

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PROYECTO DE GRADUACIÓN

Previo la obtención del Título de:

Magister en Estructuras Civiles Sismorresistentes

Presentado por:

Heidy Gissela Coello Andrade

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2026

DEDICATORIA

El presente proyecto se lo dedico con profundo amor a mi querida madre, Fresia; a mi ángel que está en el cielo, mi padre Jaime y a mis hermanos, son mi fuerza y la razón por la que cada día busco convertirme en una mejor persona.

Gracias a todos ustedes por su amor sincero, apoyo incondicional y por nunca soltarme la mano.

Los amo.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por brindarme sabiduría, fortaleza y perseverancia para cumplir una de mis metas en esta vida.

Mi más sincero agradecimiento a mi tutor de titulación de posgrado Ph.D. Stefan Leiva, por su valiosa guía y compartir sus conocimientos académicos y profesionales, los cuales fueron fundamentales para completar con éxito este proyecto.

De igual manera, agradezco a mi compañero de clases Ing. Ronnie Arteaga por su apoyo constante durante este exigente y enriquecedor proceso académico.

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, me corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Heidy Gissela Coello Andrade y doy mi consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

(Firma)

.....
Heidy Gissela Coello Andrade

EVALUADORES

.....
MSc. Samantha Hidalgo Astudillo
PROFESOR DE LA MATERIA

.....
MSc. Nadia Quijano Arteaga
PROFESOR DE LA MATERIA

.....
Ph.D. Stefan Leiva Maldonado
PROFESOR TUTOR

RESUMEN

El presente proyecto contempla el diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío, con la finalidad de proponer estructuras estandarizadas para su aplicación en el Ecuador. El desarrollo del proyecto se realizó mediante el análisis y diseño estructural de diferentes puentes peatonales con longitudes y anchos representativos empleados en el país. En este sentido, se emplearon vigas trapezoidales de acero plegado en frío que trabajan de manera compuesta con una losa de hormigón armado mediante la implementación de conectores de cortante. El diseño estructural de los puentes peatonales se llevó a cabo conforme a la metodología propuesta por la Short Span Steel Bridge Alliance y a lo descrito en las Especificaciones de la AASTHO. Los resultados obtenidos demostraron que los dieciséis (16) puentes peatonales cumplen con los requerimientos de resistencia a flexión, cortante y deflexión, garantizando el desempeño estructural de los elementos.

Palabras Clave: Acero plegado en frío, vigas trapezoidales, puentes peatonales, estructuras compuestas.

ABSTRACT

This project addresses the structural design of pedestrian bridges composed of modular trapezoidal-section beams made of cold-formed steel, with the aim of proposing standardized structural solutions for their application in Ecuador. The development of the project was carried out through the structural analysis and design of different pedestrian bridges with representative lengths and widths commonly used in the country. In this context, trapezoidal cold-formed steel beams working compositely with a reinforced concrete deck through the use of shear connectors were employed. The structural design of the pedestrian bridges was performed in accordance with the methodology proposed by the Short Span Steel Bridge Alliance and the provisions established in the AASHTO Specifications. The results obtained demonstrated that the sixteen (16) pedestrian bridges analyzed satisfy the requirements for flexural strength, shear capacity, and deflection, ensuring adequate structural performance of the elements.

Keywords: *Cold-formed steel, trapezoidal beams, pedestrian bridges, composite structures.*

ÍNDICE GENERAL

EVALUADORES.....	5
RESUMEN.....	I
<i>ABSTRACT</i>	II
ÍNDICE GENERAL.....	III
ABREVIATURAS	VII
SIMBOLOGÍA	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IX
ÍNDICE DE TABLAS	X
ÍNDICE DE PLANOS	XI
CAPÍTULO 1	16
1 Introducción	16
1.1 Introducción del proyecto de graduación	16
1.2 Antecedentes.....	17
1.3 Problemática a resolver	22
1.4 Justificación	23
1.5 Objetivos.....	25
1.5.1 Objetivo General	25
1.5.2 Objetivos Específicos	25
CAPÍTULO 2.....	26
2 Desarrollo del proyecto	26
2.1 Marco conceptual	26
2.1.1 Vigas cajón de acero plegada en frío	26
2.1.2 Comportamiento compuesto acero–concreto.....	26
2.1.3 Cargas de diseño	27

2.1.4	Estados límites	28
2.1.5	Conectores de corte	30
2.1.6	Diafragmas	31
2.2	Marco metodológico	32
2.3	Solución a diseñar	35
2.3.1	Selección de las configuraciones geométricas de los puentes peatonales 35	
2.3.2	Diseño estructural	36
2.3.3	Combinación de cargas.....	44
2.3.4	Sección típica de viga	46
2.3.5	Tipo de sistema de vigas para puentes.....	47
2.3.6	Análisis estructural de la viga.....	48
CAPÍTULO 3.....		53
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		53
3	Diseño estructural	53
3.1	Diseño estructural de vigas.....	53
3.1.1	Diseño de secciones compuestas a flexión positiva.....	53
3.1.2	Diseño de secciones a flexión negativa	55
3.1.3	Diseño de diafragmas / arriostramientos.....	63
3.1.4	Diseño de la viga a cortante.....	72
3.1.5	Deflexión de vigas	75
3.2	Estandarización de vigas para puentes peatonales.....	76
3.3	Diseño del tablero.....	79
3.3.1	Acero de refuerzo para el tablero.....	79
3.4	Conectores de cortante.....	82
3.5	Conexión viga – viga para sistemas de vigas continuas.....	84

3.6	Comparación de resultados	91
3.6.1	Análisis comparativo a flexión positiva	91
3.6.2	Análisis comparativo a flexión negativa.....	92
3.6.3	Análisis comparativo de cortante	93
3.6.4	Análisis comparativo de deflexiones	93
3.6.5	Peso del acero estructural en vigas de los puentes peatonales.....	95
3.6.6	Costo de las vigas para los puentes peatonales	96
CAPÍTULO 6.....		98
4	Conclusiones Y Recomendaciones.....	98
4.1	Conclusiones	98
4.2	Recomendaciones	99
BIBLIOGRAFÍA.....		101
ANEXOS.....		103
ANEXO A: Diseño estructural puente peatonal N°2.....		104
ANEXO B: Diseño estructural puente peatonal N°11.....		105
ANEXO C: Diseño estructural puente peatonal N°16		106
PLANOS		107
Planos del puente peatonal N°1		108
Planos del puente peatonal N°2		109
Planos del puente peatonal N°3		110
Planos del puente peatonal N°4		111
Planos del puente peatonal N°5		112
Planos del puente peatonal N°6		113
Planos del puente peatonal N°7		114
Planos del puente peatonal N°8		115
Planos del puente peatonal N°9		116

Planos del puente peatonal N°10.....	117
Planos del puente peatonal N°11.....	118
Planos del puente peatonal N°12.....	119
Planos del puente peatonal N°13.....	120
Planos del puente peatonal N°14.....	121
Planos del puente peatonal N°15.....	122
Planos del puente peatonal N°16.....	123

ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
AISC	American Institute of Steel Construction
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
SSSBA	Short Span Steel Bridge Alliance
INAHMI	Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
ACIS	Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica

SIMBOLOGÍA

m	Metro
cm	Centímetro
mm	Milímetro
Pa	Pascal
MPa	Megapascal
tonf	Tonelada fuerza
kN	Kilonewton
lbf	Libra fuerza
ft	Pie
Kip	Kilolibra fuerza
ksi	Kilolibra por pulgada cuadrada
in	Pulgada

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Conectores de cortante en tablero de losa de puente (Barth, Michaelson, & Barker, 2015).....	27
Figura 2 Pesos unitarios (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2014)	37
Figura 3 Propiedades de las vigas (Barth, Michaelson, & Barker, 2015)	40
Figura 4 Velocidades máximas de vientos en la ciudad de Guayaquil (INAMHI, 2017).....	43
Figura 5 Combinaciones y factores de carga (AASHTO, 2024).....	45
Figura 6 Factores para cargas permanentes γ_P (AASHTO, 2024).....	45
Figura 7 Parámetros de la sección transversal de la viga propuesta (Barth, Michaelson, & Barker, 2015)	46
Figura 8 Comparativa sobre capacidades y demanda a flexión positiva	91
Figura 9 Comparativa sobre capacidades y demanda a flexión negativa	92
Figura 10 Comparativa sobre capacidades y demanda a cortante	93
Figura 11 Comparativa sobre deflexiones permitidas y generadas en vigas	94
Figura 12 Peso del acero estructural en vigas de puentes peatonales.....	95
Figura 13 Costo de las vigas para los puentes peatonales.....	96

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Comparación de los sistemas propuestos de vigas trapezoidales	21
Tabla 2 Propiedades geométricas de puentes peatonales	35
Tabla 3 Propiedades de los materiales	36
Tabla 4 Cargas actuantes en la superestructura	37
Tabla 5 Carga muerta en la superestructura (DC)	42
Tabla 6 Carga muerta en la superestructura (DW)	42
Tabla 7 Carga viva (LL).....	43
Tabla 8 Tipo de sistema de vigas para los puentes peatonales.....	47
Tabla 9 Valores de carga aplicada en la superestructura	48
Tabla 10 Valores de momento último de los puentes peatonales.....	49
Tabla 11 Valores de cortante último de los puentes peatonales.....	50
Tabla 12 Deflexiones máximas producidas por la carga viva	51
Tabla 13 Valores de momento resistente (+) de los puentes peatonales	54
Tabla 14 Resistencia al pandeo al local del ala inferior de vigas	57
Tabla 15 Cantidad de arriostamiento para cada viga	59
Tabla 16 Valores de momento resistente (-) de los puentes peatonales	61
Tabla 17 Verificación de esfuerzos en el ala inferior.....	62
Tabla 18 Tipos de arriostamientos.....	63
Tabla 19 Resistencia a la fluencia de la sección bruta del rigidizador	65
Tabla 20 Resistencia a la fluencia de la sección bruta de la diagonal	66
Tabla 21 Resistencia a la fluencia de la sección bruta de la placa gusset.....	67
Tabla 22 Resistencia a compresión del rigidizador.....	69
Tabla 23 Resistencia a compresión de la diagonal.....	70
Tabla 24 Resistencia a la soldadura y fuerza aplicada al rigidizador y alma	71
Tabla 25 Resistencia a la soldadura y fuerza aplicada a la placa gusset y la diagonal	72
Tabla 26 Cortante resistente en vigas	74
Tabla 27 Deflexiones máximas permitidas en vigas	75
Tabla 28 Tipo de vigas adoptadas	76
Tabla 29 Secciones de vigas de los puentes peatonales	77
Tabla 30 Acero de refuerzo en tablero.....	81
Tabla 31 Cantidad de conectores de cortante para cada viga del puente peatonal.....	83
Tabla 32 Dimensiones del empalme de alas superiores para cada viga de los puentes	89
Tabla 33 Dimensiones del empalme del alma para cada viga de los puentes.....	90

ÍNDICE DE PLANOS

- PLANO 1 Vista en planta del puente peatonal N°1 (longitud 13 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 2 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°1 (longitud 13 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 3 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°1 (longitud 13 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 4 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°1 (longitud 13 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 5 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°1 (longitud 13 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 6 Vista en planta del puente peatonal N°2 (longitud 20 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 7 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°2 (longitud 20 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 8 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°2 (longitud 20 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 9 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°2 (longitud 20 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 10 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°2 (longitud 20 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 11 Vista en planta del puente peatonal N°3 (longitud 26 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 12 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°3 (longitud 26 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 13 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°3 (longitud 26 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 14 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°3 (longitud 26 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 15 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°3 (longitud 26 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 16 Vista en planta del puente peatonal N°4 (longitud 40 m y ancho 2.50 m)
- PLANO 17 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°4 (longitud 40 m y ancho 2.50 m)

PLANO 18 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°4 (longitud 40 m y ancho 2.50 m)

PLANO 19 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°4 (longitud 40 m y ancho 2.50 m)

PLANO 20 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°4 (longitud 40 m y ancho 2.50 m)

PLANO 21 Vista en planta del puente peatonal N°5 (longitud 13 m y ancho 3.00 m)

PLANO 22 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°5 (longitud 13 m y ancho 3.00 m)

PLANO 23 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°5 (longitud 13 m y ancho 3.00 m)

PLANO 24 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°5 (longitud 13 m y ancho 3.00 m)

PLANO 25 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°5 (longitud 13 m y ancho 3.00 m)

PLANO 26 Vista en planta del puente peatonal N°6 (longitud 20 m y ancho 3.00 m)

PLANO 27 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°6 (longitud 20 m y ancho 3.00 m)

PLANO 28 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°6 (longitud 20 m y ancho 3.00 m)

PLANO 29 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°6 (longitud 20 m y ancho 3.00 m)

PLANO 30 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°6 (longitud 20 m y ancho 3.00 m)

PLANO 31 Vista en planta del puente peatonal N°7 (longitud 26 m y ancho 3.00 m)

PLANO 32 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°7 (longitud 26 m y ancho 3.00 m)

PLANO 33 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°7 (longitud 26 m y ancho 3.00 m)

PLANO 34 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°7 (longitud 26 m y ancho 3.00 m)

PLANO 35 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°7 (longitud 26 m y ancho 3.00 m)

PLANO 36 Vista en planta del puente peatonal N°8 (longitud 40 m y ancho 3.00 m)

PLANO 37 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°8 (longitud 40 m y ancho 3.00 m)

PLANO 38 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°8 (longitud 40 m y ancho 3.00 m)

PLANO 39 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°8 (longitud 40 m y ancho 3.00 m)

PLANO 40 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°8 (longitud 40 m y ancho 3.00 m)

PLANO 41 Vista en planta del puente peatonal N°9 (longitud 13 m y ancho 3.50 m)

PLANO 42 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°9 (longitud 13 m y ancho 3.50 m)

PLANO 43 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°9 (longitud 13 m y ancho 3.50 m)

PLANO 44 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°9 (longitud 13 m y ancho 3.50 m)

PLANO 45 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°9 (longitud 13 m y ancho 3.50 m)

PLANO 46 Vista en planta del puente peatonal N°10 (longitud 40 m y ancho 3.50 m)

PLANO 47 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°10 (longitud 20 m y ancho 3.50 m)

PLANO 48 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°10 (longitud 20 m y ancho 3.50 m)

PLANO 49 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°10 (longitud 20 m y ancho 3.50 m)

PLANO 50 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°10 (longitud 20 m y ancho 3.50 m)

PLANO 51 Vista en planta del puente peatonal N°11 (longitud 26 m y ancho 3.00 m)

PLANO 52 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°11 (longitud 26 m y ancho 3.50 m)

PLANO 53 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°11 (longitud 26 m y ancho 3.50 m)

PLANO 54 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°11 (longitud 26 m y ancho 3.50 m)

PLANO 55 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°11 (longitud 26 m y ancho 3.50 m)

PLANO 56 Vista en planta del puente peatonal N°12 (longitud 26 m y ancho 3.50 m)

PLANO 57 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°12 (longitud 40 m y ancho 3.50 m)

PLANO 58 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°12 (longitud 40 m y ancho 3.50 m)

PLANO 59 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°12 (longitud 40 m y ancho 3.50 m)

PLANO 60 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°12 (longitud 40 m y ancho 3.50 m)

PLANO 61 Vista en planta del puente peatonal N°13 (longitud 13 m y ancho 4.00 m)

PLANO 62 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°13 (longitud 13 m y ancho 4.00 m)

PLANO 63 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°13 (longitud 13 m y ancho 4.00 m)

PLANO 64 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°13 (longitud 13 m y ancho 4.00 m)

PLANO 65 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°13 (longitud 13 m y ancho 4.00 m)

PLANO 66 Vista en planta del puente peatonal N°14 (longitud 20 m y ancho 4.00 m)

PLANO 67 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°14 (longitud 20 m y ancho 4.00 m)

PLANO 68 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°14 (longitud 20 m y ancho 4.00 m)

PLANO 69 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°14 (longitud 20 m y ancho 4.00 m)

PLANO 70 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°14 (longitud 20 m y ancho 4.00 m)

PLANO 71 Vista en planta del puente peatonal N°15 (longitud 26 m y ancho 4.00 m)

PLANO 72 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°15 (longitud 26 m y ancho 3.00 m)

PLANO 73 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°15 (longitud 26 m y ancho 4.00 m)

PLANO 74 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°15 (longitud 26 m y ancho 4.00 m)

PLANO 75 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°15 (longitud 26 m y ancho 4.00 m)

PLANO 76 Vista en planta del puente peatonal N°16 (longitud 40 m y ancho 4.00 m)

PLANO 77 Vista frontal y detalles estructurales del puente peatonal N°16 (longitud 40 m y ancho 4.00 m)

PLANO 78 Vista lateral izquierda y derecha del puente peatonal N°16 (longitud 40 m y ancho 4.00 m)

PLANO 79 Armado del acero de refuerzo en la losa del puente peatonal N°16 (longitud 40 m y ancho 4.00 m)

PLANO 80 Vistas tridimensionales del modelo estructural del puente peatonal N°16 (longitud 40 m y ancho 4.00 m)

CAPÍTULO 1

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción del proyecto de graduación

Referente al diseño estructural de los puentes peatonales, a lo largo de los años se han realizado grandes avances en diseñar estructuras más livianas que permitan reducir el costo de un proyecto y acelerar el tiempo de construcción, en este sentido, la estructura debe no solo debe cumplir con los requisitos exigidos por normativas internacionales / nacionales, sino que también deben contribuir a la integración urbana y al cuidado del medio ambiente, la metodología constructiva debe incluir la reducción de los impactos ambientales y sociales generados durante la construcción de estas infraestructuras (Prieto Florentin, 2019).

En este sentido, los autores (Barth, Michaelson, & Barker, 2015) desarrollaron un sistema de vigas modulares de acero conformado en frío, la cual surge como una alternativa viable y competitiva para el mercado de puentes de acero de corto vano, la misma que representa una solución estructural innovadora que combina eficiencia constructiva y sostenibilidad frente a los sistemas tradicionales de vigas soldadas o laminadas.

El principio constructivo de este sistema se basa en el plegado de láminas de acero estructural estandarizadas mediante una prensadora, formando así secciones trapezoidales de alta eficiencia. Esta metodología permite optimizar los procesos de fabricación y montaje, reducir los costos de producción y garantiza la calidad de la mano de obra al fabricarse bajo condiciones controladas en taller.

En función a lo expuesto, la presente tesis tiene como objetivo realizar el diseño estructural de varios puentes peatonales, tomando como punto de partida las secciones geométricas que se emplean comúnmente en nuestro país; longitud y ancho de puentes, contribuyendo así a la estandarización y optimización de futuros proyectos de construcción de puentes peatonales.

El análisis estructural se realizará empleando las secciones de vigas que fueron previamente ensayadas y validadas en el estudio de los autores (Barth, Michaelson, & Barker, 2015).

1.2 Antecedentes

Las investigaciones sobre el uso de vigas de acero conformadas en frío aplicadas a la construcción de puentes modulares de tramo corto se remontan a finales de la década del año 1970. En el año 1979 (Taly & Gangaro , 1979) fueron los primeros en proponer la idea de emplear una viga tipo cajón de acero doblado en frío para la construcción de puentes modulares de tramos cortos.

Los autores desarrollaron su diseño con base a las indicaciones del American Institute of Steel Construction (AISC) dado que ese momento la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) no contemplaba los criterios de diseño para elementos de acero conformados en frío mediante prensa plegadora.

Se analizó una viga simplemente apoyada con sección trapezoidal de acero plegado en frío, la cual trabaja de manera compuesta con una losa de concreto mediante el uso de conectores de cortante.

A partir de su análisis, determinaron que las vigas tipo cajón presentaban mayor rigidez torsional que las secciones tipo I, debido a su configuración cerrada y demostraron la viabilidad económica de la implementación de vigas plegadas en frío para tramos comprendidos entre 12 y 30 metros.

Posteriormente, en el año 2002 el profesor Shun-ichi Nakamura propone un sistema de vigas cajón de acero dobladas por prensa hidráulica con losa de concreto prefabricada y pretensada, con el objetivo de obtener un comportamiento compuesto más eficiente, incrementando la resistencia al pandeo local en las zonas de los apoyos y mejorando el desempeño estructural frente a cargas sísmicas.

El autor analizó un sistema de vigas continuas, compuesta por tres vanos, las secciones de las vigas varían de acuerdo a la función estructural: para las regiones de flexión positiva, se considera que la losa se apoya directamente sobre las alas superiores de la viga y se conecta mediante conectores de corte, desarrollando de esta manera la acción compuesta, mientras para las regiones de flexión negativa donde hay mayor concentración de esfuerzos la viga trapezoidal es rellena de hormigón y contiene en su interior barras de presfuerzo a fin de aumentar la rigidez local y evitar el pandeo local del ala inferior debido al efecto de las cargas que están comprimiendo el elemento. En los tramos de transición estructural, se emplea secciones con relleno parcial de hormigón en el interior de la viga, combinadas con las barras de pretensado, con el objetivo de incrementar la capacidad resistente del elemento y garantizar un comportamiento adecuado frente a los esfuerzos actuantes.

(Nakaruma, 2002) concluyó que las vigas cajón presentan suficiente resistencia a la flexión, gran capacidad de deformación y la cantidad de acero requerida era superior a la empleada en las vigas de placas convencionales; sin embargo, determinó que el sistema estructural continúa siendo económico y genera un porcentaje de reducción en el costo de construcción del 25%.

Cabe resaltar que su investigación sentó las bases del diseño de vigas compuestas dobladas en frío, demostrando el potencial para las aplicaciones en puentes modulares de longitud máxima de 30 metros.

En el año 2008, Nelson Engineering Services desarrolló un sistema de puente compuesto prefabricado de viga trapezoidal de poca profundidad plegado en frío, en conjunto con la empresa Tricon Precast lo comercializaron y lo denominaron Con-Struct,

Siguiendo la misma metodología estructural de (Taly & Gangaro , 1979), se analizó la sección de viga de acero pero con una particularidad, (Tricon Precast, 2008) logró incrementar la capacidad de la viga y controlar las deformaciones mediante la inducción de una contraflecha previo al hormigonado de la losa del tablero. Este sistema es adecuado para puentes de hasta 18 metros de longitud.

En el año 2010 la Universidad de Nebraska realizó una investigación, la cual marcó un hito muy importante, ya que represento un gran avance significativo al abordar de manera conjunta dos aspectos fundamentales; el diseño estructural y la metodología constructiva de un puente.

Los investigadores (Burner, 2010) y (Glaser, 2010) llevaron a cabo la validación experimental y constructiva de las vigas cajón plegadas en frío, como una alternativa construir puentes modulares prefabricados de luces hasta 24 metros. Este sistema se realizó con la finalidad de reducir el peso propio de la estructura, mejorar la facilidad constructiva y reducir los costos de ejecución y mantenimiento.

(Burner, 2010) efectuó la evaluación estructural de la estructura, realizo pruebas de comportamiento estructural los cuales incluyeron; resistencia a la flexión, rigidez, modos de falla y el comportamiento compuesto entre la viga y la losa de concreto. Aporto todos los datos obtenidos en su ensayo experimental para validar los modelos de diseño. Sus resultados determinaron que las vigas de sección trapezoidal alcanzan altas resistencias a la flexión con secciones de menor tamaño, atribuida a su configuración abierta e invertida de la viga, la cual se obtiene mediante el plegado en frío de una lámina de acero.

Por otra parte, el investigador (Glaser, 2010) baso su estudio en la constructibilidad y la fabricación del sistema, analizo el proceso del plegado de la lámina, tolerancias geométricas, montaje y facilidad de inspección del elemento. Su estudio determinó que la orientación abierta e invertida de la viga facilita el acceso al interior de la viga, lo que proporciona facilidad de inspección y mantenimiento en comparación con secciones cerradas convencionales.

Ambos aportes permitieron establecer que las vigas trapezoidales invertidas de menor profundidad pueden lograr un gran desempeño estructural y ofrecer una alta eficiencia constructiva.

Durante este mismo año, el Departamento de Transporte de Texas tuvo como objetivo crear una estructura con secciones de poca profundidad, para lo cual, los investigadores (Chandar, Hyzak, & Wolf, 2010) desarrollaron un sistema compuesto por vigas cajón de acero con dos filas de pernos de cortes soldado en las alas superiores y una losa de concreto reforzado.

Para este caso, las vigas cajón de acero fueron fabricadas convencionalmente, es decir fueron hechas a partir de placas de acero laminado en caliente, posteriormente sus piezas fueron soldadas para formar la sección de la viga final.

Este sistema fue implementado en agosto de 2010, en un proyecto piloto en un puente real conformada por cuatro vanos simplemente apoyados de luces 13.72m, 30.48m, 30.48m y 19.81m.

Los investigadores (Barth, Michaelson, & Barker, 2015), desarrollaron una viga trapezoidal de acero modular, poca profundidad y formada mediante prensa plegadora, en sus alas superiores se coloca pernos de cortante para posteriormente realizar el colado del hormigón en la losa, este proceso se realiza en el taller de fabricación, convirtiéndose de esta manera en una unidad modular compuesta, de igual manera se puede prefabricar los paneles de losa en el taller y en obra se realiza el respectivo montaje de ambos elementos.

El tiempo para la formación de una viga de sección trapezoidal es de aproximadamente de 1 a dos horas, se optimiza los tiempos ya que no se requiere para su elaboración procesos de soldadura.

Demostraron mediante pruebas experimentales que las predicciones de la AASTHO sobre la capacidad nominal de las vigas son conservadoras. El sistema estructural propuesto tiene un comportamiento dúctil y su falla se encuentra controlada por flexión. Este sistema es aplicable para puentes de hasta 42.67 metros de longitud.

En la **Tabla 1** se presenta una comparación de los diferentes estudios que se han realizado para la implementación de vigas de acero trapezoidal en la construcción acelerada de puentes.

Tabla 1 Comparación de los sistemas propuestos de vigas trapezoidales

Autores	Tipo de viga	Longitud máxima	Observaciones
(Taly & Gangaro , 1979)	Viga trapezoidal formada mediante una prensa plegadora, losa prefabricada y conectores de cortante.	30 metros	Falta de normativa
(Nakaruma, 2002)	<p>Sistema para puentes de 3 vanos, consideró 3 secciones de vigas trapezoidales formadas mediante una prensa plegadora:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Para la zona central del claro: Sección compuesta entre una viga trapezoidal y losa de hormigón. 2. Apoyo intermedio: Viga rellena de hormigón con barras de presfuerzo. 3. Zona de transición: Viga parcialmente rellena de hormigón más el uso de diafragmas y pretensado. 	30 metros	Emplea mayor cantidad de acero, a diferencia que una viga convencional.
(Tricon Precast, 2008)	Viga trapezoidal formada mediante una prensa plegadora, losa prefabricada y conectores de cortante. Implementaron la inducción de la curvatura inicial (camber) de la viga.	18 metros	Camber inducido
(Burner, 2010)	Viga trapezoidal invertida donde sus alas están dobladas hacia adentro.	24 metros	Alta resistencia a la flexión con secciones de menor tamaño
(Chandar, Hyzak, & Wolf, 2010)	Sistema compuesto por vigas cajón de acero con dos filas de pernos de cortes soldado en las alas superiores y una losa de concreto reforzado.	30.48 metros	Excelente para carreteras con restricciones verticales.

	Las vigas fueron fabricadas de manera convencional es decir fueron hechas a partir de placas de acero laminado en caliente, las cuales fueron soldadas. El elemento estructural posee poca altura.		
(Barth, Michaelson, & Barker, 2015)	Viga trapezoidal plegada en frío, tiene un tiempo de fabricación 1 - 2 horas. Consta de una losa prefabricada y conectores de cortante.	42.67 metros	Proponen nueva metodología estructural ya que la AASHTO es muy conservadora para determinar la capacidad a flexión.

Fuente: Propia

1.3 Problemática a resolver

En el ámbito de la ingeniería estructural, los puentes peatonales de pequeña y mediana luz se enfrentan a limitaciones técnicas y económicas debido a los procesos constructivos tradicionales en hormigón armado o acero estructural que generan dificultades en la logística y mayor tiempo de ejecución.

Estas estructuras empleadas al tránsito peatonal, deben garantizar seguridad estructural y durabilidad en los elementos que la conforman, de igual manera se requiere que la superestructura posea secciones estructurales de poca profundidad, menor peso y su construcción y mantenimiento sean lo más rápido posible (Prieto Florentin, 2019).

El tiempo de ejecución para la construcción de un puente peatonal, resulta ser un tema relevante en las zonas urbanas, esto se debe al alto tráfico vehicular, ya que obliga a cerrar temporalmente el sitio de emplazamiento, lo que genera un impacto significativo para la movilidad y el entorno urbano (Morales Munita, 2023).

Los sistemas convencionales de fabricación en acero estructural se basan generalmente en el uso de vigas tipo I, la cual se forma a partir del corte de láminas de acero y lo que produce un elevado número de uniones soldadas. Este proceso genera mayor costo de ejecución y una baja eficiencia constructiva debido a que la ejecución de los trabajos

demanda la implementación de equipos especializados y personal altamente calificado a fin de garantizar el cumplimiento de las certificaciones de calidad respectivas (Krause, 2022). Además, los procesos constructivos suelen requerir mayor tiempo de montaje, lo que aumenta el tiempo de exposición de la obra al entorno, retrasando la apertura al servicio y no permite la aplicación de métodos constructivos acelerados, los cuales en la mayoría de casos son requeridos por los organismos públicos debido a su contribución significativa en la reducción de plazos de entrega del proyecto y en la reducción de las afectaciones al flujo continuo de tráfico vehicular (Freeseman, Shane, & Volk, 2020).

Según (Morgan , 2010), a pesar que en la actualidad existen varias alternativas de sistema de prefabricados o modulares, muchos de ellos no han logrado tener una adopción en el mercado de puentes de tramo corto. Una de las razones principales se encuentran su complejidad en la fabricación, falta de estandarización en el diseño y respaldo de las normativas aplicables, escasa validación constructiva o dudas técnicas respecto al comportamiento estructural del elemento bajo condicionales reales de carga como su resistencia a capacidad de flexión, pandeo local y desempeño compuesto entre el acero y el hormigón.

1.4 Justificación

En la actualidad, la construcción de puentes peatonales se debe ejecutar en el menor tiempo posible, a fin de reducir la afectación en el entorno en que se desarrolla y reducir los impactos ambientales, económicos y sociales que se generan directamente por la ejecución de los trabajos (Prieto Florentin, 2019).

Para resolver la problemática planteada es de importancia evaluar la aplicabilidad de vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío, ya que es un nuevo sistema estructural capaz de responder simultáneamente a los desafíos de tiempo y seguridad estructural permitiendo la adopción de secciones estandarizadas que cumplan con todos los criterios de las Especificaciones de la AASHTO (Azizinamini, 2009).

El sistema propuesto tiene una validación experimental y actualmente es impulsado por organismos internacionales como la Short Span Steel Bridge Alliance (SSSBA), para su implementación en puentes de tramo corto.

El diseño de los autores (Barth, Michaelson, & Barker, 2015), se basa en el doblado en frío de una lámina de acero que tiene un ancho estándar, formando de tal manera una viga de sección trapezoidal, eliminando completamente los procesos de soldaduras y el tiempo de fabricación es entre 1 a 2 horas. De esta manera, se optimiza significadamente la eficiencia del proceso constructivo. Las investigaciones realizadas sobre este sistema estructural han demostrado que el elemento estructural presenta una alta rigidez torsional y un excelente comportamiento a la flexión, además que no requiere el uso de diafragmas debido a que la losa se funde en el taller y se genera la sección compuesta entre la viga y la losa, esto es aplicable siempre y cuando se tenga un sistema simplemente apoyado. En este sentido, la sección compuesta permite que se forme un soporte lateral continuo, optimizando el diseño estructural y reduciendo los costos de ejecución del puente.

Adicionalmente, para el análisis y diseño estructural de la viga, no solo se cumplirá los requerimientos establecidos por la AASHTO, sino que se adoptará la fórmula propuesta por (Barth, Michaelson, & Barker, 2015), para determinar la capacidad nominal de la viga y obtener de esta manera secciones más ligeras.

El sistema estructural propuesto es aplicable para puentes de acero de luces cortas, siendo de 42.67 metros máximo. Conforme a la información levantada del Portal de Compras Públicas del Ecuador, en nuestro país se suelen construir puentes peatonales con vanos de hasta 24 metros, lo que hace compatible con el análisis propuesto por la Short Span Steel Bridge Alliance (SSSBA).

Este proyecto contribuye a nivel ambiental, social y económico al Objetivo de Desarrollo Sostenible N°9 “Industria, Innovación e Infraestructura”, ya que las estructuras desarrolladas son seguras, de calidad y resilientes.

1.5 Objetivos

1.5.1 Objetivo General

Evaluar las diferentes secciones de vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para la estandarización estructural de puentes peatonales para su aplicación en el Ecuador.

1.5.2 Objetivos Específicos

- Evaluar las vigas de sección trapezoidal en acero plegado en frío mediante la metodología estructural propuesta por la Short Span Steel Bridge Alliance (SSSBA), determinando de manera alternativa la capacidad resistente de los elementos estructurales.
- Plantear diferentes secciones transversales de vigas trapezoidales mediante el cumplimiento de estados límites que establece la AASHTO, garantizando el adecuado desempeño estructural de los puentes peatonales.
- Elaborar los planos estructurales estandarizados de vigas modulares trapezoidales en acero plegado en frío para su implementación recurrente en puentes peatonales a nivel nacional.

CAPÍTULO 2

2 DESARROLLO DEL PROYECTO

2.1 Marco conceptual

2.1.1 Vigas cajón de acero plegada en frío

Según (Barth, Michaelson, & Barker, 2015), las vigas cajón de acero plegada en frío, son elementos estructurales obtenidos a partir del doblado de una lámina de acero estructural mediante una prensa plegadora. Una gran diferencia respecto a las vigas cajón convencionales, las cuales están formadas mediante el corte y soldadura de placas de acero estructural.

Las vigas cajón se emplea como vigas principales, donde su sección transversal es hueca y tiene forma de cajón, generalmente están conformadas por concreto pretensado, acero estructural o sistemas compuestos. La sección puede formar un tubo cerrado rectangular o trapezoidal, la cual proporciona mayor resistencia a la flexión y torsión. Esta metodología ha sido desarrollada para puentes de tramos corto (hasta 42.67 metros), con el enfoque de la construcción acelerada de puentes a fin de obtener los siguientes beneficios:

- Alta rigidez torsional.
- Poca profundidad de la viga.
- Menor superficie expuesta a sales de carretera debido a la acción del aire.
- Menor cantidad de apoyos cuando se implementan varias vigas cajón.
- Menor cantidad de número de vigas durante el montaje.
- Mejor capacidad para adaptarse a alineamientos curvos.

2.1.2 Comportamiento compuesto acero–concreto

El comportamiento compuesto entre el acero de la viga y el concreto del tablero de un puente, es una solución estructural que permite aprovechar las propiedades de ambos materiales y garantiza una mejor resistencia, rigidez y durabilidad del sistema.

Las vigas compuestas se emplean para puentes y su comportamiento se logra mediante dispositivos mecánicos, conocidos como conectores de cortante, los cuales se observan en la **Figura 1**, estos dispositivos se pueden soldar o atornillar al ala superior de la viga, y quedan embebidos en el hormigón durante el hormigonado de la losa.

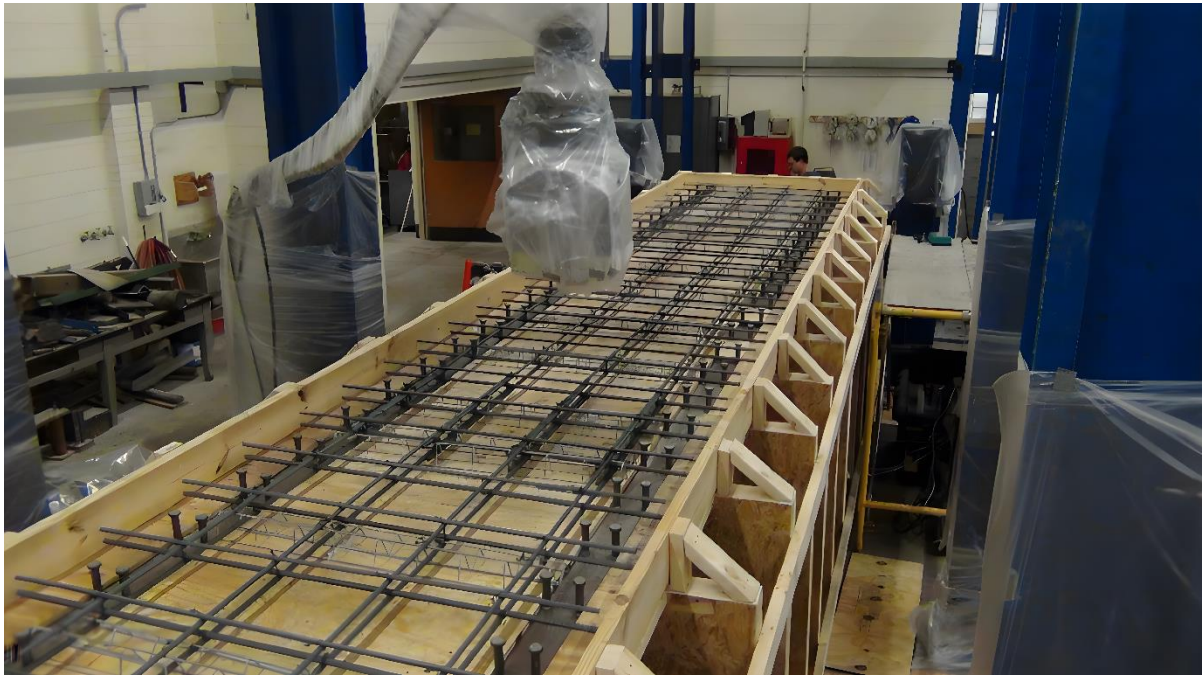


Figura 1 Conectores de cortante en tablero de losa de puente (Barth, Michaelson, & Barker, 2015)

La implementación de una sección compuesta resulta especialmente eficiente en las zonas donde se generan momentos positivos bajo la acción de las cargas de servicio. En aquellas zonas, el sistema aprovecha que el concreto trabaja en compresión y el acero a tracción, lo que genera un incremento en la resistencia y en la rigidez del elemento estructural. Esto difiere, con el comportamiento que desarrollarían ambos materiales si trabajan de forma independiente, es decir sin interacción compuesta (Ranzi, Leoni, & Zandonini, 2013).

2.1.3 Cargas de diseño

Para realizar el análisis y diseño estructural de cualquier estructura, es fundamental estimar las cargas que actuará sobre ella durante su tiempo de vida útil. Las cuales se

encuentran definidas a partir de las normativas vigentes ya que permiten valores representativos más cercanos a la realidad.

De acuerdo con norma (AASHTO, 2024), las estructuras de puentes deben ser evaluadas en función del servicio que ofrecerán a los usuarios, el cual puede ser: uso peatonal o vehicular.

Las cargas principales que considera la norma son:

- Carga muerta
- Carga viva
- Carga sísmica

2.1.4 Estados límites

La norma (AASHTO, 2024) define 4 estados límites, los cuales tienen como objetivo garantizar la construcción y funcionalidad de un puente, asegurando que bajo los efectos de cargas de diseño tendrán un comportamiento estructural adecuado durante su período de vida útil.

Los estados límites son clasificados en cuatro grupos:

- Estado límite de resistencia (I, II, III, IV y V)
- Estado límite de servicio (I, II, III y IV)
- Estado límite de fatiga y fractura (I, II)
- Estado límite de evento extremo (I, II)

2.1.4.1 Estado límite de resistencia

El estado límite de resistencia se basa en la verificación de la estabilidad y capacidad última de cada elemento estructural, empalmes o conexiones. Si la resistencia última sobrepasa la capacidad resistente del elemento analizado, se considera que la resistencia del puente ha sido excedida.

Bajo este estado límite de resistencia, pueden presentarse daños y deterioro, sin embargo, se espera que su integridad se mantenga (AASHTO, 2024).

2.1.4.2 Estado límite de servicio

El estado límite de servicio, según la norma (AASHTO, 2024), garantiza el comportamiento adecuado del puente bajo los efectos de las cargas de servicio, controlando aspectos de funcionalidad, confort y durabilidad. Además, evita que la estructura experimente deflexiones excesivas, deformaciones permanentes y daños acumulados que afecten el desempeño.

Bajo este estado límite, la estructura debe mantenerse dentro del rango elástico, sin presentar deterioros significativos ni deformaciones que comprometan su operatividad.

Para las secciones compuestas de acero y concreto, las tensiones generadas bajo las cargas de servicio deben mantenerse dentro de los rangos aceptables, con la finalidad de evitar problemas de fatiga, fisuración o pérdida de la integridad del sistema compuesto.

2.1.4.3 Estado límite de fatiga

El estado límite de fatiga tiene relación con las restricciones impuestas en el rango de tensiones que experimenta un elemento estructural debido al paso repetido de cargas cíclicas del tráfico, cuya sollicitación es modelada mediante un vehículo de diseño único. Este criterio considera el número esperado de ciclos de variación de tensiones a lo largo de la vida útil del elemento con la finalidad de evitar el inicio y propagación de fisuras por fatiga. (AASHTO, 2024)

2.1.4.4 Estado límite de fractura

El estado límite de fractura garantiza que un elemento de acero estructural no falle de manera súbita debido a la propagación inestable de fisuras. La (AASHTO, 2024) garantiza que la capacidad a la tracción, determinada por la tenacidad del acero, la sección neta del elemento y la resistencia última del material sea superior a la fuerza de tracción aplicada. De esta forma se limita la posibilidad de falla frágil de vigas en zonas

de tracción y las uniones soldadas donde la concentración de esfuerzos genera un aumento en la vulnerabilidad hacia una falla frágil.

2.1.4.5 Estado límite de evento extremo

Este estado límite garantiza que la estructura no tenga daños frente a situaciones de baja probabilidad, pero de alto impacto, tales como sismos severos, colisiones por embarcaciones o vehículos, e inundaciones. En tales eventos, el puente podría experimentar grandes deformaciones inelásticas debido a las fuerzas generadas en la estructura por dichos factores.

Para estas situaciones, durante la etapa de diseño se debe considerar un período de retorno mayor que el considerado de vida útil de la estructura, garantizando así un margen de seguridad frente a este tipo de amenazas.

2.1.5 Conectores de corte

El mecanismo para la transferencia de cortante entre una losa de concreto y un elemento de acero, se encuentra formado mediante un conector de acero, el mismo que se encuentra conectado mediante soldadura que permite la fijación en el elemento estructural de acero.

La unión experimentación deformaciones siempre y cuando está se encuentre sometida bajo esfuerzos de cortante en la interfaz. Su capacidad para deformarse sin fracturarse se la denomina como la capacidad de deslizamiento de la conexión por cortante.

Cabe indicar que el termino de ductilidad en este contexto, no se refiere específicamente a la ductilidad del propio conector, sino a la ductilidad de todo el conjunto del sistema de conexión por cortante. (White, 2022)

La (AASHTO, 2024) define que, para los puentes de un sistema simplemente apoyado, que trabajan de manera compuesta, los conectores de cortante deberán ser colocados a lo largo de toda la longitud de su claro. Y para los puentes compuestos continuos rectos, generalmente en la zona donde el momento flector es positivo los conectores de cortante se ubican a lo largo de toda la longitud del puente. Mientras para las regiones

de flexión negativa, la losa está en tracción y se asume que esta fisurada, por lo tanto, los conectores no contribuyen eficazmente a la acción compuesta, sin embargo; pueden ser requeridos para dar anclaje losa – viga y estabilidad, su implementación en esta zona no aporta resistencia en el sistema.

2.1.6 Diafragmas

Los diafragmas para puentes cumplen diversas funciones, unas de ellas permiten que las cargas gravitacionales tengan una mejor distribución en las vigas principales, también transfiere las cargas horizontales del tablero hacia los apoyos, adicionalmente provee soporte lateral a las vigas cuando no trabaja de manera compuesta (Acevedo Laos, 2015).

De acuerdo a la (AASHTO, 2024) los diafragmas se pueden colocar en los extremos o en el interior de la viga, los mismo que deberán diseñarse para cada etapa; construcción y de funcionamiento total.

(Helwig & Yura, 2012) definen tres tipos de diafragmas; cercha lateral del ala superior, marcos transversales internos intermedios y diafragmas de extremos:

La cercha lateral del ala superior se emplea para arriostrar el ala superior de la viga cajón y se diseña para soportar las cargas generadas durante la etapa de construcción, generalmente cuando el sistema no trabaja de manera compuesta, es decir que aún no se hormigona el tablero. Controla la flexión lateral y aumenta la resistencia al pandeo lateral torsional del ala que está en compresión. Este tipo de arriostramiento solo resiste fuerzas axiales.

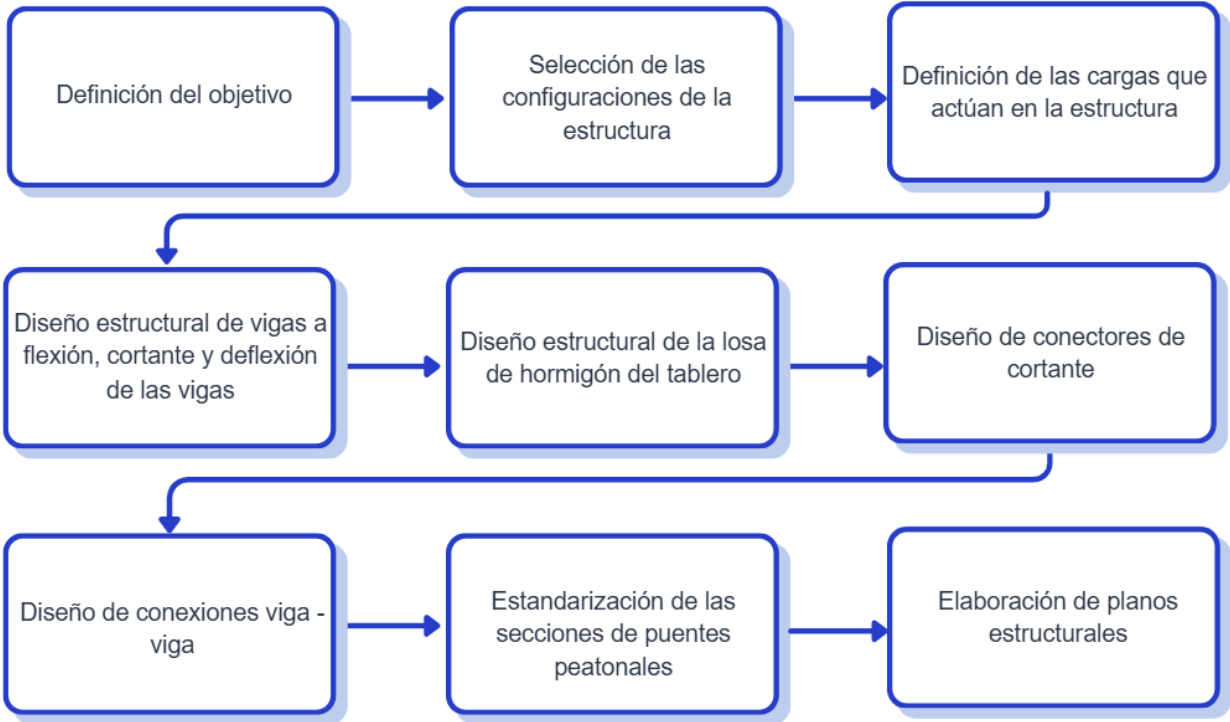
Los marcos transversales intermedios son ubicados en la zona interior de la viga a lo largo de su vano. Soporta fuerzas axiales y flexión por lo que permite mantener la forma de su sección transversal y controla la distorsión. Se emplea durante la etapa de servicio lo cual deberá diseñarse para todas las cargas que estará sometida la viga.

Finalmente, los diafragmas de extremos son apoyos que se colocan al inicio y fin de la viga, su forma es trapezoidal y todo su perímetro es soldado a la viga. Tiene la capacidad de soportar fuerzas de corte, flexión y torsión, garantiza el equilibrio torsional para el sistema de vigas, ya que pueden resistir el giro en sus extremos. Se diseña bajo las cargas que actúen en su estado de servicio.

2.2 Marco metodológico

El proyecto será desarrollado a través de la metodología tipo cascada, la cual consiste en obtener de manera secuencial los datos necesarios para avanzar en cada etapa del proyecto con la finalidad de garantizar el cumplimiento del objetivo principal, garantizando los niveles de seguridad requeridos por la normativa estructural.

La metodología adoptada constituye una variante con respecto al método tradicional del diseño, ya que permite que el elemento desarrolle la máxima capacidad estructural para resistir las cargas aplicadas.



- **Selección de las configuraciones de la estructura:** Como etapa inicial del proceso de análisis, se deben establecer las dimensiones geométricas principales de los puentes peatonales como la longitud y el ancho. A partir de estos parámetros se determina el sistema estructural apropiado para cada tipo de puente, el cual puede ser una estructura simplemente apoyada o continua, va a depender principalmente de la luz del puente.
- **Definición de las cargas que actúan en la superestructura:** Para desarrollar la evaluación estructural de los puentes peatonales es indispensable realizar el análisis de todas las cargas que actúan en la estructura, las cuales incluye:
 - a) Cargas muertas (DC+DW): Está conformada por el peso propio de la viga, losa de hormigón del tablero, barandas, instalaciones, entre otros elementos que actuarán de forma permanente en el puente.
 - b) Carga viva (LL): Carga peatonal.

La determinación adecuada de las cargas constituye las bases fundamentales para el correcto análisis de esfuerzos y la verificación de la capacidad resistente de los elementos estructurales.

- **Diseño estructural de vigas a flexión, cortante y deflexión:** Para evaluar el comportamiento estructural del sistema compuesto se empleará la ecuación propuesta por (Barth, Michaelson, & Barker, 2015), la cual fue desarrollada y validada por la Short Span Steel Bridge Alliance (SSSBA), específicamente para vigas trapecoidales plegadas en frío.

Los autores demostraron mediante ensayos experimentales, modelaciones estructurales de elementos finitos y el método basado en la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones que la ecuación propuesta por ellos permite estimar con mayor precisión el momento nominal (M_n) del elemento estructural en comparación con lo establecido por la (AASHTO, 2024).

Una vez obtenido el momento nominal de flexión de la viga trapezoidal de acero, se procederá a realizar el diseño estructural de la viga, siguiendo estrictamente lo establecido en la (AASHTO, 2024). Se analizará los siguientes parámetros:

- a) Estado límite de resistencia
 - b) Estado límite de servicio
- **Diseño de la losa de hormigón del tablero:** La losa de hormigón se analizará estructuralmente de acuerdo a lo dispuesto en las Especificaciones de la AASTHO, donde la losa es considerada como una viga en voladizo y a partir de su modelo se obtiene el momento último, lo cual va a permitir determinar el área del refuerzo requerido.

Cabe señalar que la losa de hormigón deberá contar con doble armadura, dispuesta tanto en la fibra superior como en la inferior, conforme a los criterios normativos.
 - **Diseño de conectores de cortante:** Para formar la sección compuesta en flexión positiva es necesario la colocación de conectores de cortante, para su diseño se seguirá lo indicado en las Especificaciones de la AASTHO.
 - **Diseño de conexiones viga – viga:** Las conexiones viga – viga se encuentra ubicadas en los apoyos y se aplica para sistemas continuos de puentes, ya que en dicha zona se desarrolla el momento flector negativo. El diseño se realiza de acuerdo a lo estipulado en las Especificaciones de la AASTHO.
 - **Estandarización de las secciones de puentes peatonales:** Una vez verificado el cumplimiento de todos los criterios estructurales de las normativas vigentes, se procede a estandarizar todas las secciones de todos los puentes inicialmente establecidos.

- **Planos estructurales:** Finalmente, se procederá a elaborar los planos estructurales, los cuales constituyen la representación gráfica del diseño previamente realizado y tendrán toda la información necesaria para su correcta construcción.

2.3 Solución a diseñar

Para determinar las secciones transversales de los puentes es fundamental completar todos los pasos establecidos en el marco metodológico, ya que de esta manera se obtendrá el resultado esperado.

2.3.1 Selección de las configuraciones geométricas de los puentes peatonales

Se define las propiedades geométricas de los puentes peatonales a analizar, considerando su longitud y ancho transversal. Con el fin de abarcar un rango representativo de estructuras típicas, se seleccionó diversas combinaciones de dimensiones de puentes, comúnmente utilizadas en territorio nacional. En la **Tabla 2** se presenta las configuraciones geométricas consideradas para el siguiente proyecto.

Tabla 2 Propiedades geométricas de puentes peatonales

Nº Punte	Ancho (m)	Largo (m)
1	2.50	13.00
2	2.50	20.00
3	2.50	26.00
4	2.50	40.00
5	3.00	13.00
6	3.00	20.00
7	3.00	26.00
8	3.00	40.00
9	3.50	13.00
10	3.50	20.00
11	3.50	26.00
12	3.50	40.00
13	4.00	13.00
14	4.00	20.00
15	4.00	26.00
16	4.00	40.00

Fuente: Propia

2.3.2 Diseño estructural

El objetivo del diseño estructural de los puentes peatonales, es garantizar que la estructura soporta de manera segura las solicitaciones a las que estará expuesta durante su tiempo de vida útil. El cumplimiento del análisis estructural permite estandarizar las secciones de los puentes peatonales, facilitando su aplicación en todo el Ecuador.

2.3.2.1 Propiedades de los materiales

Para el análisis de este proyecto se ha determinado que el elemento estructural que soportará todas las cargas sea de acero estructural y el tablero de hormigón armado. En la **Tabla 3** se presenta las propiedades de los elementos que forman parte de la superestructura de los puentes peatonales.

Tabla 3 Propiedades de los materiales

Elemento	Material	Propiedad	Valor
Viga	Acero	Esfuerzo a la fluencia (Fy)	420 MPa
		Peso específico γ_{acero}	$78.50 \frac{kN}{m^3}$
		Módulo de elasticidad (Es)	200000MPa
Losa del tablero	Hormigón	Esfuerzo a la compresión (f'c)	28 MPa
		Peso específico γ_{conc}	$23.20 \frac{kN}{m^3}$
		Módulo de elasticidad (Ec)	24870MPa

Fuente: Propia

2.3.2.2 Asignación de cargas

Para el diseño estructural de los puentes peatonales, se debe considerar distintas cargas que actuarán sobre la estructura durante el tiempo de su vida útil. Las cargas consideradas para el siguiente proyecto se detallan en la **Tabla 4**.

Tabla 4 Cargas actuantes en la superestructura

Carga muerta	
Símbolo	Descripción
DC	Carga muerta permanente o peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales
DW	Carga muerta permanente o peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones
Carga viva	
LL	carga viva peatonal

Fuente: Propia

2.3.2.2.1 Carga muerta

La carga muerta está representada por el peso permanente de los elementos estructurales y no estructurales adheridos a la estructura. En la **Figura 2** se detallan los pesos unitarios por unidad de volumen de los materiales empleados en la estructura.

Material		Peso Unitario (kN/m ³)
Aleaciones de Aluminio		28
Pavimentos Bituminosos		22,5
Hierro fundido		72
Relleno de ceniza		9,6
Arena, Limo o Arcilla Compactadas		19,25
Concreto simple	Liviano	17,75
	De Arena Liviana	19,25
	Normal con $f'_c \leq 35$ MPa	23,2
	Normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$22,4 + 0,0229 f'_c$
Arena, Limo o Grava Sueltas		16
Arcilla Blanda		16
Grava Compactada, Macadam, o Cascajo		22,5
Acero		78,5
Mampostería de Piedra		27,25
Madera	Dura	9,6
	Blanda	8
Agua	Dulce	1
	Salada	10,25
Item		Peso por unidad de longitud (kN/m)
Sistemas de rieles, Traviesas, y fijaciones por cada Riel		3

Figura 2 Pesos unitarios (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2014)

Peso del pasamano: Para estimar la carga del pasamano se consideró un tubo circular de acero de diámetro 2" o 50.80 mm con un espesor de 2 mm.

Área del tubo

$$D = 50.80 \text{ mm}$$

$$d = 46.80 \text{ mm}$$

$$A = \frac{\pi}{4} * (D^2 - d^2)$$

$$A = \frac{\pi}{4} * (50.80^2 - 46.80^2) * 2$$

$$A = 613.24 \text{ mm}^2$$

Peso específico del acero según **Figura 2** es de:

$$\gamma_A = 78.50 \frac{kN}{m^3}$$

Carga muerta del pasamano por metro lineal:

$$CM_{pas} = A * \gamma_{acero}$$

$$CM_{pas} = 6.13 \times 10^{-4} m^2 * 78.50 \frac{kN}{m^3}$$

$$CM_{pas} = 0.048 \frac{kN}{m} = 0.0048 \frac{tonf}{m}$$

Donde:

D = Diámetro exterior del tubo de acero galvanizado

d = Diámetro interior del tubo de acero galvanizado

A = Área transversal del tubo de acero galvanizado

γ_A = Peso específico del acero

CM_{pas} = Carga muerta por aportación del pasamano

Peso del bordillo: Para estimar la carga que aporta el bordillo se consideró una sección de 0.20 m de ancho y 0.10 m de alto.

Peso específico del hormigón según **Figura 2** es de:

$$\gamma_{conc} = 23.20 \frac{kN}{m^3}$$

Área del bordillo

$$Ancho = 0.20 \text{ m}$$

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

$$A = Ancho * Alto * 2$$

$$A = 0.20 \times 0.10 * 2 = 0.04 m^2$$

Carga muerta por aportación del bordillo por metro lineal:

$$CM_{bor} = A * \gamma_{conc}$$

$$CM_{bor} = 0.04 m^2 * 23.20 \frac{kN}{m^3}$$

$$CM_{bor} = 0.93 \frac{kN}{m} = 0.093 \frac{tonf}{m}$$

Donde:

Ancho = Ancho del bordillo

Alto = Alto del bordillo

γ_{conc} = Peso específico del concreto

CM_{bor} = Carga muerta por aportación del bordillo

Peso de la viga: El peso de la viga fue considerado de acuerdo las propiedades geométricas de las secciones, las cuales previamente establecidas por los autores (Barth, Michaelson, & Barker, 2015) y se detallan en la **Figura 3**.

				PROPIEDADES SECCIÓN NO COMPUESTA			PROPIEDADES SECCIÓN COMPUESTA					
Sección	w (mm)	d(mm)	t(mm)	bbf(mm)	D(mm)	D/tw	ym(mm)	Ix (cm4)	My (kN-m)	Dp (mm)	Dp/Dt	Mp (kN-m)
Tipo 1	1524	305	11.10	480	207	18.65	345.20	1.42E+05	1421.30	109.00	0.215	1856.90
Tipo 2	1524	305	12.70	465	192	15.12	339.10	1.55E+05	1574.50	124.50	0.245	2059.60
Tipo 3	1524	305	15.90	433	161	10.17	328.10	1.77E+05	1862.20	155.60	0.306	2418.40
Tipo 4	1829	432	11.10	523	338	30.43	444.60	2.57E+05	1989.50	130.70	0.206	2654.40
Tipo 5	1829	432	12.70	508	323	25.43	436.00	2.81E+05	2218.90	149.40	0.235	2943.60
Tipo 6	1829	432	15.90	476	292	18.42	421.10	3.24E+05	2652.10	186.80	0.294	3455.00
Tipo 7	2134	584	11.10	514	495	44.57	563.50	4.40E+05	2691.40	152.50	0.194	3654.70
Tipo 8	2134	584	12.70	498	480	37.8	552.30	4.83E+05	3011.80	174.30	0.221	4054.70
Tipo 9	2134	584	15.90	467	449	28.31	532.80	5.59E+05	3618.30	206.80	0.263	4770.40
Tipo 10	2439	660	11.10	662	574	51.64	609.50	6.19E+05	3500.20	174.30	0.202	4612.50
Tipo 11	2439	660	12.70	646	559	43.98	596.00	6.79E+05	3925.60	199.20	0.231	5115.00
Tipo 12	2439	660	15.90	615	528	33.26	572.90	7.87E+05	4734.70	213.00	0.247	6048.60
Tipo 13	2743	762	11.10	757	679	61.06	676.20	8.68E+05	4427.20	196.10	0.203	5759.50
Tipo 14	2743	762	12.70	741	663	52.23	660.30	9.52E+05	4971.60	207.90	0.215	6403.30
Tipo 15	2743	762	15.90	710	663	39.86	633.20	1.10E+06	6009.70	219.30	0.227	7611.00
Tipo 16	3048	864	11.10	853	783	70.49	740.50	1.17E+06	5466.40	206.50	0.194	7036.70
Tipo 17	3048	864	12.70	837	768	60.47	722.20	1.29E+06	6143.50	213.60	0.2	7871.60
Tipo 18	3048	864	15.90	805	737	46.46	691.10	1.49E+06	7437.20	272.70	0.256	9352.00

Figura 3 Propiedades de las vigas (Barth, Michaelson, & Barker, 2015)

$$PP = w * t * \gamma_{acero}$$

Donde:

w = Ancho total de la plancha de acero

t = Espesor de la plancha de acero

γ_{acero} = Peso específico del acero

PP_{losa} = Carga muerta por aportación de la viga

Peso de la losa: Para estimar la carga aportada por la losa, se consideró de 20.20 cm, el mismo utilizado en el estudio de los autores (Barth, Michaelson, & Barker, 2015). El ancho de la losa varía según los valores establecidos en la **Tabla 2**.

$$PP_{losa} = Ancho * e * \gamma_{Hconc}$$
$$PP_{losa} = Ancho * 0.202m * 23.20 \frac{kN}{m^3}$$

Donde:

$Ancho$ = Ancho del tablero

e = Espesor del hormigón en el tablero

PP_{losa} = Carga muerta por aportación de la losa

Peso por instalaciones eléctricas: Para estimar el peso por metro lineal de las instalaciones eléctricas, se consideró una carga de 0.03 tonf/m² multiplicado por el ancho del tablero obtenemos la carga por metro lineal.

$$P_{ins} = 0.03 * Ancho$$

Donde:

$Ancho$ = Ancho del tablero

P_{ins} = Carga muerta por aportación de las instalaciones eléctricas

Peso de la cubierta: El peso de la cubierta se consideró de acuerdo a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-GC), el cual indica un valor de 0.70 kN/m².

$$P_{cub} = 0.70 * Ancho$$

En la **Tabla 5** se presenta el detalle de la carga muerta permanente o peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales (DC) de la estructura.

Tabla 5 Carga muerta en la superestructura (DC)

Elemento	Carga
Peso de la viga (PP)	$PP = w * t * \gamma_{acero}$
Peso de la losa (PP_{losa})	$PP_{losa} = Ancho * 0.202m * 23.20 \frac{kN}{m^3}$
Peso de la cubierta (P_{cub})	$P_{cub} = 0.70 * Ancho$

Fuente: Propia

Por lo tanto, la carga muerta (DC) es igual a: $DC = PP + PP_{losa} + P_{cub}$

En la **Tabla 6** se presenta el detalle de la carga muerta permanente o peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones (DW) de la estructura:

Tabla 6 Carga muerta en la superestructura (DW)

Elemento	Carga
Peso del bordillo (CM_{pas})	$CM_{pas} = 0.0048 \frac{tonf}{m}$
Peso del bordillo (CM_{bor})	$CM_{bor} = 0.093 \frac{tonf}{m}$
Peso de las instalaciones eléctricas (P_{ins})	$P_{ins} = 0.03 * Ancho$

Fuente: Propia

Por lo tanto, la carga muerta (DW) es igual a: $DW = CM_{pas} + CM_{bor} + P_{ins}$

2.3.2.3 Carga sísmica

Según los criterios establecidos en la (AASHTO, 2024), los puentes de un solo tramo o aquellos que cumplan ciertas condiciones geométricas y estructurales, van a requerir el análisis por sismo independientemente si se encuentran o no en una zona sísmica, esto se debe a que las fuerzas sísmicas se transmiten de forma directa a los estribos sin generar demandas significativas en la superestructura.

2.3.2.4 Carga viva

La carga viva en puentes peatonales es la carga producida por el tránsito de las personas que cruzan la estructura. De acuerdo con la (AASHTO, 2009), los puentes peatonales deben diseñarse considerando una carga peatonal de 90 lb/ft².

$$CV = 90 \frac{lb}{ft^2}$$

$$LL = CV * ancho$$

Donde:

Ancho= Ancho del tablero

LL= Carga viva ocasionada por el paso de las personas

En la **Tabla 7** se presenta los valores correspondientes a carga viva.

Tabla 7 Carga viva (LL)

Elemento	Carga
Carga viva	$LL = 90 \frac{lb}{ft^2} * ancho$

Fuente: Propia

2.3.2.5 Carga de viento

De acuerdo al anuario meteorológico del Ecuador publicado por el (INAMHI, 2017), en la ciudad de Guayaquil se registra una velocidad máxima de viento de 10.00 m/s, tal como se muestra en la **Figura 4**.

MES	EVAPORACION (mm)		NUBOSIDAD MEDIA (Octas)	VELOCIDAD MEDIA Y FRECUENCIAS DE VIENTO														Vel. Mayor Observada (m/s)	VELOCIDAD MEDIA (Km/h)					
	Suma Mensual	Máxima en 24hrs día		N	NE	E	SE	S	SW	W	NW	CALMA	Nro OBS	DIR										
	(m/s)	%	(m/s)	%	(m/s)	%	(m/s)	%	(m/s)	%	(m/s)	%	(m/s)	%	(m/s)	%	(m/s)	%						
ENERO	88.4		8																	2.5				
FEBRERO	83.5		7																	2.4				
MARZO	83.8		7																	2.6				
ABRIL	129.4		7	1.0	2	2.5	17	2.3	7	2.0	9	2.8	13	3.6	41	3.0	3	2.2	6	2	90	7.0	SW	3.9
MAYO	130.9	6.8	14	1.0	1	2.3	10	2.2	5	2.4	20	2.6	22	3.4	40	0.0	0	2.5	2	0	93	8.0	SW	4.5
JUNIO	101.8		7	0.0	0	1.0	1	0.0	0	2.3	18	3.0	32	3.8	46	2.0	1	0.0	0	2	90	8.0	S	5.7
JULIO	124.7	7.5	26	0.0	0	0.0	0	2.0	1	2.2	12	2.9	31	4.0	52	4.7	3	2.0	1	0	93	8.0	SW	5.8
AGOSTO	158.2	7.9	11	0.0	0	0.0	0	2.5	2	3.5	14	3.9	37	4.0	45	4.0	2	0.0	0	0	93	7.0	SW	6.0
SEPTIEMBRE	177.3	8.6	22	0.0	0	4.0	2	2.0	1	3.2	20	3.8	26	4.5	48	2.5	2	6.0	1	0	90	10.0	SW	6.2
OCTUBRE	179.6	9.1	30	0.0	0	2.0	1	2.0	1	3.3	19	3.8	27	4.4	48	4.0	2	0.0	0	1	93	8.0	SW	5.8
NOVIEMBRE	158.8	7.9	22	0.0	0	3.0	1	3.0	2	3.1	20	4.0	14	3.9	59	4.3	3	0.0	0	0	90	7.0	SW	5.9
DICIEMBRE	185.1		5																	5.0				
VALOR ANUAL	1601.5		6																	5.0				

Figura 4 Velocidades máximas de vientos en la ciudad de Guayaquil (INAMHI, 2017)

Adicionalmente, la (AASHTO, 2024) establece que, cuando la relación longitud/ancho de un puente es mayor a 30, es obligatorio considerar los efectos de las fuerzas producidas por las vibraciones inducidas por el viento debido al potencial riesgo de inestabilidad aerodinámica. Para nuestro caso de estudio, se considera la geometría más desfavorable para este análisis; longitud de 40.00 y ancho de 2.50, obteniéndose una razón de $L/B = 40/2.5 = 15$, dando un valor menor a 30. En consecuencia, se concluye que los puentes peatonales poseen estabilidad aerodinámica suficiente y no es necesario realizar un análisis de aeroelasticidad.

2.3.3 Combinación de cargas

La (AASHTO, 2024) establece y exige la aplicación de los factores de carga y de resistencia última, los cuales han sido derivados estadísticamente a partir de un análisis de cargas y de su comportamiento estructural. Estos factores permiten adicionar los valores de incertidumbres relacionados con la magnitud de las cargas y desempeño esperado del sistema estructural (Gordillo Gordillo & Pesántez Guerrero , 2024).

En la **Figura 5** se presenta las combinaciones de carga utilizadas para evaluar los estados límites de resistencia, servicio, fatiga y fractura. Cada combinación designa factores específicos a los diferentes tipos de carga, con el objetivo que la estructura cumpla con los niveles de seguridad establecidos por la normativa.

En la **Figura 6** se presenta los factores de carga γ_P aplicables a las cargas permanentes según la (AASHTO, 2024)

Load Combination Limit State	DC DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	DR	Use One of These at a Time				
											EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	γ_{TU}	γ_{TG}	γ_{SE}	γ_{DR}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	γ_{TU}	γ_{TG}	γ_{SE}	γ_{DR}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.00	—	1.00	γ_{TU}	γ_{TG}	γ_{SE}	γ_{DR}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	γ_{TU}	—	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	γ_{TU}	γ_{TG}	γ_{SE}	γ_{DR}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.5/ 1.00	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	1.00	1.00	1.00/ 1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	γ_{TU}	γ_{TG}	γ_{SE}	1.00	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	γ_{TU}	—	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	γ_{TU}	γ_{TG}	γ_{SE}	1.00	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	γ_{TU}	—	1.00	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I—LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II—LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Figura 5 Combinaciones y factores de carga (AASHTO, 2024)

Type of Load, Foundation Type	Load Factor	
	Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments	1.25	0.90
DC: Strength IV only	1.50	0.90
DW: Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure		
• Active	1.50	0.90
• At-Rest	1.35	0.90
• Apparent earth pressure (AEP) for anchored walls	1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses	1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure		
• Overall and Compound Stability	1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments	1.35	1.00
• MSE wall internal stability soil reinforcement loads		
o Stiffness Method		
▪ Reinforcement and connection rupture	1.35	N/A
▪ Soil failure – geosynthetics (Service I)	1.20	N/A
o Coherent Gravity Method	1.35	N/A
• Rigid Buried Structure	1.30	0.90
• Rigid Frames	1.35	0.90
• Flexible Buried Structures		
o Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts	1.50	0.90
o Thermoplastic Culverts	1.30	0.90
o All others	1.95	0.90
• Internal and Compound Stability for Soil Failure in Soil Nail Walls	1.00	N/A
ES: Earth Surcharge	1.50	0.75

Figura 6 Factores para cargas permanentes γ_p (AASHTO, 2024)

Para nuestro proyecto el estado límite de resistencia, será analizado mediante la combinación de carga de resistencia I, el cual queda detallado de la siguiente manera:

$$R_I = \gamma_p * DC + \gamma_p * DW + \gamma_{LL} * LL$$

2.3.4 Sección típica de viga

Para análisis de nuestro proyecto la sección adoptada corresponde a una viga trapezoidal conformada mediante acero plegado en frío, tal como se ilustra en la **Figura 7**, sus dimensiones corresponden a los valores indicados en la **Figura 3**.

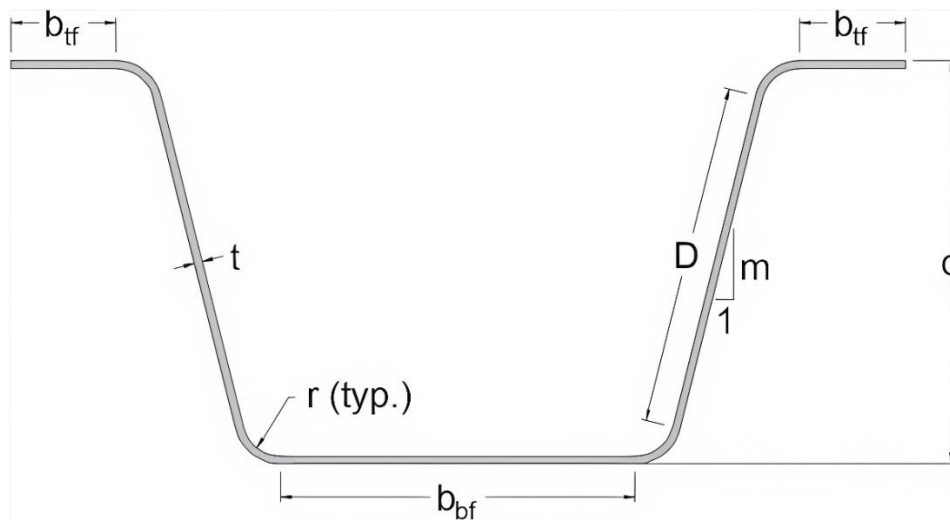


Figura 7 Parámetros de la sección transversal de la viga propuesta (Barth, Michaelson, & Barker, 2015)

Donde:

b_{bf} = Ancho del patín inferior

b_{tf} = Ancho del patín superior

t = Espesor de la viga

D = Longitud del alma (inclinada)

d = Altura de la viga (vertical)

r = Radio de curvatura

2.3.5 Tipo de sistema de vigas para puentes

En la **Tabla 8** se detalla la clasificación del sistema de vigas adoptado para cada tipo de puente peatonal. Para puentes de un solo vano, el sistema se lo considera como una viga simplemente apoyada, mientras que, para los puentes de dos vanos, se evalúa como un sistema continuo de vigas, lo que da a lugar a la generación de momentos negativos en el apoyo intermedio de los puentes. En este sentido se procede a realizar el respectivo análisis estructural de cada elemento.

Tabla 8 Tipo de sistema de vigas para los puentes peatonales

N° puente	Ancho (m)	Largo (m)	N° vigas	Longitud de la viga (m)	Tipo de sistema de vigas
1	2.50	13.00	1	13.00	Viga simplemente apoyada
2	2.50	20.00	1	20.00	Viga simplemente apoyada
3	2.50	26.00	3	9.00	Viga continua
4	2.50	40.00	4	10.00	Viga continua
5	3.00	13.00	1	13.00	Viga simplemente apoyada
6	3.00	20.00	1	20.00	Viga simplemente apoyada
7	3.00	26.00	3	9.00	Viga continua
8	3.00	40.00	4	10.00	Viga continua
9	3.50	13.00	1	13.00	Viga simplemente apoyada
10	3.50	20.00	1	20.00	Viga simplemente apoyada
11	3.50	26.00	3	9.00	Viga continua
12	3.50	40.00	4	10.00	Viga continua
13	4.00	13.00	1	13.00	Viga simplemente apoyada
14	4.00	20.00	1	20.00	Viga simplemente apoyada
15	4.00	26.00	3	9.00	Viga continua
16	4.00	40.00	4	10.00	Viga continua

Fuente: Propia

2.3.6 Análisis estructural de la viga

2.3.6.1 Cargas aplicadas en la superestructura

Teniendo en consideración las cargas vivas y muertas que afectan a la superestructura junto con sus debidos factores de mayoración, se determina los valores para la combinación de carga Resistencia I, se detalla la siguiente formula:

$$R_I = \gamma_p * DC + \gamma_p * DW + \gamma_{LL} * LL \quad (2.1)$$

Donde, γ_p es igual a 1.25 y γ_{LL} tiene un valor de 1.75.

En la **Tabla 9** se detalla la carga aplicada a cada viga de los puentes peatonales, la cual depende directamente del ancho del tablero de hormigón y del peso de la viga.

Tabla 9 Valores de carga aplicada en la superestructura

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	RI (tonf / m)
1	2.50	13.00	4.283
2	2.50	20.00	4.32
3	2.50	9.00	4.363
4	2.50	10.00	4.334
5	3.00	13.00	5.077
6	3.00	20.00	5.147
7	3.00	9.00	5.129
8	3.00	10.00	5.129
9	3.50	13.00	5.872
10	3.50	20.00	6.006
11	3.50	9.00	5.923
12	3.50	10.00	5.971
13	4.00	13.00	6.667
14	4.00	20.00	6.742

15	4.00	9.00	6.766
16	4.00	10.00	6.766

Fuente: Propia

2.3.6.2 Momentos en vigas longitudinales

Para el cálculo de los momentos de las vigas, se llevó a cabo a partir del sistema estructural escogido para cada puente. Si el elemento tiene un sistema simplemente apoyado, solo se desarrolla momento positivo en la sección. Los puentes conformados por vigas continuas generan dos tipos de momentos: un momento positivo, el cual tiene su máximo valor en el centro de vano y un momento negativo que su tiene su máximo valor sobre el apoyo intermedio, siendo este último el de magnitud.

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \text{Simplemente apoyados} \\
 \text{Vigas continuas (3 tramos)} \\
 \text{Vigas continuas (4 tramos)}
 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l}
 M(+)=\frac{R_I * L^2}{8} \\
 M(+)=0.08 * R_I * L^2 \quad M(-)=0.1 * R_I * L^2 \\
 M(+)=\frac{1}{16} * R_I * L^2 \quad M(-)=0.1 * R_I * L^2
 \end{array}$$

En la **Tabla 10** se presenta los valores de los momentos últimos correspondiente a cada puente peatonal analizado.

Tabla 10 Valores de momento último de los puentes peatonales

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Momento último positivo (tonf – m)	Momento último negativo (tonf – m)
1	2.50	13.00	90.47	
2	2.50	20.00	215.998	
3	2.50	9.00	28.274	35.343
4	2.50	10.00	27.086	43.338
5	3.00	13.00	107.259	
6	3.00	20.00	257.349	
7	3.00	9.00	33.233	41.541

8	3.00	10.00	32.053	51.286
9	3.50	13.00	124.049	
10	3.50	20.00	300.135	
11	3.50	9.00	38.383	47.979
12	3.50	10.00	37.318	59.709
13	4.00	13.00	140.838	
14	4.00	20.00	337.078	
15	4.00	9.00	43.841	54.802
16	4.00	10.00	42.285	67.657

Fuente: Propia

2.3.6.3 Cortantes en vigas longitudinales

Para obtener los cortantes últimos de cada viga, se obtuvo los máximos valores respecto a cada tipo de sistema estructural:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Simplemente apoyados} \\ \text{Vigas continuas (3 tramos)} \\ \text{Vigas continuas (4 tramos)} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} V = \frac{R_I * L}{2} \\ V = 0.6 * R_I * L \\ V = 0.6 * R_I * L \end{array}$$

En la **Tabla 11** se presenta los valores de los cortantes últimos correspondiente a cada puente peatonal. Los cortante de máximo valores los presenta los puentes simplemente apoyados.

Tabla 11 Valores de cortante último de los puentes peatonales

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Cortante último (tonf)
1	2.50	13.00	27.837
2	2.50	20.00	43.2
3	2.50	9.00	23.562
4	2.50	10.00	26.003

5	3.00	13.00	33.003
6	3.00	20.00	51.47
7	3.00	9.00	27.694
8	3.00	10.00	30.771
9	3.50	13.00	38.169
10	3.50	20.00	60.063
11	3.50	9.00	30.801
12	3.50	10.00	35.825
13	4.00	13.00	43.335
14	4.00	20.00	67.416
15	4.00	9.00	35.181
16	4.00	10.00	40.594

Fuente: Propia

2.3.6.4 Deflexiones en vigas longitudinales

Para predecir que deflexión tienen las vigas de los puentes peatonales frente a la carga viva, se empleó la siguiente formula:

$$\Delta_{LL} = \frac{5 \cdot LL \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (2.2)$$

En la **Tabla 12** se presenta las deflexiones máximas obtenidas a partir de la carga viva, las cuales, las simplemente apoyadas tienen mayor deflexión que las de sistema continuo.

Tabla 12 Deflexiones máximas producidas por la carga viva

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Deflexión de la viga (cm)
1	2.50	13.00	1.60
2	2.50	20.00	4.80
3	2.50	9.00	0.30

4	2.50	10.00	0.40
5	3.00	13.00	1.90
6	3.00	20.00	5.30
7	3.00	9.00	0.30
8	3.00	10.00	0.50
9	3.50	13.00	2.20
10	3.50	20.00	5.30
11	3.50	9.00	0.40
12	3.50	10.00	0.30
13	4.00	13.00	2.50
14	4.00	20.00	4.50
15	4.00	9.00	0.30
16	4.00	10.00	0.40

Fuente: Propia

Una vez determinados los esfuerzos actuantes por los elementos estructurales se procede al desarrollo del diseño estructural de acuerdo con la metodología propuesta por la Short Span Steel Bridge Alliance para puentes de tramos corto y las Especificaciones de la AASHTO.

CAPÍTULO 3

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3 Diseño estructural

3.1 Diseño estructural de vigas

3.1.1 Diseño de secciones compuestas a flexión positiva

Previamente, para determinar la resistencia nominal a flexión de secciones compuesta para momento positivo, se verificó que la sección sea compacta. Esto implica que el eje neutro plástico se localice dentro de la losa de hormigón y que la viga de acero cumple con los límites de esbeltez establecidos por la AASTHO en el artículo 6.10.6.2.2, se detallan a continuación:

$$\left\{ \begin{array}{l} F_y < 70ksi \\ \frac{D}{t_w} < 150 \\ \frac{2 * D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \end{array} \right.$$

Donde:

F_y : Esfuerzo a la fluencia

D: Altura del alma

t_w : Espesor del alma

D_{cp} : Profundidad del alma en compresión cuando la sección alcanza su momento plástico

E: Modulo de elasticidad del acero

F_{yc} : Esfuerzo de fluencia en la zona comprimida

Una vez cumpliendo con los parámetros antes mencionados, la sección puede alcanzar la fluencia y desarrollar su mecanismo plástico completo, por tal razón, la resistencia nominal a flexión positiva se considera igual al momento plástico.

3.1.1.1 Momento resistente a flexión positiva

Para nuestro análisis la predicción del momento nominal fue considerado de acuerdo a lo establecido por los autores (Barth, Michaelson, & Barker, 2015), según el siguiente detalle:

$$M_n = \begin{cases} M_p & D_p \leq 0.1D_t \\ M_p \left(1.025 - \frac{0.25 * D_p}{D_t} \right) & 0.1D_t \leq D_p \leq 0.42D_t \end{cases}$$

Para determinar el momento resistente de una viga se aplica un factor de reducción de resistencia para flexión, el cual es $\phi = 1$, el mismo que es multiplicado por el momento nominal previamente calculado.

$$M_r = \phi * M_n$$

En la **Tabla 13** se presenta los valores de momentos resistente a flexión positiva correspondiente a cada puente peatonal, observándose que la mayor capacidad resistente a momento se presenta en aquellas vigas que poseen una mayor área transversal.

Tabla 13 Valores de momento resistente (+) de los puentes peatonales

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Momento resistente (tonf – m)
1	2.50	13.00	180.351
2	2.50	20.00	257.809
3	2.50	9.00	234.887
4	2.50	10.00	234.887
5	3.00	13.00	180.351
6	3.00	20.00	285.897
7	3.00	9.00	234.887
8	3.00	10.00	234.887
9	3.50	13.00	180.351

10	3.50	20.00	335.567
11	3.50	9.00	234.887
12	3.50	10.00	335.567
13	4.00	13.00	180.351
14	4.00	20.00	354.963
15	4.00	9.00	335.567
16	4.00	10.00	335.567

Fuente: Propia

3.1.2 Diseño de secciones a flexión negativa

Para el análisis a flexión negativa de una sección, se debe tener en cuenta que la losa de hormigón se encuentra sometida a esfuerzos de tracción, por lo tanto, se considera que este elemento se encuentra fisurado y no participa en la resistencia a flexión. Consecuentemente, la sección no podrá desarrollar la acción compuesta efectiva, y la viga de acero debe ser lo suficientemente resistente para soportar las cargas aplicadas (AASHTO, 2024).

3.1.2.1 Revisión de alma comprimida compacta / no compacta

Como paso inicial, se debe determinar si el alma es una sección compacta o no compacta, de acuerdo al artículo 6.10.6.2.3 de la AASHTO, para lo cual establece:

$$\text{Si } \frac{2 * D_c}{t_w} \leq \lambda_{rw} \quad \text{Alma no es compacta}$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

D_c : Profundidad del alma en compresión en el rango elástico

λ_{rw} : Límite de esbeltez para un alma no compacta

Si la sección del alma no es compacta, se debe verificar lo estipulado en el artículo 6.10.3.2.1 de la AASHTO, debido que f_t es indiferente de cero.

3.1.2.2 Revisión pandeo local del ala en compresión

La AASHTO en el artículo 6.10.8.2.2, establece los límites para determinar la resistencia al pandeo local del ala sometida a esfuerzos de compresión, según el siguiente detalle:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \lambda_f \leq \lambda_{pf} & F_{nc} = R_b * R_h * F_{yc} \\ \text{Otros casos} & F_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h * F_{yc}} \right) * \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] * R_b * R_h * F_{yc} \end{array} \right.$$

Donde:

λ_f : Relación de esbeltez del ala en compresión

λ_{pf} : Límite de esbeltez para un ala compacta

λ_{rf} : Límite de esbeltez para un ala no compacta

R_b : Factor de redistribución de carga del alma

R_h : Factor híbrido

F_{yr} : Esfuerzo del ala en compresión al inicio de la fluencia

F_{nc} : Resistencia al pandeo local del ala en compresión

La relación y límites de esbeltez se determinan de acuerdo a lo siguiente:

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2 * t_{fc}}$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$$\lambda_{rf} = 0.56 * \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}}$$

$$F_{yr} = 0.70 * F_y$$

Donde:

b_{fc} : Ancho del ala sometida a compresión

t_{fc} : Espesor del ala sometida a compresión

F_{yc} : Esfuerzo de fluencia del ala sometida a compresión

En el artículo 6.10.1.10.1 de la AASHTO, determina que el valor del factor híbrido R_h es igual a 1, siempre y cuando los perfiles sean laminados y secciones armadas homogéneas.

Para nuestro proyecto el valor del factor híbrido en cada uno de los puentes peatonales es considerado $R_h = 1$.

De acuerdo al artículo 6.10.1.10.2 de la AASHTO, se establece el procedimiento para determinar el factor redistribución de carga del alma R_b , siendo:

$$\text{Si } \frac{2 * D_c}{t_w} \leq \lambda_{rw} \quad R_b = 1$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

D_c : Profundidad del alma en compresión en el rango elástico

λ_{rw} : Límite de esbeltez para un alma no compacta

En la **Tabla 14** se presenta los valores de resistencia al pandeo local del ala comprimida de la viga. En donde se verifica dicha resistencia depende de la relación entre el ancho del ala y su espesor. A medida que se aumenta el espesor del ala inferior, la resistencia al pandeo se incrementa significativamente. Como se observa los valores no varían mucho debido que solo dos secciones resultaron óptimas para el análisis.

Tabla 14 Resistencia al pandeo al local del ala inferior de vigas

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Resistencia al pandeo (tonf / m2)
1	2.50	13.00	
2	2.50	20.00	
3	2.50	9.00	3.02E+04

4	2.50	10.00	3.02E+04
5	3.00	13.00	
6	3.00	20.00	
7	3.00	9.00	3.02E+04
8	3.00	10.00	3.02E+04
9	3.50	13.00	
10	3.50	20.00	
11	3.50	9.00	3.02E+04
12	3.50	10.00	2.78E+04
13	4.00	13.00	
14	4.00	20.00	
15	4.00	9.00	2.78E+04
16	4.00	10.00	2.78E+04

Fuente: Propia

3.1.2.3 Pandeo lateral torsional (LTB)

Dentro del análisis del momento flector negativo en las vigas con más de dos vanos, la sección no trabaja de manera compuesta con la losa. Por lo tanto, se realiza la verificación al pandeo lateral torsional (LTB), con la finalidad de garantizar la estabilidad estructural de las vigas.

En el artículo 6.10.8.2.3 de la (AASHTO, 2024) determina los parámetros de medición para conocer el comportamiento de la viga frente al pandeo lateral torsional, la cual va a depender directamente de la longitud no arriostrada siendo los 3 posibles casos:

$$\left\{ \begin{array}{ll} L_b \leq L_p & \text{No hay pandeo lateral torsional} \\ L_p < L_b \leq L_r & \text{Pandeo lateral torsional inelástico} \\ L_b \geq L_r & \text{Pandeo lateral torsional elástico} \end{array} \right.$$

Siendo:

$$L_p = 1.1 * r_t * \sqrt[2]{\frac{E_s}{F_{yc}}}$$

$$L_r = \pi * r_t * \sqrt[2]{\frac{E_s}{F_{yc}}}$$

$$r_t = \frac{b_{bf}}{\sqrt{12 * \left(1 + \frac{D_c * t_w}{3 * b_{bf} * t_w}\right)}}$$

L_p : Longitud no arriostrada.

L_b : Longitud no arriostrada límite para alcanzar la resistencia nominal a flexión.

L_r : Longitud no arriostrada límite para alcanzar el inicio de la fluencia.

Una vez analizado el estado límite de resistencia y con el objetivo de prevenir la inestabilidad de la viga por el pandeo lateral torsional, se colocaron arriostramientos a lo largo de su longitud, su ubicación y cantidad se encuentra detallada en la **Tabla 15**.

Tabla 15 Cantidad de arriostramiento para cada viga

N° puente	Ancho (m)	N° vanos	Longitud de la viga (m)	# Arriostramiento	S/ cada arriostramiento
1	2.50	1	13.00	-	-
2	2.50	1	20.00	-	-
3	2.50	3	9.00	3	2.25
4	2.50	4	10.00	3	2.50
5	3.00	1	13.00	-	-
6	3.00	1	20.00	-	-
7	3.00	3	9.00	3	2.25
8	3.00	4	10.00	4	2.00
9	3.50	1	13.00	-	-
10	3.50	1	20.00	-	-
11	3.50	3	9.00	3	2.25

12	3.50	4	10.00	3	2.50
13	4.00	1	13.00	-	-
14	4.00	1	20.00	-	-
15	4.00	3	9.00	4	2.25
16	4.00	4	10.00	4	2.50

Fuente: Propia

3.1.2.4 Momento resistente a flexión negativa

Una vez revisado la resistencia al pandeo del ala comprimida y la resistencia al pandeo local, se procede a realizar el calcular para determinar cuál es momento resistente a flexión negativa.

De acuerdo al capítulo F de la (AISC, 2022) establece el procedimiento para determinar a flexión negativa la resistencia nominal a flexión. Siempre que la longitud no arriostrada del elemento cumpla con la condición: $L_b \leq L_p$, de modo que el pandeo lateral torsional no gobierne en la sección y permite que el elemento que está sometido a esfuerzos de compresión alcance la fluencia (Amar Loaiza, 2013). Donde L_b la longitud no arriostrada, L_p longitud no arriostrada límite para alcanzar la resistencia nominal a flexión.

Para nuestro proyecto se determinó que las vigas no se encuentran limitadas por el pandeo lateral torsional debido a la adición de elementos que permitan el arriostramiento del ala inferior, pero si se encuentra limitado por pandeo local del ala inferior, por lo expuesto el momento nominal a flexión negativa es:

$$M_n = F_{nc} * S_c \quad (3.1)$$

Donde S_c el módulo elástico de la sección de la viga.

En la **Tabla 16** se presentan los valores determinados del momento resistente a flexión negativa, observándose que solo dos tipos de sección de viga presentan la capacidad suficiente para resistir las cargas aplicadas a la estructura.

Tabla 16 Valores de momento resistente (-) de los puentes peatonales

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Momento resistente (tonf – m)
1	2.50	13.00	
2	2.50	20.00	
3	2.50	9.00	58.482
4	2.50	10.00	58.482
5	3.00	13.00	
6	3.00	20.00	
7	3.00	9.00	58.482
8	3.00	10.00	58.482
9	3.50	13.00	
10	3.50	20.00	
11	3.50	9.00	58.482
12	3.50	10.00	86.412
13	4.00	13.00	
14	4.00	20.00	
15	4.00	9.00	86.412
16	4.00	10.00	86.412

Fuente: Propia

3.1.2.5 Revisión de esfuerzos en el ala inferior

Dentro del análisis a flexión negativa, no solo se debe verificar que la sección soporte los momentos generados por las cargas aplicadas, sino que también cumpla con los esfuerzos inducidos al ala inferior ya que se encuentra bajo esfuerzos a compresión, en el artículo 6.11.8.1.1 de la AASHTO indica que los esfuerzos deben satisfacer lo siguiente:

$$f_{bu} \leq \phi * F_{nc} \quad (3.2)$$

Donde:

ϕ = Factor de resistencia para flexión

f_{bu} = Esfuerzo en el ala

F_{nc} = Resistencia al pandeo local del ala en compresión

Como se observa en la **Tabla 17**, el análisis estructural de las vigas en el estado de límite de resistencia indica que estas cumplen con los requerimientos de la AASTHO para flexión negativa, lo cual garantiza un adecuado desempeño estructural bajo las cargas de diseño.

Tabla 17 Verificación de esfuerzos en el ala inferior

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Verificación de esfuerzos
1	2.50	13.00	-
2	2.50	20.00	-
3	2.50	9.00	Cumple
4	2.50	10.00	Cumple
5	3.00	13.00	-
6	3.00	20.00	-
7	3.00	9.00	Cumple
8	3.00	10.00	Cumple
9	3.50	13.00	-
10	3.50	20.00	-
11	3.50	9.00	Cumple
12	3.50	10.00	Cumple
13	4.00	13.00	-
14	4.00	20.00	-
15	4.00	9.00	Cumple
16	4.00	10.00	Cumple

Fuente: Propia

3.1.3 Diseño de diafragmas / arriostramientos

La implementación de diafragmas o arriostramientos internos permite aumentar proporcionalmente su resistencia a la torsión lateral de un elemento estructural. Su incorporación permite una reducir en la longitud no arriostrada del ala inferior de la viga, la cual se encuentra comprimida en la zona de momento negativo. (Toledo Pérez, 2022).

De acuerdo al artículo 6.7.4.4.3 de la (AASHTO, 2024), en los elementos de sección tipo cajón no compuesta se deberá disponer de diafragmas en cada apoyo y en los extremos, salvo que dichos extremos se encuentren conectados a otros tipos de elementos estructurales que contribuyan a mantener la forma de la sección transversal de la viga. De ser el caso, se puede colocar arriostramientos transversales internos en reemplazo de diafragmas en ubicaciones distintas que los apoyos.

En la **Tabla 18**, se presenta para el caso de las vigas simplemente apoyadas se consideró diafragmas de alma llena para los extremos de la viga, mientras que para las vigas continuas tiene una configuración de arriostramientos internos y diafragmas externos. Siendo los arriostramientos internos tipo cross frame, la cual contiene 2 rigidizadores a lo largo del alma, 1 placa gusset y 2 barras diagonales y 1 horizontal.

Para el diseño de las diagonales se seleccionaron ángulos, los mismos que fueron diseñados para soportar fuerzas de compresión y tracción. Los elementos se conectarán mediante soldadura.

Tabla 18 Tipos de arriostramientos

N° puente	Ancho (m)	N° vanos	Longitud de la viga (m)	Tipo de arriostramiento
1	2.50	1	13.00	2 extremos
2	2.50	1	20.00	2 extremos
3	2.50	3	9.00	2 extremos y 3 interno
4	2.50	4	10.00	2 extremos y 3 internos
5	3.00	1	13.00	2 extremos

6	3.00	1	20.00	2 extremos
7	3.00	3	9.00	2 extremos y 3 internos
8	3.00	4	10.00	2 extremos y 4 internos
9	3.50	1	13.00	2 extremos
10	3.50	1	20.00	2 extremos
11	3.50	3	9.00	2 extremos y 3 interno
12	3.50	4	10.00	2 extremos y 3 interno
13	4.00	1	13.00	2 extremos
14	4.00	1	20.00	2 extremos
15	4.00	3	9.00	2 extremos y 3 interno
16	4.00	4	10.00	2 extremos y 3 interno

Fuente: Propia

3.1.3.1 Diseño de diafragma de sección de alma llena (extremos)

Para el diseño de los diafragmas de sección de alma llena ubicados en los extremos de la viga se emplea una placa del mismo material que la viga, es decir que tendrá el mismo esfuerzo de fluencia ambos elementos: $F_y = 345\text{MPa}$ y su sección es de acuerdo a la geometría de la viga.

3.1.3.1.1 Verificación de pandeo local

A fin de evitar el pandeo local en el diafragma, los espesores del elemento deben ser mayor o 8mm.

Para nuestro análisis los diafragmas de sección de alma llena tienen el mismo espesor que las vigas, debido a que son mayores de 8mm, no tendremos inestabilidad por pandeo local en el elemento.

3.1.3.2 Diseño de arriostramiento tipo cross frame (internos)

De acuerdo a la AASTHO, para el diseño de los arriostramientos internos se debe cumplir con el artículo 6.9.4.1 de la Especificación de la AASHTO.

3.1.3.2.1 Resistencia a la fluencia de la sección bruta del rigidizador, diagonal y placa gusset

Se debe comprobar que la capacidad resistente del diafragma tipo cross frame tenga una mayor fuerza en comparación a las cargas que se aplican en el elemento. Solo de esta manera la estructura tendrá un correcto comportamiento estructural.

Siguiendo la metodología de ítem 1.9.3.1.2 se determinan la resistencia a la fluencia de los elementos analizados y se verifica que cumpla con el esfuerzo actuante.

En la **Tabla 19** se presenta las secciones del rigidizador como parte del arriostramiento, en donde se verifico que la resistencia a la fluencia que tiene la placa supera a los esfuerzos actuantes de tracción en el elemento.

Tabla 19 Resistencia a la fluencia de la sección bruta del rigidizador

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Sección del rigidizador	Verificación a la resistencia a la fluencia
1	2.50	13.00	-	-
2	2.50	20.00	-	-
3	2.50	9.00	PL 230x70x15.90mm	Cumple
4	2.50	10.00	PL 230x70x15.90mm	Cumple
5	3.00	13.00	-	-
6	3.00	20.00	-	-
7	3.00	9.00	PL 230x70x15.90mm	Cumple
8	3.00	10.00	PL 230x70x15.90mm	Cumple
9	3.50	13.00	-	-
10	3.50	20.00	-	-

11	3.50	9.00	PL 230x70x15.90mm	Cumple
12	3.50	10.00	PL 373x70x15.90mm	Cumple
13	4.00	13.00	-	-
14	4.00	20.00	-	-
15	4.00	9.00	PL 373x70x15.90mm	Cumple
16	4.00	10.00	PL 373x70x15.90mm	Cumple

Fuente: Propia

En la **Tabla 20** se presenta las secciones de los ángulos empleados como diagonales en los arriostramientos internos donde se da cumplimiento a la verificación de resistencia a fluencia, eso quiere decir que el elemento tiene la capacidad necesaria para soportar las fuerzas a tracción.

Tabla 20 Resistencia a la fluencia de la sección bruta de la diagonal

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Sección del ángulo	Longitud de la diagonal	Verificación a la resistencia a la fluencia
1	2.50	13.00	-	-	-
2	2.50	20.00	-	-	-
3	2.50	9.00	L 30x30x3mm	260 mm	Cumple
4	2.50	10.00	L 40x40x4mm	260mm	Cumple
5	3.00	13.00	-	-	-
6	3.00	20.00	-	-	-
7	3.00	9.00	L 40x40x4mm	248mm	Cumple
8	3.00	10.00	L 40x40x4mm	260 mm	Cumple
9	3.50	13.00	-	-	-
10	3.50	20.00	-	-	-
11	3.50	9.00	L 40x40x5mm	248 mm	Cumple
12	3.50	10.00	L 40x40x5mm	355mm	Cumple
13	4.00	13.00	-	-	-

14	4.00	20.00	-	-	-
15	4.00	9.00	L 40x40x5mm	355mm	Cumple
16	4.00	10.00	L 40x40x5mm	355mm	Cumple

Fuente: Propia

En la **Tabla 21** se presenta la sección de la placa gusset empleada dentro del arriostamiento interno donde se verifica el cumplimiento de la resistencia a la fluencia del elemento.

Tabla 21 Resistencia a la fluencia de la sección bruta de la placa gusset

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Sección de la placa	Verificación a la resistencia a la fluencia
1	2.50	13.00	-	-
2	2.50	20.00	-	-
3	2.50	9.00	PL 100x85x15.90mm	Cumple
4	2.50	10.00	PL 100x95x15.90mm	Cumple
5	3.00	13.00	-	-
6	3.00	20.00	-	-
7	3.00	9.00	PL 150x93x15.90mm	Cumple
8	3.00	10.00	PL 100x95x15.90mm	Cumple
9	3.50	13.00	-	-
10	3.50	20.00	-	-
11	3.50	9.00	PL 150x93x15.90mm	Cumple
12	3.50	10.00	PL 100x95x15.90mm	Cumple
13	4.00	13.00	-	-
14	4.00	20.00	-	-
15	4.00	9.00	PL 150x93x15.90mm	Cumple
16	4.00	10.00	PL 100x95x15.90mm	Cumple

Fuente: Propia

3.1.3.2.2 Resistencia a la compresión del rigidizador y diagonal

De acuerdo al artículo 6.9.4.1 de la AASHTO, donde se calcula la resistencia nominal a la compresión de un elemento.

$$P_n = \begin{cases} P_o * \left[0.685 \left(\frac{P_o}{P_e} \right) \right] & \frac{P_o}{P_e} \leq 2.25 \\ 0.877 * P_e & \text{Otros casos} \end{cases}$$

Donde:

P_e : Resistencia al pandeo elástico

P_o : Resistencia nominal a la fluencia

$$P_e = \frac{\pi^2 * E * Ag}{\left(\frac{Kl}{r_s} \right)^2} \quad (3.3)$$

$$\left(\frac{Kl}{r_s} \right)^2 = \begin{cases} 72 + 0.75 * \frac{l}{r_x} & \frac{l}{r_x} \leq 80 \\ 32 + 1.25 * \frac{l}{r_x} & \frac{l}{r_x} > 80 \end{cases}$$

Siendo:

l : Longitud de la diagonal

r_x : Radio de giro

La resistencia a la compresión se define como:

$$P_r = \emptyset * P_n$$

\emptyset : Factor de reducción de resistencia igual a 0.95

Si la capacidad resistente del elemento es mayor que la fuerza aplicada, se concluye que el elemento tiene capacidad suficiente para soportar las fuerzas de compresión y no se encuentra limitado por pandeo.

$$P_r > F_c$$

Donde F_c es la fuerza que se genera en el elemento bajo los efectos de las cargas aplicadas.

En la **Tabla 22** se presenta que las secciones que cumplen con el criterio de fluencia también satisfacen el criterio de compresión. Por tal razón, todos los rigidizadores tienen la capacidad suficiente para soportar los esfuerzos de compresión actuantes.

Tabla 22 Resistencia a compresión del rigidizador

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Sección del rigidizador	Verificación de la resistencia a la compresión
1	2.50	13.00	-	-
2	2.50	20.00	-	-
3	2.50	9.00	PL 230x70x15.90mm	Cumple
4	2.50	10.00	PL 230x70x15.90mm	Cumple
5	3.00	13.00	-	-
6	3.00	20.00	-	-
7	3.00	9.00	PL 230x70x15.90mm	Cumple
8	3.00	10.00	PL 230x70x15.90mm	Cumple
9	3.50	13.00	-	-
10	3.50	20.00	-	-
11	3.50	9.00	PL 230x70x15.90mm	Cumple
12	3.50	10.00	PL 373x70x15.90mm	Cumple
13	4.00	13.00	-	-
14	4.00	20.00	-	-
15	4.00	9.00	PL 373x70x15.90mm	Cumple
16	4.00	10.00	PL 373x70x15.90mm	Cumple

Fuente: Propia

En la **Tabla 23** se observa que las secciones que ya fueron analizadas mediante el criterio de resistencia a fluencia, cumplen de igual manera para el criterio de resistencia

a compresión, por lo tanto, se concluye que en ninguna diagonal se encuentra gobernada por el esfuerzos de compresión.

Tabla 23 Resistencia a compresión de la diagonal

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Sección del ángulo	Longitud de la diagonal	Verificación a la resistencia a compresión
1	2.50	13.00	-	-	-
2	2.50	20.00	-	-	-
3	2.50	9.00	L 30x30x3mm	260 mm	Cumple
4	2.50	10.00	L 40x40x4mm	260mm	Cumple
5	3.00	13.00	-	-	-
6	3.00	20.00	-	-	-
7	3.00	9.00	L 40x40x4mm	248mm	Cumple
8	3.00	10.00	L 40x40x4mm	260 mm	Cumple
9	3.50	13.00	-	-	-
10	3.50	20.00	-	-	-
11	3.50	9.00	L 40x40x5mm	248 mm	Cumple
12	3.50	10.00	L 40x40x5mm	355mm	Cumple
13	4.00	13.00	-	-	-
14	4.00	20.00	-	-	-
15	4.00	9.00	L 40x40x5mm	355mm	Cumple
16	4.00	10.00	L 40x40x5mm	355mm	Cumple

Fuente: Propia

3.1.3.2.3 Resistencia a la soldadura

Dando cumplimiento al artículo 6.13.3.2.4 de la AASTHO, en donde define la resistencia a la soldadura debe ser mayor a los esfuerzos aplicados:

$$R_r = 0.6 * \phi * F_{EXX} * A \quad (3.4)$$

$$A = \frac{\sqrt{2}}{2} * D * L$$

$$R_r > F_c$$

En la **Tabla 24** se presenta los valores de la resistencia a la soldadura en la conexión entre el rigidizador y el alma. Del análisis se verifica que la capacidad resistente de la soldadura es superior a los esfuerzos que se encuentra sometido el elemento.

Tabla 24 Resistencia a la soldadura y fuerza aplicada al rigidizador y alma

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Fuerza aplicada (tonf)	Resistencia a la soldadura (tonf)
1	2.50	13.00		
2	2.50	20.00		
3	2.50	9.00	2.728	25.372
4	2.50	10.00	3.612	25.372
5	3.00	13.00		
6	3.00	20.00		
7	3.00	9.00	3.704	25.372
8	3.00	10.00	2.564	25.372
9	3.50	13.00		
10	3.50	20.00		
11	3.50	9.00	4.442	25.372
12	3.50	10.00	4.976	41.163
13	4.00	13.00		
14	4.00	20.00		
15	4.00	9.00	5.074	41.163
16	4.00	10.00	5.638	41.163

Fuente: Propia

En la **Tabla 25** se presenta los valores de la resistencia a la soldadura en la conexión entre la placa gusset y la diagonal. Se verifica que la capacidad resistente de la soldadura

es mayor que los esfuerzos actuantes, por lo tanto, se cumple el criterio de diseño y se garantiza que la conexión tendrá un buen comportamiento estructural.

Tabla 25 Resistencia a la soldadura y fuerza aplicada a la placa gusset y la diagonal

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Fuerza aplicada (tonf)	Resistencia a la soldadura (tonf)
1	2.50	13.00		
2	2.50	20.00		
3	2.50	9.00	5.456	5.799
4	2.50	10.00	6.01	8.248
5	3.00	13.00		
6	3.00	20.00		
7	3.00	9.00	6.374	9.279
8	3.00	10.00	5.344	8.248
9	3.50	13.00		
10	3.50	20.00		
11	3.50	9.00	7.645	9.279
12	3.50	10.00	8.651	9.021
13	4.00	13.00		
14	4.00	20.00		
15	4.00	9.00	6.617	11.598
16	4.00	10.00	7.352	9.021

Fuente: Propia

3.1.4 Diseño de la viga a cortante

En el artículo 6.10.9.2 de la (AASHTO, 2024), se presenta el procedimiento para determinar el cortante nominal de una viga. La resistencia a cortante de la sección depende únicamente del alma del perfil estructural. En nuestro caso, al tratarse de una viga trapezoidal compuesta por dos almas, el cortante nominal corresponde a la suma de ambas contribuciones. En este sentido, el cortante nominal equivale al doble del

cortante nominal de una sola alma. La AASHTO define como la resistencia plástica a cortante de una viga mediante la siguiente formula:

$$V_p = 0.58 * F_y * D_v * t_w \quad (3.5)$$

Siendo, F_y el esfuerzo a la fluencia de la sección, D_v altura de la componente vertical del alma y t_w el espesor del alma.

La resistencia nominal a cortante de una viga es igual a la resistencia a pandeo por cortante del elemento y la AASTHO la define mediante la siguiente formula:

$$V_n = V_{cr} = C * V_p \quad (3.6)$$

El valor de C depende del espaciamiento que tengan los rigidizadores colocados en el alma transversal a cortante. Si están los rigidizadores se colocan muy cercanos, el valor de C se aproxima a 1, por lo tanto, la resistencia a cortante se va a cercar a la plastificación, para lo cual la AASHTO propone las ecuaciones para determinar el valor de C.

$$C = \begin{cases} \frac{D}{t_w} \leq 1.12 * \sqrt{\frac{k * Es}{F_{yw}}} & C = 1 \\ 1.12 * \sqrt{\frac{k * Es}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40 * \sqrt{\frac{k * Es}{F_{yw}}} & C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} * \sqrt{\frac{k * Es}{F_{yw}}} \\ \frac{D}{t_w} > 1.40 * \sqrt{\frac{k * Es}{F_{yw}}} & C = 1.57 * \frac{k * Es}{\frac{F_{yw}}{1} * \left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \end{cases}$$

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2}$$

Donde k es el coeficiente de pandeo por cortante de la placa del alma de la viga. En nuestro caso las vigas no tienen rigidizadores en el alma, por lo tanto, el valor del coeficiente k es igual a 5.

Para determinar el cortante resistente de una sección, la AASHTO indica que debe multiplicarse el cortante nominal por un factor de reducción de resistencia, para el análisis el valor es de 1.

$$V_r = \phi * V_n$$

En la **Tabla 26** se presenta los valores respectivos de cada cortante resistente para los puentes peatonales. Se observa que los puentes con mayores cortantes corresponden a aquellos que tienen una relación mayor entre la altura del alma y el espesor del alma, debido a que la relación es proporcional entre estos dos criterios.

Tabla 26 Cortante resistente en vigas

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Cortante resistente (tonf)
1	2.50	13.00	100.274
2	2.50	20.00	163.733
3	2.50	9.00	111.717
4	2.50	10.00	111.717
5	3.00	13.00	100.274
6	3.00	20.00	179.02
7	3.00	9.00	111.717
8	3.00	10.00	111.717
9	3.50	13.00	100.274
10	3.50	20.00	202.617
11	3.50	9.00	111.717
12	3.50	10.00	202.617
13	4.00	13.00	100.274

14	4.00	20.00	239.786
15	4.00	9.00	202.617
16	4.00	10.00	202.617

Fuente: Propia

3.1.5 Deflexión de vigas

De acuerdo al artículo 5 de la (AASHTO, 2009), las vigas de los puentes peatonales deben analizarse en el estado límite de servicio, para lo cual se determinó la deflexión máxima que una viga pueda alcanzar bajo los efectos de la carga viva no mayorizada, debe ser:

$$\Delta_{max} \leq \frac{L}{360}$$

En la **Tabla 27** se presenta los valores de las deflexiones máximas permitidas para cada uno de los puentes peatonales, la cual depende únicamente de la longitud del vano analizado.

Tabla 27 Deflexiones máximas permitidas en vigas

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Deflexión máxima (cm)
1	2.50	13.00	3.60
2	2.50	20.00	5.60
3	2.50	9.00	2.50
4	2.50	10.00	2.80
5	3.00	13.00	3.60
6	3.00	20.00	5.60
7	3.00	9.00	2.50
8	3.00	10.00	2.80
9	3.50	13.00	3.60
10	3.50	20.00	5.60

11	3.50	9.00	2.50
12	3.50	10.00	2.80
13	4.00	13.00	3.60
14	4.00	20.00	5.60
15	4.00	9.00	0.25
16	4.00	10.00	2.80

Fuente: Propia

3.2 Estandarización de vigas para puentes peatonales

En la **Tabla 28** se presenta los tipos de vigas adoptadas para cada tipo de puente peatonal, cabe indicar que fueron previamente analizadas y verificadas de acuerdo con los criterios de diseño establecidos por la Short Span Steel Bridge Alliance y las Especificaciones de la AASHTO, a fin de garantizar el comportamiento estructural frente a la acción de cargas de servicio.

Tabla 28 Tipo de vigas adoptadas

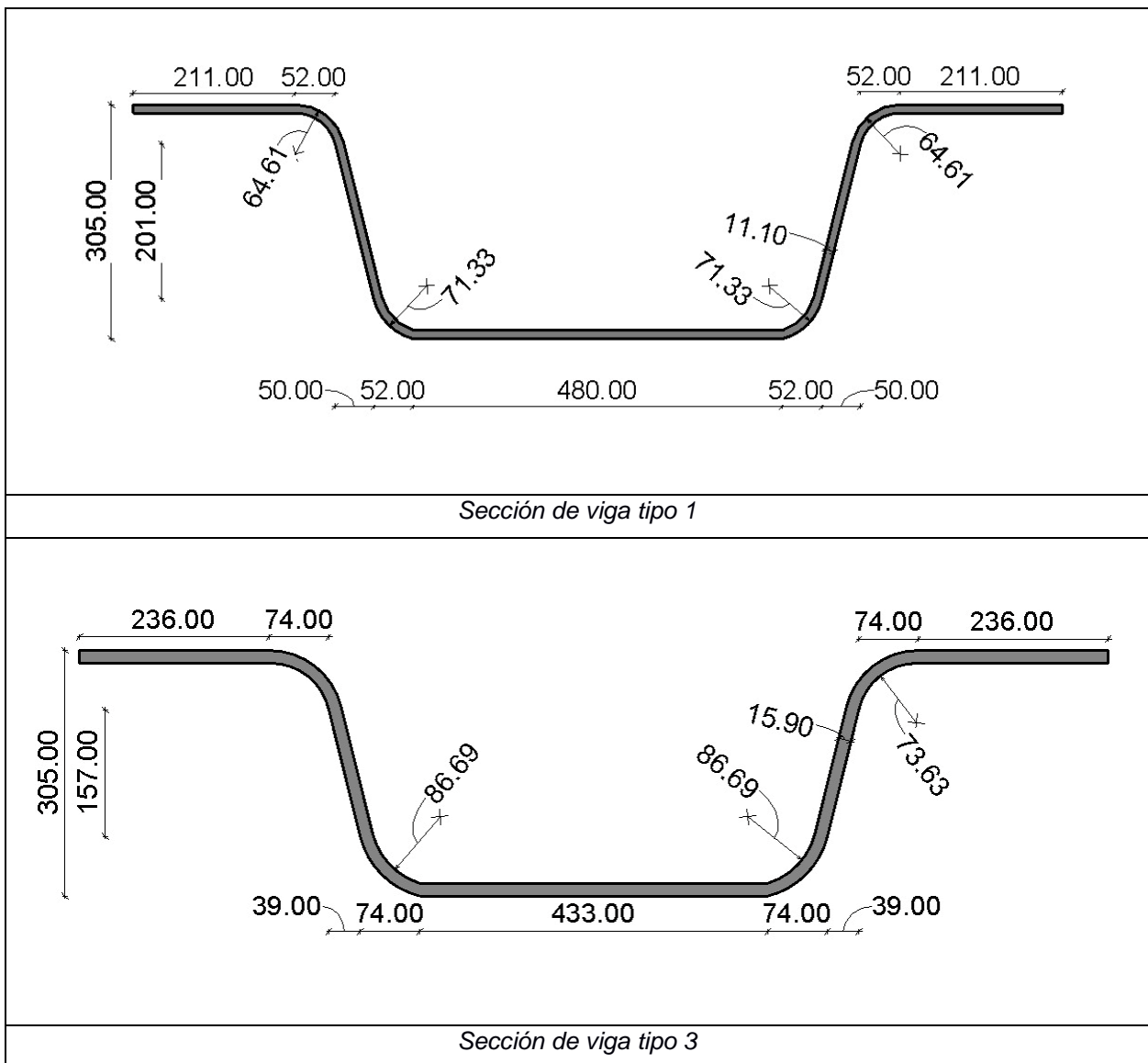
N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Tipo de viga
1	2.50	13.00	Tipo 1
2	2.50	20.00	Tipo 4
3	2.50	9.00	Tipo 3
4	2.50	10.00	Tipo 3
5	3.00	13.00	Tipo 1
6	3.00	20.00	Tipo 5
7	3.00	9.00	Tipo 3
8	3.00	10.00	Tipo 3
9	3.50	13.00	Tipo 1
10	3.50	20.00	Tipo 6
11	3.50	9.00	Tipo 3
12	3.50	10.00	Tipo 6

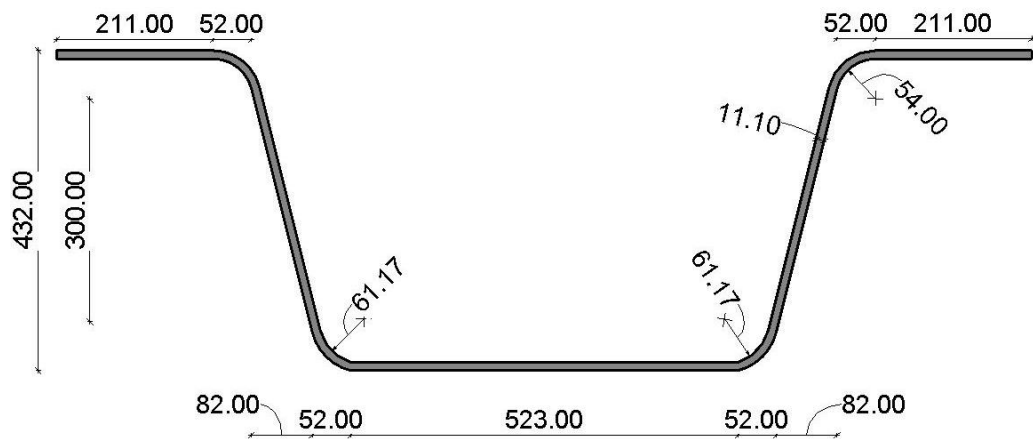
13	4.00	13.00	Tipo 1
14	4.00	20.00	Tipo 7
15	4.00	9.00	Tipo 6
16	4.00	10.00	Tipo 6

Fuente: Propia

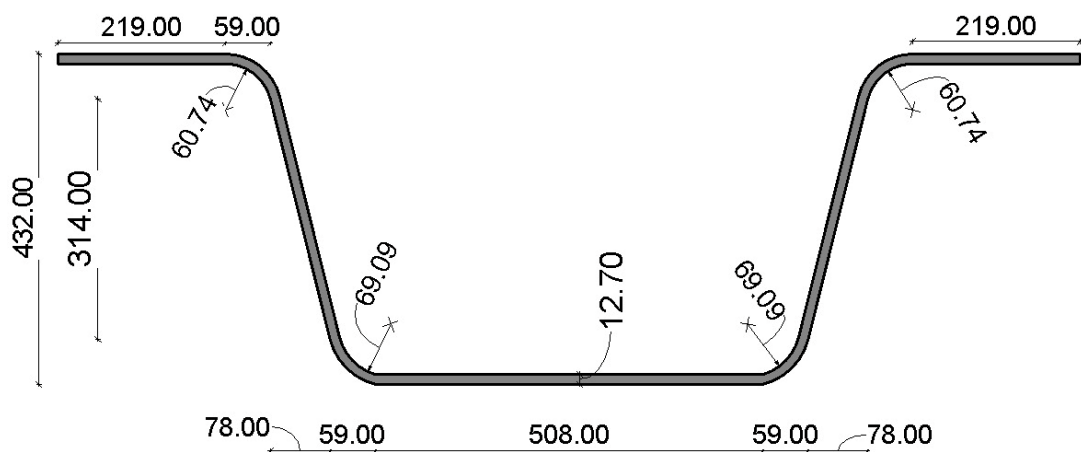
En la **Tabla 29** se detallan las secciones geométricas de las vigas que fueron previamente analizadas y verificadas conforme a los criterios de la normativa vigente.

Tabla 29 Secciones de vigas de los puentes peatonales

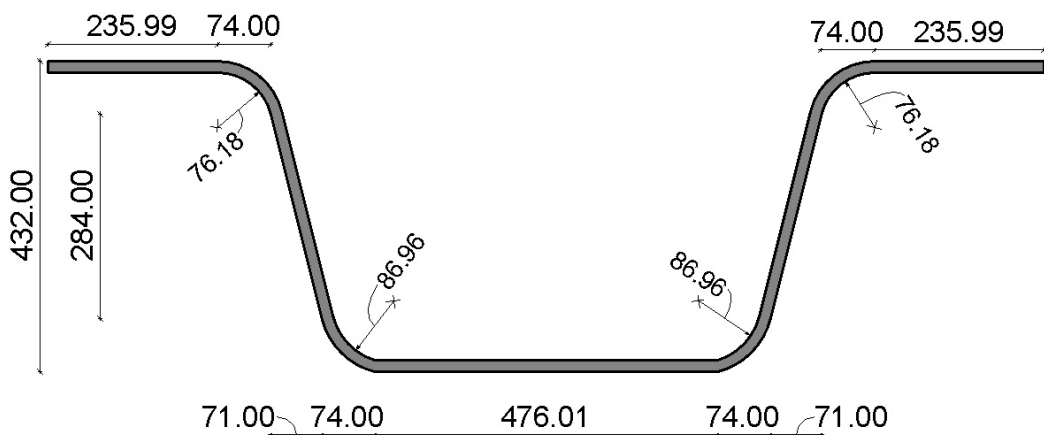




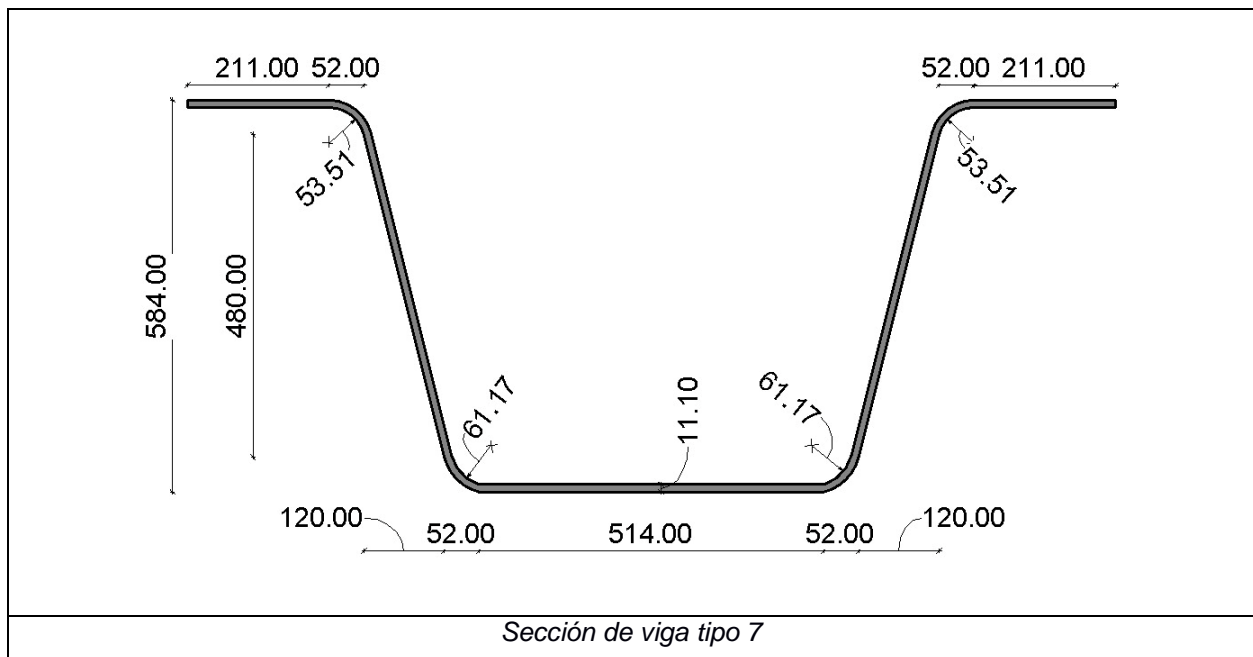
Sección de viga tipo 4



Sección de viga tipo 5



Sección de viga tipo 6



Fuente: Propia

3.3 Diseño del tablero

3.3.1 Acero de refuerzo para el tablero

Para el análisis del tablero, se asumió que el elemento se comporta como una viga en voladizo. Para lo cual, se consideró la combinación de carga del estado límite de resistencia y obteniéndose los momentos últimos de cada uno de los puentes. Con base a estos valores se determinó los refuerzos positivos, negativos y transversales del tablero.

En el caso del acero de refuerzo negativo en la losa, el artículo 9.7.1.6 de la (AASHTO, 2024), establece que el área mínima de acero longitudinal a considerar debe ser igual o mayor al 0.01 del área bruta de la losa.

$$A_{s(-)} \geq 1\% A_b \quad (3.7)$$

Por otro lado, para el acero de refuerzo positivo se determina a partir del análisis del momento último que se encuentra sometido el tablero, obtiene de esta manera el refuerzo longitudinal inferior del tablero.

$$R_n = \frac{M(+)}{\phi_f * d^2 * b} \quad (3.8)$$

Donde M es el momento último mayorado, d, el peralte, b el ancho tributario y ϕ_f el factor de reducción de resistencia, que es igual a 0.90. Posteriormente, se calcula la cuantía de acero:

$$\rho = 0.85 * \left(\frac{f'c}{fy}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 * f'c}}\right) \quad (3.9)$$

Una vez obtenida la cuantía del acero de refuerzo, se calcula el área del refuerzo necesario para el elemento:

$$A_{s(+)} = \rho * b * d \quad (3.10)$$

Ahora se verifica que el área de acero no sobrepase el valor máximo de refuerzo. Para lo cual se debe determinar el valor de T que es la resistencia máxima a tensión del acero de refuerzo.

$$T = A_s * fy \quad (3.11)$$

Se determina el valor de a, que es la altura del bloque que se encuentra a compresión, para esto se requiere el valor asignado a S que es la separación de varillas.

$$a = \frac{T}{0.85 * f'c * S} \quad (3.12)$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\frac{c}{d} < 0.42$$

Cuando se determine el cumplimiento de la relación $\frac{c}{d} < 0.42$, se garantiza que el acero de refuerzo fluye antes que el concreto falle, es decir la sección está controlada por la tracción.

En la **Tabla 30** se detalla el acero de refuerzo requerido para la losa de hormigón del tablero de cada puente peatonal, tanto como el acero positivo, negativo y transversal.

Tabla 30 Acero de refuerzo en tablero

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Acero positivo	Acero negativo	Acero transversal
1	2.50	13.00	φ10 C 30cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm
2	2.50	20.00	φ10 C 30cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm
3	2.50	9.00	φ10 C 30cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm
4	2.50	10.00	φ10 C 30cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm
5	3.00	13.00	φ10 C 24cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm
6	3.00	20.00	φ10 C 24cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm
7	3.00	9.00	φ10 C 24cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm
8	3.00	10.00	φ10 C 24cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm
9	3.50	13.00	φ10 C 18cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm
10	3.50	20.00	φ10 C 18cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm
11	3.50	9.00	φ10 C 18cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm
12	3.50	10.00	φ10 C 18cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm
13	4.00	13.00	φ12 C 22cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm
14	4.00	20.00	φ12 C 22cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm
15	4.00	9.00	φ12 C 22cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm
16	4.00	13.33	φ12 C 22cm	φ18 C 10cm	φ10 C 24cm

Fuente: Propia

3.4 Conectores de cortante

Los conectores de cortante son elementos que permiten la conexión entre la losa del puente y la viga metálica, son diseñados para resistir el flujo de cortante inducido por la flexión en la sección compuesta (Amar Loaiza, 2013).

En la sección 6.10.10 de la AASTHO, establece los criterios normativos para el diseño de los conectores de cortante, los cuales se describen a continuación:

El espaciamiento transversal de los conectores a cortantes debe cumplir con el artículo 6.10.10.1.3 de la AASTHO, el cual indica que debe ser mínimo 4 veces el diámetro del conector y que la distancia entre el borde del conector y el borde del ala debe ser al menos 1 pulgada o 2.5 cm.

La penetración y cobertura del conector debe cumplir con el artículo 6.10.10.1.4 de la AASTHO, en el cual estipula que el conector debe estar embebido en el hormigón al menos 2 pulgadas o 5 cm en la losa de concreto.

La cantidad de conectores de cortante debe cumplir según lo indicado en el artículo 6.10.10.4.1 de la AASTHO, el análisis se lleva a cabo mediante la combinación de carga de resistencia, y se define la resistencia al corte de un perno mediante la siguiente ecuación:

$$Q_r = \phi * Q_n$$

Donde Q_n es la resistencia nominal de un solo conector de cortante y ϕ es el factor de reducción de resistencia para conectores que es igual a 0.85.

La AASTHO establece en el artículo 6.10.10.4.3 que la resistencia nominal de un conector de cortante embebido en la losa de hormigón se determina mediante la siguiente ecuación:

$$Q_n = 0.70 * A_{sc} * F_u \tag{3.13}$$

Siendo A_{sc} el área transversal de un conector de corte y F_u es la resistencia mínima especificada a la tracción del conector.

El número de conectores requeridos se determina de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$n = \frac{P}{Q_r}$$

Donde P es la fuerza horizontal entre la losa de hormigón y la viga metálica. La cual se calcula como la mayor de las siguientes cargas:

$$P > \begin{cases} 0.85 * f'c * b * t_s \\ F_{yw} * D * t_w + F_{yt} * b_{ft} * t_{ft} + F_{yc} * b_{fc} * t_{fc} \end{cases}$$

Cabe indicar que el número de conectores de cortante obtenidos, solo representa el tramo comprendido entre el punto máximo del momento positivo hasta el punto de momento cero, por lo tanto, se debe tener en cuenta para el cálculo de los conectores totales.

En el análisis de cada uno de los puentes peatonales se adoptaron pernos de cortante tipo stud de diámetro 3/4" y 7/8". En la **Tabla 31** se presenta la cantidad de conectores de cortante por viga, la misma que está determinada en función de su longitud.

Tabla 31 Cantidad de conectores de cortante para cada viga del puente peatonal

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Ø conector	Número de conectores por viga	Separación entre conectores (cm)
1	2.50	13.00	3/4"	328	16.00
2	2.50	20.00	3/4"	324	25.00
3	2.50	9.00	3/4"	330	11.00
4	2.50	10.00	3/4"	320	12.50
5	3.00	13.00	3/4"	328	13.50

6	3.00	20.00	3/4"	380	10.50
7	3.00	9.00	7/8"	280	12.50
8	3.00	10.00	3/4"	381	10.50
9	3.50	13.00	3/4"	452	11.50
10	3.50	20.00	3/4"	888	10.00
11	3.50	9.00	7/8"	330	10.50
12	3.50	10.00	7/8"	334	12.00
13	4.00	13.00	3/4"	520	10.00
14	4.00	20.00	3/4"	536	15.00
15	4.00	9.00	7/8"	374	10.00
16	4.00	13.33	7/8"	400	10.00

Fuente: Propia

3.5 Conexión viga – viga para sistemas de vigas continuas

En el artículo 6.13.1 de las Especificaciones de la AASHTO establece que todo empalme de miembros principales, se encuentra sometido a efectos de fuerzas combinación y deberán ser diseñados para el estado límite de resistencia, es decir se considera el 100% de las fuerzas factorizadas.

3.5.1.1 Resistencia al corte de los pernos

La resistencia al corte de un perno en empalmes se revisa de acuerdo al estado límite de resistencia, y en el artículo 6.13.2.7 de las Especificaciones de la AASHTO lo define como:

Cuando las roscas de los pernos están excluidas del plano de corte:

$$R_n = 0.56 * A_b * F_{ub} * N_s \quad (3.14)$$

Cuando las roscas de los pernos no están excluidas del plano de corte:

$$R_n = 0.45 * A_b * F_{ub} * N_s \quad (3.15)$$

Donde:

A_b : Área del perno

F_{bu} : Resistencia a la tracción del perno

N_s : Número de planos de corte del perno

Si la longitud del empalme excede 38" (96.52 cm) la resistencia al corte debe ser multiplicada por un factor de reducción de 0.83 debido que la norma penaliza a la resistencia ya que se considera un empalme largo y los pernos no van a compartir uniformemente la carga, en este sentido los pernos que se encuentren en los extremos de la placa son los que tomarán mayor cantidad de carga.

$$\phi R_{ne} = \phi * R_n$$

Siendo R_{ne} la resistencia al cortante que soportan todos los pernos.

$$\phi R_{ne} > F_{perno}$$

Un perno resiste al cortante cuando la capacidad de dicho perno es mayor que las cargas solicitantes.

3.5.1.2 Resistencia del material en contacto con el perno

En el artículo 6.13.2.9 de las Especificaciones de la AASTHO, establece el chequeo a la resistencia del material en contacto con el perno y la define de la siguiente forma:

$$R_n = \begin{cases} 2.4 * d_i * t * F_u & \text{si } L_c \geq 2 * d_i \vee d_b \geq 2 * d_i \\ 1.2 * L_c * t * F_u & \text{si } L_c < 2 * d_i \vee d_b < 2 * d_i \end{cases}$$

Donde:

t : Espesor de la placa de empalme

F_u : Resistencia mínima a la tracción

L_c : Distancia libre entre agujeros o entre el agujero y el extremo de la placa

d_i : Diámetro nominal del perno

d_b : Distancia libre de agujeros

Si la resistencia del material de contacto con el perno excede a la resistencia nominal al corte del perno, la resistencia del material estará limitada de acuerdo al menor valor de ambos.

$$\phi R_n > F_{perno}$$

La placa no va a fallar por bearing (aplastamiento placa – perno) siempre y cuando la resistencia sea mayor que la fuerza que transmite los pernos a la placa de empalme.

3.5.1.3 Resistencia a la tracción de un perno

En el artículo 6.13.2.10.2 de las Especificaciones de la AASHTO especifica la resistencia nominal a tracción de un perno y la define como:

$$T_n = 0.76 * A_b * F_{ub} \quad (3.16)$$

La resistencia de diseño es igual a la resistencia a la tracción del perno:

$$T_{nr} = T_n$$

Para que un perno cumpla con el requisito a tracción, la capacidad debe superar a la fuerza actuante.

$$T_{nr} > F_{perno}$$

3.5.1.4 Revisión de miembros conectados en tracción

3.5.1.4.1 Resistencia a la tracción para fluencia en la sección bruta

En el artículo 6.8.2.1 de las Especificaciones de la AASHTO, define a la resistencia a la tracción como:

$$\phi T_n = \phi_y * F_{ny}$$

$$F_{ny} = F_y * A_g$$

Donde:

ϕ_y : Factor de resistencia a la tracción, igual a 0.95

A_g : Área de la placa

$$\phi T_n > F_{pla}$$

Siendo F_{pla} la fuerza de tracción factorizada que actúa en la placa. De cumplir la desigualdad antes descrita, se asegura que la placa no está limitada por la tracción.

3.5.1.4.2 Resistencia a la tracción por fractura de la sección neta

En el artículo 6.8.2.1 de las Especificaciones de la AASHTO, define a la resistencia a la tracción por fractura de la sección neta como:

$$T_r = \phi_u * P_{nu}$$

$$P_{nu} = F_u * A_n * R_p * U \quad (3.17)$$

Donde:

P_{nu} : Resistencia nominal a la tracción por ruptura de la sección neta

ϕ_u : Factor de reducción de resistencia por fractura para miembros a tracción, valor igual a 0.80

F_u : Resistencia a la tracción

A_n : Área neta del miembro a tracción

R_p : Factor de reducción para agujeros

U : Factor de reducción considerando el retardo de corte

Para cumplir con el criterio se debe satisfacer siguiente desigualdad:

$$P_{nu} > F_{pla}$$

3.5.1.4.3 Resistencia a ruptura por bloque de cortante

En el artículo 6.13.4 de las Especificaciones de la AASHTO establece los lineamientos para la revisión a cortante de las placas del empalme a fin de garantizar que el material en la conexión es capaz de desarrollar la resistencia adecuada para soportar las cargas actuantes en la misma. La resistencia factorizada se tomada como:

$$R_n = \phi_{bs} * R_p * \min \begin{cases} 0.58 * F_u * A_{vn} + U_{bs} * F_u * A_{tn} \\ 0.58 * F_y * A_{vg} + U_{bs} * F_u * A_{tn} \end{cases}$$

Donde:

ϕ_{bs} : Factor de reducción resistencia para el bloque de cortante, igual a 0.80

R_p : Factor de reducción por tipo de agujero

U_{bs} : Factor de reducción para la resistencia a ruptura por bloque de cortante, valor igual a 1/2 cuando el esfuerzo de tracción no es uniforme y 1 cuando el esfuerzo de tracción es uniforme.

A_{vn} : Área bruta a lo largo del plano que resiste esfuerzos de cortante

A_{tn} : Área bruta a lo largo del plano que resiste esfuerzos de cortante

A_{vg} : Área bruta a lo largo del plano que resiste esfuerzos de cortante

A_{tn} : área neta a lo largo del plano que resiste esfuerzos de tracción

Para cumplir con el criterio se debe satisfacer siguiente desigualdad:

$$R_n > F_{pla}$$

Los pernos empleados para el empalme viga – viga en los puentes peatonales son de diámetro de 1/2" y 3/4". En este sentido, se seleccionaron pernos de 1/2" debido a que las vigas presentan poca altura; el uso de pernos de mayor diámetro aumentaría la separación y consecuentemente no permitiría la colocación de todos los pernos requeridos.

En la **Tabla 32 Dimensiones del empalme de alas superiores** se presenta la distribución de los pernos y las dimensiones geométricas de las placas empleadas en el empalme de las alas superiores de la viga. Para la revisión estructural se adoptó un

empalme de doble placa, debido a la magnitud los esfuerzos solicitantes. Cabe destacar que las dimensiones de las placas presentadas corresponden únicamente a un solo lado de la viga, por lo tanto, para considerar la longitud total del empalme viga – viga, debe considerarse el mismo elemento en el lado opuesto, con sus respectivos números de pernos.

Tabla 32 Dimensiones del empalme de alas superiores para cada viga de los puentes

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Distribución de pernos	Dimensiones de las placas
1	2.50	13.00	-	-
2	2.50	20.00	-	-
3	2.50	9.00	4 $\emptyset \frac{3}{4}$ "	2PL 140x140x15.90 mm
4	2.50	10.00	4 $\emptyset \frac{3}{4}$ "	2PL 140x140x15.90 mm
5	3.00	13.00	-	-
6	3.00	20.00	-	-
7	3.00	9.00	4 $\emptyset \frac{3}{4}$ "	2PL 140x140x15.90 mm
8	3.00	10.00	6 $\emptyset \frac{3}{4}$ "	2PL 180x140x15.90 mm
9	3.50	13.00	-	-
10	3.50	20.00	-	-
11	3.50	9.00	6 $\emptyset \frac{3}{4}$ "	2PL 180x140x15.90 mm
12	3.50	10.00	4 $\emptyset \frac{3}{4}$ "	2PL 140x140x15.90 mm
13	4.00	13.00	-	-
14	4.00	20.00	-	-
15	4.00	9.00	4 $\emptyset \frac{3}{4}$ "	2PL 140x140x15.90 mm
16	4.00	13.33	6 $\emptyset \frac{3}{4}$ "	2PL 160x140x15.90 mm

Fuente: Propia

En la **Tabla 33** se presenta la distribución de los pernos y las dimensiones geométricas de las placas empleadas para el empalme del alma. En la verificación estructural se adoptó un empalme de doble placa con diámetros de $\frac{3}{4}$ " siempre y cuando las vigas

presenten una altura considerable mientras que para las de menor tamaño se consideró un diámetro de perno de ½”, esto se debe debido a los grandes esfuerzos solicitantes.

Tabla 33 Dimensiones del empalme del alma para cada viga de los puentes

N° puente	Ancho (m)	Longitud de la viga (m)	Distribución de pernos	Dimensiones de las placas H x a x e
1	2.50	13.00	-	-
2	2.50	20.00	-	-
3	2.50	9.00	21 \varnothing ½”	2PL 141x270x15.90 mm
4	2.50	10.00	27 \varnothing ½”	2PL 141x347x15.90 mm
5	3.00	13.00	-	-
6	3.00	20.00	-	-
7	3.00	9.00	27 \varnothing ½”	2PL 141x347x15.90 mm
8	3.00	10.00	30 \varnothing ½”	2PL 141x386x15.90 mm
9	3.50	13.00	-	-
10	3.50	20.00	-	-
11	3.50	9.00	30 \varnothing ½”	2PL 141X386x15.90 mm
12	3.50	10.00	15 \varnothing ¾”	2PL 212x290x15.90 mm
13	4.00	13.00	-	-
14	4.00	20.00	-	-
15	4.00	9.00	15 \varnothing ¾”	2PL 212x290x15.90 mm
16	4.00	13.33	15 \varnothing ¾”	2PL 141x348x15.90 mm

Fuente: Propia

Para el empalme de las alas inferiores de las vigas, al ser un elemento sometido a esfuerzos de compresión se propone que para todas las vigas una placa de empalme (140x140x15.90) mm con 4 pernos de 2 filas con un diámetro ¾” y la placa.

3.6 Comparación de resultados

3.6.1 Análisis comparativo a flexión positiva

A partir de los resultados presentados, en la **Figura 8** se realiza un análisis comparativo del comportamiento a flexión positiva de las vigas de los puentes peatonales. Por lo tanto, se concluye, que los momentos últimos son menores que los momentos resistentes, evidenciándose que las secciones analizadas tienen una adecuada capacidad para resistir las cargas actuantes. De igual manera se demuestra que el tipo de sistema estructural elegido influye directamente en la generación de momentos flectores en las vigas. En este sentido, los sistemas de vigas simplemente apoyadas presentan una mayor concentración de esfuerzos en el elemento estructural en comparación con los sistemas de vigas continuas, en los cuales se generan menores momentos flectores, esta disminución se debe a una mejor redistribución de esfuerzos a lo largo de la viga. Como se observa en el diagrama de barras las vigas que tienen un sistema continuo no están gobernadas por la flexión a positivo ya que la capacidad es 7 veces más de la carga que se encuentra aplicada en el elemento.

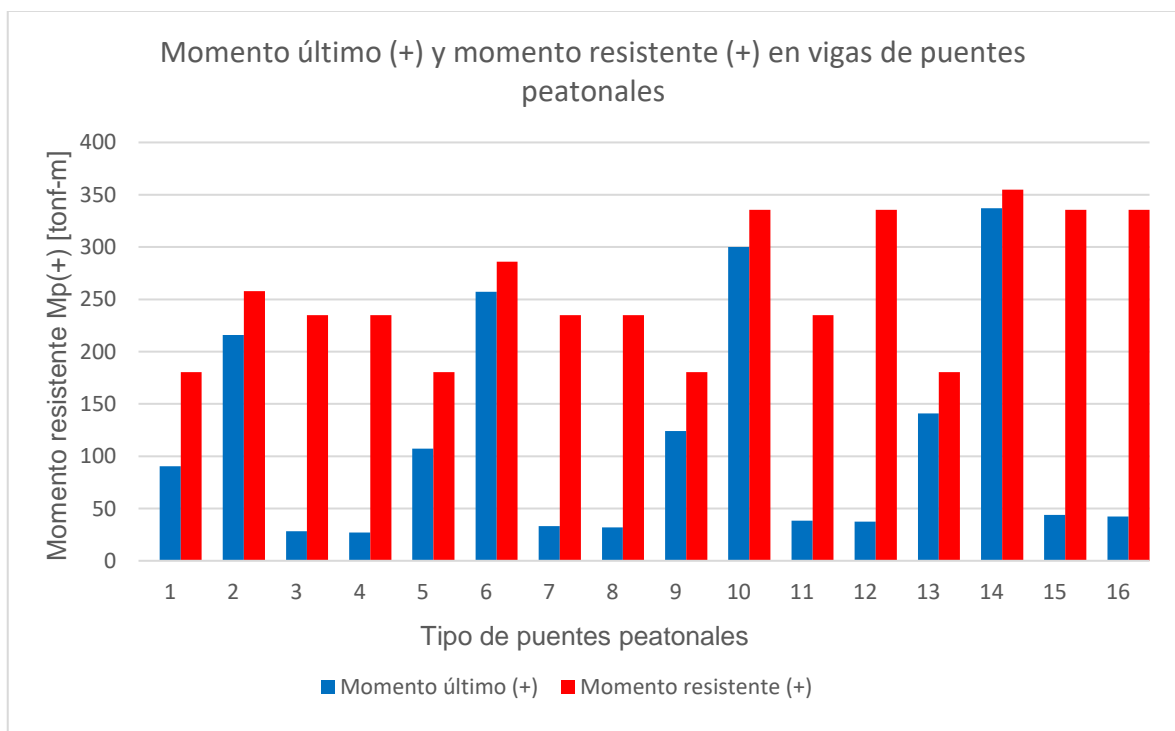


Figura 8 Comparativa sobre capacidades y demanda a flexión positiva

3.6.2 Análisis comparativo a flexión negativa

La misma sección de viga que cumplió con los criterios de diseño a flexión positiva debe ser analizada a flexión negativa, únicamente para los casos de los sistemas estructurales continuos. En la **Figura 9** se presenta la comparación entre el momento último actuante y la capacidad resistente de la viga a flexión negativa.

Los resultados demuestran, para todos los casos analizados, que la resistencia a flexión negativa de la viga es superior a los momentos solicitantes, de esta manera se verifica el cumplimiento de los criterios de diseño establecidos por la AASTHO. De igual manera, se evidencia que aquellas vigas del análisis de flexión positiva, se pudieron considerarse sobredimensionadas, pero estas se encuentran controladas por la demanda de momento negativo que se da en los apoyos.

Este comportamiento demuestra que la flexión negativa forma parte de una condición crítica en el diseño de vigas continuas, por lo que su correcta verificación resulta determinante para garantizar un comportamiento estructural seguro.

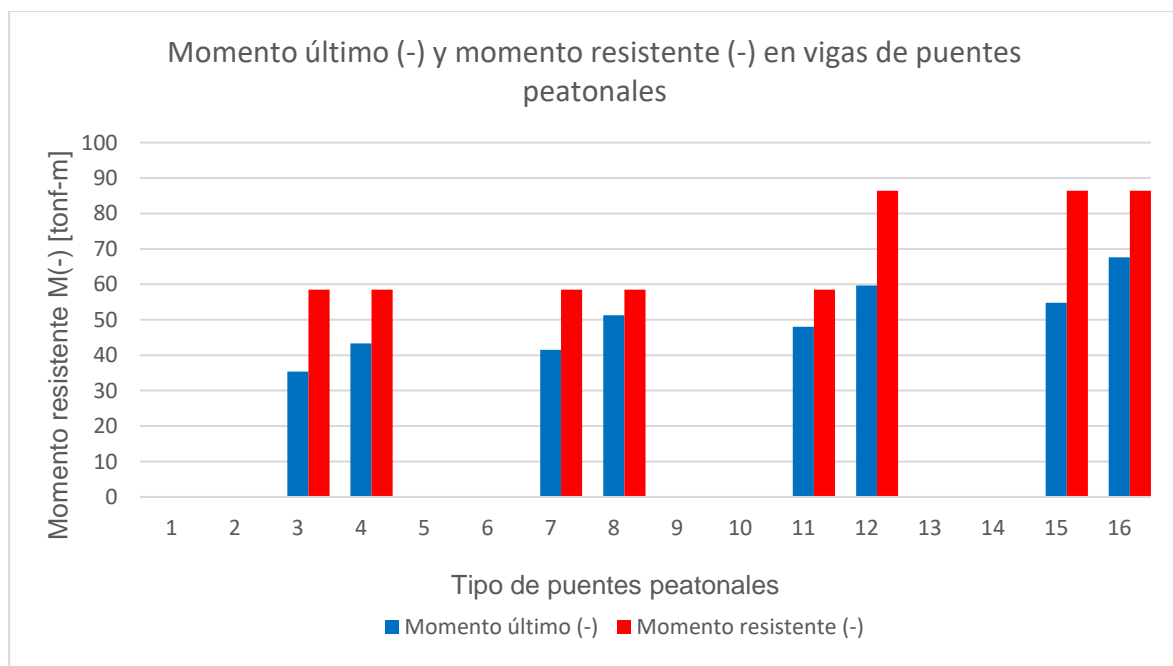


Figura 9 Comparativa sobre capacidades y demanda a flexión negativa

3.6.3 Análisis comparativo de cortante

En la **Figura 10** se presentan los cortantes últimos y cortantes resistentes correspondientes a cada tipo de puente peatonal, verificándose el cumplimiento a cortante en todos los casos analizados. Como se observa en el gráfico las vigas presentan una capacidad resistente considerablemente mayor que la solicitada, pero esto se atribuye a la misma sección de la viga ya que es trapezoidal y por ende está compuesta por un sistema de doble alma, característica que permite incrementar significativamente la resistencia al esfuerzo cortante.

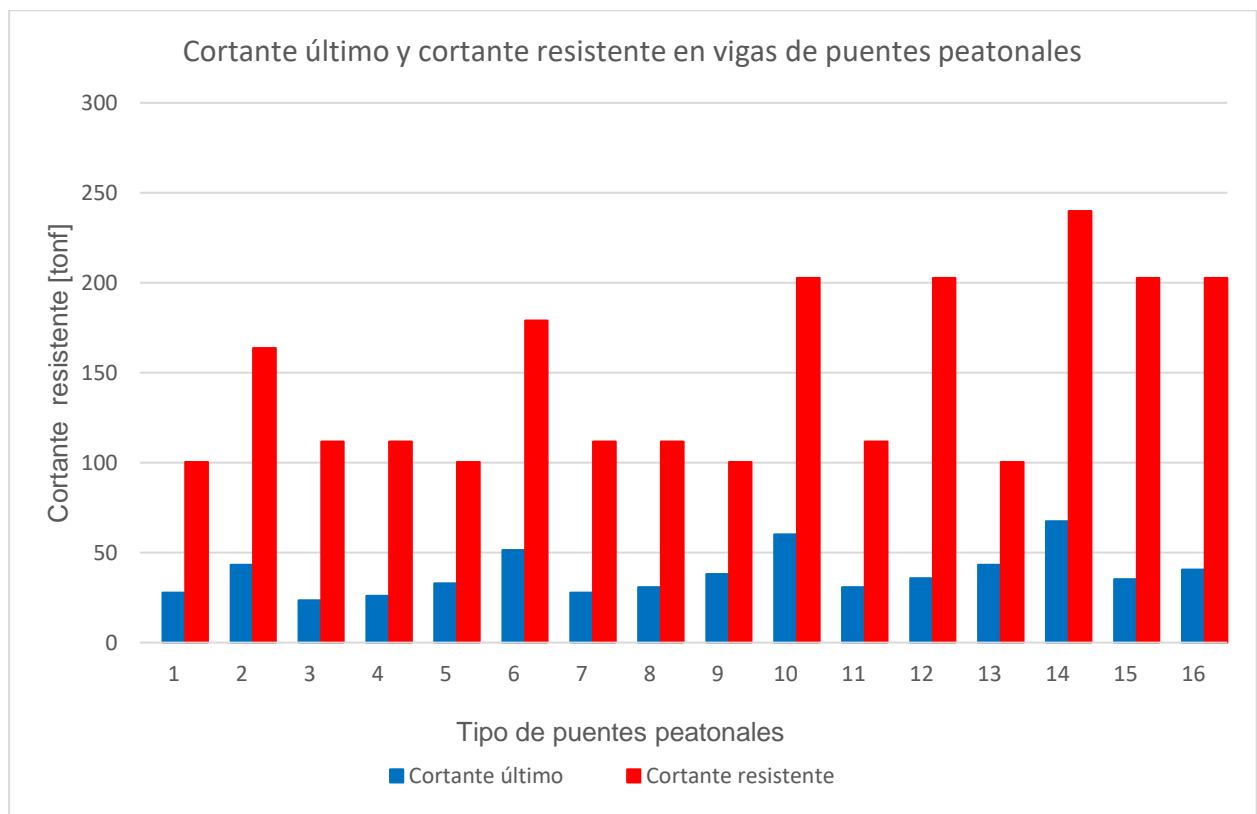


Figura 10 Comparativa sobre capacidades y demanda a cortante

3.6.4 Análisis comparativo de deflexiones

En la **Figura 11** se presenta la comparación entre las deflexiones máximas permitidas y las deflexiones generadas bajo el efecto de la carga viva para los diferentes tipos de puentes peatonales analizados. Los resultados obtenidos demuestran que, para todos

casos, las deflexiones calculadas son menores que las deflexiones máximas permitidas, verificándose de esta manera el cumplimiento del estado límite de servicio.

De igual manera, se observa que los sistemas de vigas simplemente apoyados, tienen mayores deflexiones, lo cual se atribuye que la viga tiene una mayor luz efectiva, por lo tanto, va a generar mayores deformaciones más significativas. Por otra parte, se evidencia que los sistemas de vigas continuas tienen una reducción en las deflexiones de la viga, esto se debe a la reducción de la longitud de la viga, lo que permite tener deflexiones muy por debajo del límite establecido.

La deflexión mínima calculada en las vigas es de 0.30 cm, la cual corresponde a los puentes N° 3, 7, 12 y 15. Este resultado es un indicativo que las vigas tienen un comportamiento estructural más rígido en comparación con el resto de casos analizados.

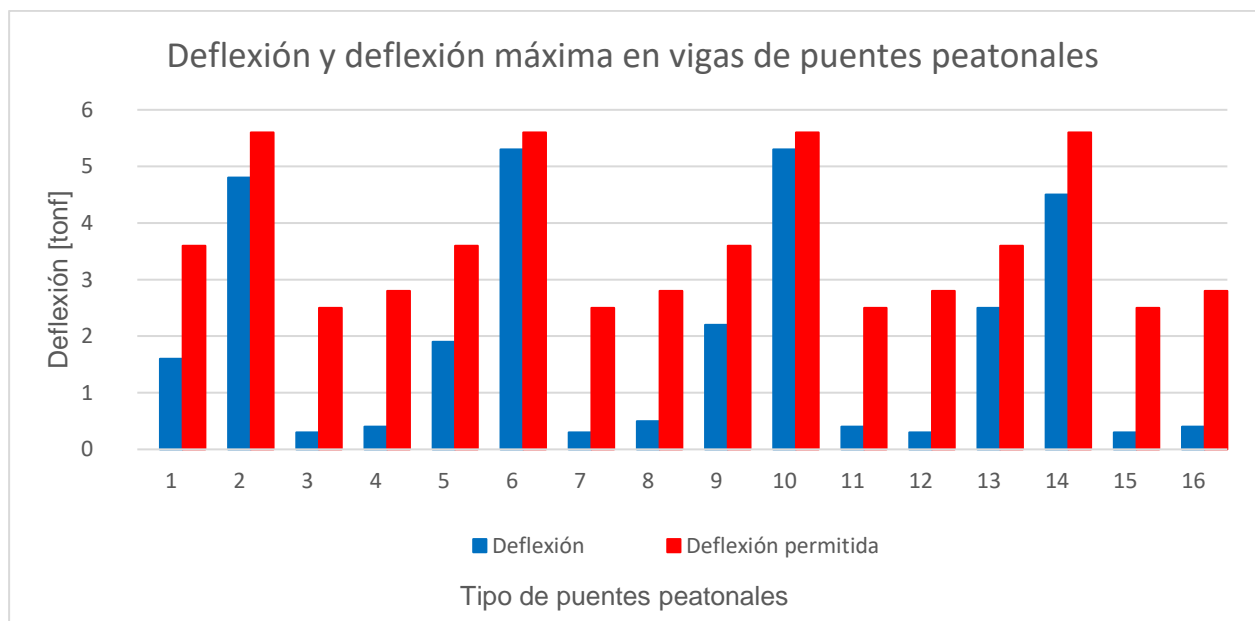


Figura 11 Comparativa sobre deflexiones permitidas y generadas en vigas

3.6.5 Peso del acero estructural en vigas de los puentes peatonales

En la **Figura 12** se presenta el peso del acero estructural requerido para las vigas de los diferentes puentes peatonales. Se evidencia que existe una relación directa entre la longitud del puente peatonal y la cantidad de acero estructural requerido, lo cual se debe al incremento de esfuerzos actuantes que se genera a medida que aumenta la luz, lo que ocasiona implementar secciones con mayor capacidad resistente o realizar cambios en el sistema estructural empleado.

En este sentido, los puentes que presentan mayor peso del acero estructural son los N°12 y 16 con un valor de 36.53 tonf. Al contrario de los puentes N° 1, 5, 9 y 13 que registran el menor peso de acero, con un valor de 1.63 tonf.

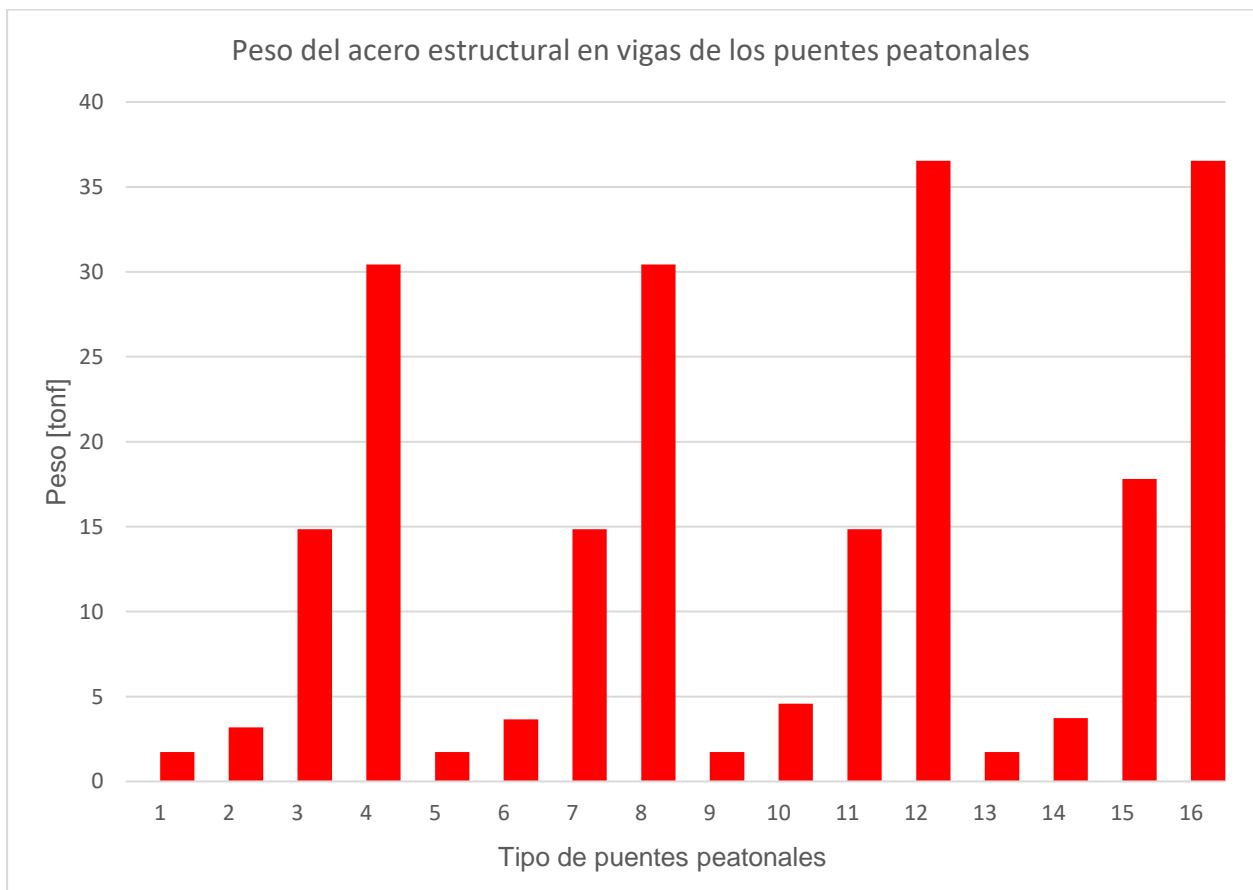


Figura 12 Peso del acero estructural en vigas de puentes peatonales

3.6.6 Costo de las vigas para los puentes peatonales

En la **Figura 13** se observa los valores de costo referente a cada tipo de puente peatonal, conforme a las secciones de vigas adoptadas en el estudio realizado por los autores (Barth, Michaelson, & Barker, 2015), el mismo que se encuentra avalado e implementado por la Short Span Steel Bridge Alliance.

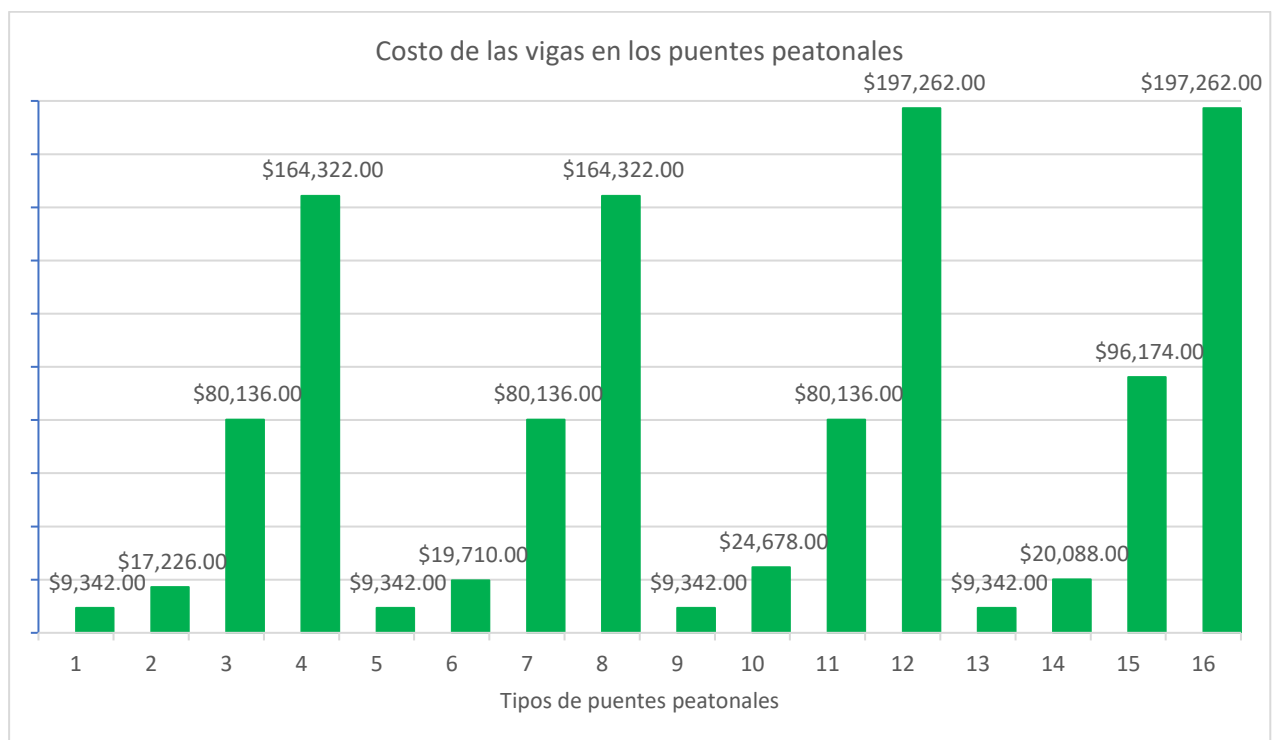


Figura 13 Costo de las vigas para los puentes peatonales

El valor requerido para la fabricación y montaje de las vigas para los puentes peatonales se consideró con un precio unitario estimado por la SSSBA de \$5.40 y se detalla a continuación:

- Puentes peatonales N° 1, 5, 9 y 13 tienen un costo de \$9,342.00.
- Puente peatonal N° 2 tiene un valor de \$17,226.00.
- Puentes peatonales N° 3, 7 y 11 tienen un valor de \$80,136.00.
- Puentes peatonales N° 4 y 8 tienen un valor de \$164,322.00.
- Puente peatonal N° 6 tiene un valor de \$19,710.00.
- Puente peatonal N° 10 tiene un valor de \$24,678.00.

- Puentes peatonales N° 12 y 16 tienen un valor de \$197,262.00.
- Puente peatonal N° 14 tiene un valor de \$20,088.00.
- Puente peatonal N° 15 tiene un valor de \$96,174.00.

Diversos puentes peatonales tienen el mismo costo para el elemento estructural, independiente de su longitud y ancho, ya que podría ser posible ajustar las secciones de vigas con la finalidad de generar una variación en los costos de cada puente peatonal. Sin embargo, debido a que la presente tesis se acogió a la propuesta de los autores (Barth, Michaelson, & Barker, 2015), quienes no ensayaron ni validaron en su estudio vigas con dimensiones inferiores, se seleccionaron aquellas vigas que mejor se ajustaban a los requerimientos presentados.

CAPÍTULO 6

4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

La aplicación de la metodología propuesta por la Short Span Steel Bridge Alliance (SSSBA), para el cálculo del momento resistente a flexión positiva, no solo permitió estimar con mayor precisión la capacidad real del elemento estructural, sino que valida la eficiencia de la sección compuesta para las vigas de acero plegado en frío. Considerando la interacción integral entre dos elementos: viga trapezoidal y losa de hormigón.

También se demostró que el diseño estructural para las dieciséis configuraciones geométricas evaluadas, cumplen satisfactoriamente con los criterios establecidos en las Especificaciones de la AASHTO LRFD. La verificación de los estados límites de resistencia confirmó la integridad estructural tanto para flexión positiva como negativa, lo cual permitió que la relación de la capacidad resistente entre la demanda estructural sea mayor a 1, garantizando de esta manera el desempeño de los elementos estructurales frente a las cargas aplicadas.

En el análisis de los sistemas de vigas continuas, se identificó que la flexión negativa, representa la condición más crítica para el diseño, debido al mayor número de verificaciones que deben cumplirse en esta región, ya que los elementos no trabajan de manera compuesta, por lo cual la viga trapezoidal debe soportar los esfuerzos aplicados, donde el ala inferior y el alma estarán bajo los efectos de fuerzas de compresión. Entre los criterios más relevantes se encuentra la revisión del pandeo local del alma comprimida y pandeo lateral torsional de la viga, los cuales, para su cumplimiento pueden

requerir la modificación de la sección transversal de la viga o la incorporación de elementos adicionales.

Se determinó que, para puentes peatonales con luces superiores a 26 metros, la magnitud de las cargas actuantes exige una adaptación del sistema estructural simplemente apoyado hacia un sistema de vigas continuas, el cual es llevado a cabo mediante el aumento de los apoyos intermedios, lo cual permite una redistribución de momentos y reduce la deflexión en la viga. Para garantizar este tipo de sistema se incorporaron arriostramientos internos los cuales permitieron controlar el pandeo lateral torsional del elemento estructural.

El análisis realizado a las múltiples configuraciones geométricas de los puentes peatonales permitió establecer secciones de vigas estandarizadas que se adaptan a los distintos anchos y longitudes de puentes que se construyen en el Ecuador. En este sentido la presente tesis, facilita la aplicación repetitiva y optimiza los procesos de diseño estructurales de puentes peatonales de tramo corto que se encuentren conformados por vigas trapezoidales de acero plegado en frío, incluyendo además la elaboración de los planos estructurales que respaldan y viabilizan su aplicación en el país.

4.2 Recomendaciones

Se recomienda que los centros de estudios universitarios y entidades públicas impulsen proyectos pilotos, con la finalidad de validar constructivamente el sistema de vigas modulares plegadas en frío para puentes peatonales de tramo corto, aun cuando la fabricación inicial del elemento sea con proveedores internacionales especializados.

Se recomienda promover la aplicación de vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío, para la construcción de puentes peatonales de luces pequeñas en

el Ecuador, debido a su adecuada eficiencia estructural, reducción de peso propio y facilidad de estandarización en el mercado.

Se recomienda realizar una evaluación comparativa del desempeño estructural y constructivo entre el sistema propuesto y los sistemas tradicionales empleados en el país, tales como estructuras de acero estructural convencional y de hormigón armado, con la finalidad de conocer las ventajas y limitaciones de cada sistema, permitiendo la selección de la solución técnica que ofrezca la mejor relación costo – beneficio y que mejor se ajuste a las condiciones técnicas y constructivas para la ejecución de un proyecto.

Se recomienda que futuras investigaciones desarrollen un análisis integral del proceso constructivo y de montaje del sistema estructural propuesto, teniendo en consideración los aspectos como la logística de transporte para los elementos modulares, las maniobras de izaje y la colocación en el sitio de emplazamiento. Este análisis permitirá estimar de manera más precisa los tiempos y costos de construcción de determinados tipos de puentes peatonales, contribuyendo de esta manera al servicio de las instituciones públicas, dado que la reducción de plazos es una prioridad dentro de la gestión pública.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2009). *AASHTO LRFD GUIDE SPECIFICATIONS FOR THE DESIGN OF PEDESTRIAN BRIDGES*.
- AASHTO. (2024). *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*.
- Acevedo Laos, V. M. (2015). *Diseño de puente con estructura de acero*. Lima : Pontificia Universidad Católica del Perú.
- AISC. (2022). *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-22)*. Chicago, IL: American Institute of Steel Construction.
- Amar Loaiza, O. A. (2013). *Diseño de puentes con vigas I armadas de acero*. Bogotá : Universidad de los Andes.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2014). *Norma Colombiana de Diseño de Puentes LRFDCCP14* . Bogotá.
- Azizinamini, A. (2009). A New Era for Short-Span Bridges. *Modern Steel Construction*, 53-54.
- Barth, K. E., Michaelson, G. K., & Barker, M. G. (2015). Development and Experimental Validation of Composite Press Brake–Formed Modular Steel Tub Girders for Short-Span Bridges.
- Burner, K. (2010). Experimental Investigation of Folded Plate Girders and Slab Joints Used in Modular Construction. . Lincoln, United States: University of Nebraska–Lincoln.
- Chandar, G., Hyzak, M. D., & Wolf, L. M. (2010). Rapid economical bridge replacement. *Modern Steel Construction*.
- Freeseaman, K., Shane, J. S., & Volk, M. (2020). *Delivery Methods for Accelerated Bridge Construction Projects: Case Studies and Consensus Building*. Retrieved from <https://doi.org/10.34703/gzx1-9v95/RBMFYX>
- Glaser, L. (2010). Constructability Testing of Folded Plate Girders. Lincoln, United States: University of Nebraska–Lincoln.
- Gordillo Gordillo, D. A., & Pesántez Guerrero , J. I. (2024). *Diseño Estructural de un Puente con Vigas Metálicas para la Comunidad 'El Chorro' de la Parroquia Sinincay, Perteneciente al Cantón Cuenca*.

- Helwig, T., & Yura, J. (2012). *Steel Bridge Design Handbook: Bracing System Design*. Report No. 12-052 - Vol. 13, HDR Engineering, Inc., Office of Bridge Technology: University of Texas at Austin.
- Ibáñez Estolaza, J. O. (2019). *Procedimiento de diseño de conexiones estructurales aplicado a edificios industriales y mineros de acero*. Santiago de Chile : Universidad de Chile.
- INAMHI. (2017). *Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología Anuario Meteorológico*. Quito.
- Krause, S. (2022). *Steel Bridge Design Handbook: Steel Bridge Fabrication*. National Steel Bridge Alliance, a division of the American Institute of Steel Construction: High Steel Structures, Inc.
- Morales Munita, J. (2023). *Estudio e Implementación de Puentes ABC en Carreteras Urbanas en Chile*.
- Morgan , S. A. (2010). *Towards the Development of Efficient and Economical Short Span Modular Bridges*.
- Nakaruma, S. (2002). Bending behavior of composite girders with cold.
- Prieto Florentin, R. (2019). *Evaluación Experimental y Numérica del Comportamiento de Vigas Mixtas*.
- Ranzi, G., Leoni, G., & Zandonini, R. (2013). State of the art on the time-dependent behaviour of composite steel-concrete structures.
- Taly, M., & Gangaro , H. (1979). Prefabricated press-formed steel. AISC Eng. J.
- Toledo Pérez, G. B. (2022). *Vigas de acero con ala tubular para puentes en Chile*. Universidad de Chile.
- Tricon Precast. (2008). Con-Struct prefabricated bridge system: Standard. Tricon Engineering Group.
- White, D. (2022). *Steel Bridge Design Handbook: Strength Behavior and Design of Steel*. National Steel Bridge Alliance, a division of the American Institute of Steel Construction: Georgia Institute of Technology.

ANEXOS

ANEXO A: DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE PEATONAL N°2

Sistema de viga simplemente apoyado: Ancho del tablero = 2.50 metros y longitud del puente: 20 metros.

Diseño del puente peatonal N°2: Ancho=2.50m - longitud=20m

• Propiedades de los materiales

$$V_{conc} := 2.4 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón

$$f_c := 28 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a compresión del hormigón

$$E_c := 4700 \cdot \text{MPa} \cdot \left(\frac{f_c}{\text{MPa}} \right)^{0.5}$$

Modulo de elasticidad del hormigón

$$E_c = (2.487 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$V_{acero} := 78.50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del acero

$$F_y := 345 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\text{tonf_real} := 9.80665 \cdot \text{kN}$$

$$E_s := \frac{E_s \cdot \text{m}^2 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}}{\text{tonf_real}} = (2.039 \cdot 10^7) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$G := 76000 \text{ MPa}$$

Módulo de rigidez al cortante de acero

• Propiedades geométricas del puente

$$N_v := 1$$

vano

$$L_p := 20 \cdot \text{m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{L_p}{N_v} = 20 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $N_v > 1$

$$\text{ancho} := 2.50 \cdot \text{m}$$

Ancho del puente

$$e_{losa} := 202.00 \text{ mm}$$

Espesor de la losa de hormigón

- **Propiedades geométricas de la viga**

$$w_{plac} := 1829 \text{ mm}$$

Longitud de la placa

$$b_{bf} := 523 \text{ mm}$$

Base de la viga

$$t_{w1} := 11.10 \cdot \text{mm}$$

Espesor de la placa

$$D_1 := 338 \cdot \text{mm}$$

Altura del alma (inclinada)

$$d_d := 432 \cdot \text{mm}$$

Altura de la viga (vertical)

$$m_{inc} := 4$$

valor geométrico $m=4$

$$\phi_{al_hor} := \text{atan}(m_{inc}) \cdot \frac{180}{\pi} = 75.964$$

Angulo entre el alma y la horizontal

$$\phi_{al_ver} := 90 - \phi_{al_hor} = 14.036$$

Angulo entre el alma y la horizontal

$$D_v := D_1 \cdot \sin\left(\phi_{al_hor} \cdot \frac{\pi}{180}\right) = 0.328 \text{ m}$$

Altura vertical del alma de la viga

$$D_h := D_1 \cdot \cos\left(\phi_{al_hor} \cdot \frac{\pi}{180}\right) = 0.082 \text{ m}$$

Longitud horizontal del alma de la viga

$$r_{xy} := \frac{d_d - D_v}{2} = 0.052 \text{ m}$$

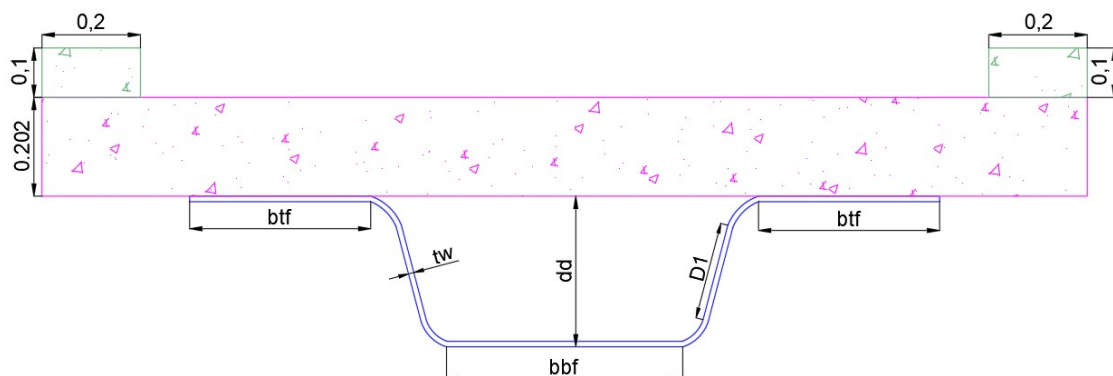
Distancia x,y de la curvatura

$$r_{curva} := 3.5 \cdot t_{w1} = 0.039 \text{ m}$$

Radio de curvatura

$$b_{ff} := \frac{w_{plac} - b_{bf} - 4 \cdot r_{xy} - 2 \cdot D_1}{2} = 0.211 \text{ m}$$

Ancho del ala superior



• Propiedades geométricas de la sección compuesta

$$y_y := 444.60 \cdot \text{mm}$$

Distancia al eje neutro desde la fibra inferior

$$I_{x1} := 256600 \cdot \text{cm}^4$$

Momento de inercia

$$D_{p1} := 130.70 \cdot \text{mm}$$

Profundidad plástica.

$$M_{y1} := 1989.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento resistente elástico.

$$D_{t1} := \frac{D_{p1}}{0.215} = 0.608 \text{ m}$$

Altura total de la sección compuesta

$$M_{p1} := 2654.40 \cdot 0.1 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{p1} = 265.44 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

Momento resistente plástico

$$H_{SC} := e_{losa} + d_d = 0.634 \text{ m}$$

Altura total de la sección compuesta

$$h_{ho} := H_{SC} - y_y = 0.189 \text{ m}$$

Altura del hormigón sobre el eje neutro

$$A_c := h_{ho} \cdot \text{ancho} = 0.474 \text{ m}^2$$

Área del concreto sobre el eje neutro

$$y_c := \left| \frac{e_{losa}}{2} - h_{ho} \right| = 0.088 \text{ m}$$

Distancia desde el eje neutro hasta el centroide de la losa

• Cargas

Cargas muertas aplicadas en la viga

$$CM_{pas} := 0.0048 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga del pasamano

$$CM_{bor} := 0.093 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga bordillo

$$PP := W_{plac} \cdot Y_{acero} \cdot t_{w1} = 0.179 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso propio de la viga

$$PP_{losa} := Y_{conc} \cdot \text{ancho} \cdot e_{losa} = 1.212 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la losa

$$P_{ins} := 0.03 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Peso de instalaciones

$$P_{ins} := P_{ins} \cdot ancho = 0.075 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de instalaciones

$$w_{cub} := 0.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso de la cubierta NEC-SE-GC

$$P_{cub} := w_{cub} \cdot ancho = 0.197 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la cubierta

Carga muerta permanente

$$DC := PP + PP_{losa} + P_{cub}$$

$$DC = 1.588 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga muerta de servicios

$$DW := CM_{bor} + CM_{pas} + P_{ins}$$

$$DW = 0.173 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$CV := 90 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}^2}$$

Sección 3.1 - LRFD Guide Specifications
For The Design of Pedestrian Bridges

$$LL := CV \cdot ancho = 1.211 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Combinaciones de carga**

Resistencia I

$$y_{pDC} := 1.25$$

Tabla 3.4.1-2 AASHTO

$$C_{LL} := 1.75$$

Tabla 3.4.1-1 AASHTO

$$R_I := y_{pDC} \cdot DC + y_{pDC} \cdot DW + C_{LL} \cdot LL = 4.32 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Momento último**

$$M_{u1} := R_I \cdot \frac{L^2}{8} = 215.998 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

Momento positivo

$$M_u := M_{u1}$$

- **Revisión de compacidad**

$$PNA_C := \begin{cases} \text{if } D_{p1} \leq e_{losa} & \text{= "PNA en losa"} \\ \quad \parallel & \text{"PNA en losa"} \\ \text{else if } D_{p1} > e_{losa} + t_{w1} & \\ \quad \parallel & \text{"PNA en el alma o ala infe"} \\ \text{else} & \\ \quad \parallel & \text{"PNA en ala sup"} \end{cases}$$

$$PNA_F := \begin{cases} \text{if } PNA_C = \text{"PNA en losa"} & \text{= "Sección compacta"} \\ \quad \parallel & \text{"Sección compacta"} \\ \text{else} & \\ \quad \parallel & \text{"Sección no compacta"} \end{cases}$$

Verificación sección compacta para flexión (si la sección puede desarrollar momento plástico)

1. Verificación de esfuerzo de fluencia

$$Ver := \begin{cases} \text{if } F_y < 70 \text{ ksi} & \text{= "Cumple"} \\ \quad \parallel & \text{"Cumple"} \\ \text{else} & \\ \quad \parallel & \text{"No cumple"} \end{cases}$$

2. Verificación: esbeltez del alma

$$Ver := \begin{cases} \text{if } \frac{D_1}{t_{w1}} < 150 & \text{= "Cumple"} \\ \quad \parallel & \text{"Cumple"} \\ \text{else} & \\ \quad \parallel & \text{"No cumple"} \end{cases}$$

3. Verificación: esbeltez del alma en compresión

$$Ver := \begin{cases} \text{if } \frac{2 \cdot (D_{p1} - e_{losa})}{t_{w1}} \leq 3.76 \cdot \left(\frac{E_s}{F_y} \right) & \text{= "Cumple"} \\ \quad \parallel & \text{"Cumple"} \\ \text{else} & \\ \quad \parallel & \text{"No cumple"} \end{cases}$$

Como cumple todos los requisitos, se concluye que la sección es compacta y puede desarrollar el momento plástico.

- **Momento nominal para flexión positiva**

$$\phi := 1$$

Factor de reducción de resistencia

$$M_n := \begin{cases} \text{if } D_{p1} < 0.1 \cdot D_{t1} \\ \quad || M_{p1} \\ \text{else if } D_{p1} > 0.42 \cdot D_{t1} \\ \quad || \text{"0"} \\ \text{else} \\ \quad || M_{p1} \cdot \left(1.025 - 0.25 \cdot \frac{D_{p1}}{D_{t1}} \right) \end{cases} = 257.809 \text{ tonf}\cdot\text{m}$$

- **Verificación a flexión**

$$\begin{cases} \text{if } \frac{\phi \cdot M_n}{M_u} > 1 \\ \quad || \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad || \text{"No cumple"} \end{cases} = \text{"Cumple"}$$

Diseño de viga a cortante

• Propiedades de los materiales

$$F_y = (3.878 \cdot 10^4) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

$$E_s = (1.814 \cdot 10^{11}) \text{ Pa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\gamma_{\text{conc}} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del hormigón

$$\gamma_{\text{acero}} = 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del acero

$$F_y = (3.878 \cdot 10^4) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

• Propiedades geométricas del puente

$$N_v = 1$$

vano

$$L_p = 20 \text{ m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{L_p}{N_v} = 20 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $N_v > 1$

$$\text{ancho} = 2.5 \text{ m}$$

Ancho del puente

$$e_{\text{losa}} = 202 \text{ mm}$$

Espesor de la losa de hormigón

• Propiedades geométricas de la viga

$$w_{\text{plac}} = 1.829 \text{ m}$$

Longitud de la placa

$$D_v = 0.328 \text{ m}$$

Longitud vertical del alma de la viga

$$r_{xy} = 0.052 \text{ m}$$

Distancia x,y de la curvatura

$$b_{bf} = 0.523 \text{ m}$$

Base de la viga

$$b_{tf} = 0.211 \text{ m}$$

Ancho del ala superior

$$t_{w1} = 0.011 \text{ m}$$

Espesor de la viga

- **Cargas**

Cargas muertas aplicadas en la viga

$$CM_{pas} = (4.8 \cdot 10^{-3}) \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga del pasamano

$$CM_{bor} = 0.093 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga bordillo

$$PP := W_{plac} \cdot Y_{acero} \cdot t_{w1} = 0.179 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso propio de la viga

$$PP_{losa} := Y_{conc} \cdot ancho \cdot e_{losa} = 1.212 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la losa

$$P_{ins} := 0.03 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Peso de instalaciones

$$P_{ins} := P_{ins} \cdot ancho = 0.075 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de instalaciones

$$W_{cub} := 0.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso de la cubierta NEC-SE-GC

$$P_{cub} := W_{cub} \cdot ancho = 0.197 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la cubierta

Carga muerta permanente

$$DC := PP + PP_{losa} + P_{cub}$$

$$DC = 1.588 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga muerta de servicios

$$DW := CM_{bor} + CM_{pas} + P_{ins}$$

$$DW = 0.173 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$CV = 90 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}^2}$$

Sección 3.1 - LRFD Guide Specifications
For The Design of Pedestrian Bridges

$$LL := CV \cdot ancho = 1.211 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Combinaciones de carga**

Resistencia I

$$y_{pDC} = 1.25$$

Tabla 3.4.1-2 AASHTO

$$C_{LL} = 1.75$$

Tabla 3.4.1-1 AASHTO

$$R_I := y_{pDC} \cdot DC + y_{pDC} \cdot DW + C_{LL} \cdot LL = 4.32 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Cortante último**

$$V_u := R_I \cdot \frac{L}{2} = 43.2 \text{ tonf}$$

- **Cortante resistente**

$$k := 5.34$$

Coeficiente de pandeo cortante - alma sin rigidizadores 6.11.8.2.2b

$$C_1 := \left(\frac{k \cdot Es}{F_y} \right)^{0.5} = 52.994 \quad C_2 := \frac{D_v}{t_{w1}} = 29.541$$

$$C_c := \begin{cases} 1 & \text{if } C_2 < 1.12 \cdot C_1 \\ 1.12 \cdot \frac{C_1}{C_2} & \text{else if } 1.12 \cdot C_1 < C_2 < 1.40 \cdot C_1 \\ 1.57 \cdot \frac{C_1^2}{C_2^2} & \text{else} \end{cases} = 1$$

if $C_2 < 1.12 \cdot C_1$	= "No hay pandeo"
"No hay pandeo"	
else if $1.12 \cdot C_1 < C_2 < 1.40 \cdot C_1$	
"Pandeo inelástico"	
else	
"Pandeo elástico"	

$$V_p := 0.58 \cdot F_y \cdot D_v \cdot t_{w1} \cdot 2 = 163.733 \text{ tonf}$$

$$V_n := C_c \cdot V_p = 163.733 \text{ tonf}$$

$$\phi V_n := \phi \cdot V_n = 163.733 \text{ tonf}$$

- **Verificación a cortante**

if $\frac{\phi \cdot V_n}{V_u} > 1$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"No cumple"	

Deflexión de la viga

- **Propiedades de los materiales**

$$E_s = (1.814 \cdot 10^{11}) \text{ Pa}$$

Modulo de elasticidad del acero

- **Propiedades geométricas del puente**

$$N_v = 1$$

vano

$$L_p = 20 \text{ m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{L_p}{N_v} = 20 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $N_v > 1$

$$\text{ancho} = 2.5 \text{ m}$$

Ancho del puente

- **Propiedades de la viga**

$$I_{x1} = 0.003 \text{ m}^4$$

Inercia de la viga compuesta

Carga viva

$$CV = 90 \frac{\text{lb} \cdot \text{f}}{\text{ft}^2}$$

Sección 3.1 - LRFD Guide Specifications For The Design of Pedestrian Bridges

$$LL := CV \cdot \text{ancho} = 1.211 \frac{\text{ton} \cdot \text{f}}{\text{m}}$$

- **Deflexión de la viga bajo carga viva**

$$\Delta_{LL} := 5 \cdot LL \cdot \frac{L^4}{384 \cdot E_s \cdot I_{x1}} = 0.048 \text{ m}$$

De acuerdo a la sección 5 de la AASHTO LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges

$$\Delta_{L_{LL}} := \frac{L}{360} = 0.056 \text{ m}$$

- **Verificación a deflexión**

$$\begin{array}{l|l} \text{if } \Delta_{L_{LL}} > \Delta_{LL} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Diseño del tablero

• Propiedades de los materiales

$$F_y = 345 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

$$E_s = (1.814 \cdot 10^{11}) \text{ Pa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\gamma_{conc} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del hormigón

$$\gamma_{acero} = 8.824 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del acero

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero de refuerzo

• Propiedades geométricas del puente

$$N_v = 1$$

vano

$$L_P = 20 \text{ m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{L_P}{N_v} = 20 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $N_v > 1$

$$A_t := 1 \text{ m}$$

Ancho de franja tributaria

$$e_{losa} = 202 \text{ mm}$$

Espesor de la losa de hormigón

• Propiedades geométricas de la viga

$$w_{plac} = 1.829 \text{ m}$$

Longitud de la placa

$$D_v = 0.328 \text{ m}$$

Longitud vertical del alma de la viga

$$r_{xy} = 0.052 \text{ m}$$

Distancia x,y de la curvatura

$$b_{bf} = 0.523 \text{ m}$$

Base de la viga

$$b_{tf} = 0.211 \text{ m}$$

Ancho del ala superior

$$t_{w1} = 0.011 \text{ m}$$

Espesor de la viga

$$L_v := \frac{\text{ancho}}{2} = 1.25 \text{ m}$$

Longitud del volado para análisis

- **Cargas**

Cargas muertas aplicadas en la viga

$$CM_{pas} = 0.005 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga del pasamano

$$CM_{bor2} := CM_{bor}$$

Carga bordillo

$$PP_{losa} := \gamma_{conc} \cdot At \cdot e_{losa} = 0.485 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la losa

$$P_{ins} := 0.03 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Peso de instalaciones

$$P_{ins} := P_{ins} \cdot At = 0.03 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de instalaciones

$$w_{cub} := 0.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso de la cubierta NEC-SE-GC

$$P_{cub} := w_{cub} \cdot At = 0.079 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la cubierta

Carga muerta permanente

$$DC_t := PP_{losa} + P_{cub}$$

$$DC_t = 0.563 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga muerta de servicios

$$DW_t := CM_{bor2} + CM_{pas} + P_{ins}$$

$$DW_t = 0.128 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$CV = 90 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}^2}$$

Sección 3.1 - LRFD Guide Specifications
For The Design of Pedestrian Bridges

$$LL_t := CV \cdot At = 0.484 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Combinaciones de carga**

Resistencia I

- **Carga aplicada en 1 metro**

$$y_{pDC} = 1.25$$

Tabla 3.4.1-2 AASHTO

$$C_{LL} = 1.75$$

Tabla 3.4.1-1 AASHTO

$$R_{It} := y_{pDC} \cdot DC_t + y_{pDC} \cdot DW_t + C_{LL} \cdot LL_t = 1.712 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Momento último**

$$M_{ut} := R_{It} \cdot \frac{L_v^2}{2} = 1.337 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

- **Peralte efectivo**

$$\phi_{ap_T1} := 10 \text{ mm}$$

Diámetro del acero de refuerzo

$$r_{ap_T} := 3 \text{ cm}$$

Recubrimiento del refuerzo

$$d_{ap_T} := e_{losa} - r_{ap_T} - \frac{\phi_{ap_T1}}{2} = 0.167 \text{ m}$$

Peralte efectivo

- **Área de acero de refuerzo positivo**

$$\phi_{ff} := 0.9$$

$$R_n := \frac{M_{ut}}{\phi_{ff} \cdot d_{ap_T}^2 \cdot A_t} = 53.279 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\rho_{ac} := 0.85 \cdot \left(\frac{f_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{ac} = 0.001$$

Cuantía

$$A_s := \rho_{ac} \cdot A_t \cdot \frac{d_{ap_T}}{A_t} = 1.904 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{cm}^2$$

Área del acero de refuerzo requerido

$$A_{ap_T} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{ap_T1}}{2} \right)^2 = 0.785 \text{ cm}^2$$

Área del acero de refuerzo propuesto

- **Espaciamiento de varillas**

$$S_{vari} := \frac{A_{ap_T}}{A_s} = 41.253 \text{ cm}$$

$$S_{vari} := 24 \text{ cm}$$

$$S_{a_T} := 3 \cdot e_{losa} = 60.6 \text{ cm}$$

$$S_{a_T} := \min(S_{a_T}, 18 \text{ in}) = 45.72 \text{ cm}$$

Separación máxima del acero de refuerzo

$$N_{varillas} := \frac{At - 2 \cdot r_{ap_T}}{S_{vari}} + 1 = 4.917$$

$$N_{varillas} := 5$$

$$Dif := (N_{varillas} - 1) \cdot S_{vari} = 0.96 \text{ m}$$

$$rec_n := \begin{cases} \text{if } Dif < At & = 4 \text{ cm} \\ \quad || \quad At - Dif \\ \quad \text{else} \\ \quad || \quad \text{"No cumple"} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{if } N_{varillas} \cdot \frac{A_{ap_T}}{At} > A_s & = \text{"Cumple"} \\ \quad || \quad \text{"Cumple"} \\ \quad \text{else} \\ \quad || \quad \text{"No cumple"} \end{cases}$$

$$A_v := N_{varillas} \cdot A_{ap_T} = 3.927 \text{ cm}^2$$

Área del acero adoptado

$$T_t := A_v \cdot f_y = 18.539 \text{ tonf}$$

Fuerza de tensión

$$\beta_1 := 0.85$$

$$a := \frac{T_t}{0.85 \cdot f_c \cdot S_{vari}} = 2.887 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 3.397 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \text{if } \frac{c}{d_{ap_T}} < 0.42 & = \text{"Cumple"} \\ \quad || \quad \text{"Cumple"} \\ \quad \text{else} \\ \quad || \quad \text{"No cumple"} \end{cases}$$

Resp: As positivo 10 mm @ 30 cm para 1 metro

- Acero de refuerzo negativo

$$A_{fr} := 1 \text{ m}$$

Ancho de la franja

$$A_{smin} := 0.01 \cdot A_{fr} \cdot \frac{e_{losa}}{A_{fr}} = 20.2 \frac{1}{m} \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi_{ap_T} := 18 \text{ mm}$$

Diámetro del acero de refuerzo

$$A_{ap_T} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{ap_T}}{2} \right)^2 = 2.545 \text{ cm}^2$$

Área del acero de refuerzo

$$r_{ap_T} := 3.0 \text{ cm}$$

Recubrimiento del refuerzo

$$d_{ap_T} := e_{losa} - r_{ap_T} - \frac{\phi_{ap_T}}{2} = 0.163 \text{ m}$$

Peralte efectivo

- Separación de varillas:

Separación máxima:

$$S_{a_T1} := 3 \cdot e_{losa} = 60.6 \text{ cm}$$

$$S_{a_T} := \min(S_{a_T1}, 18 \text{ in}) = 45.72 \text{ cm}$$

Separación máxima del acero de refuerzo

Separación para 1 m:

$$S_{ac} := \frac{A_{ap_T}}{A_{smin}} \cdot A_{fr} = 12.597 \text{ cm}$$

$$S_{ac} := 10 \text{ cm}$$

Separación adoptada

$$\phi_{ap_T} = 18 \text{ mm}$$

Diámetro del acero de refuerzo

- Acero de refuerzo adoptado:

$$A_{Adop} := \frac{A_{ap_T}}{S_{ac}} = 25.447 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

Área de acero de refuerzo adoptada

$$A_{req} := \frac{A_{smin}}{\frac{A_{fr}}{A_{fr}}} = 20.2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Área de acero de refuerzo requerida}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } A_{Adop} > A_{req} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No Cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

Resp: As negativo 18 mm @ 10 cm para 1 metro

• **Acero de refuerzo transversal:**

$$A_{ct} := \frac{1.3 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \cdot At \cdot e_{losa}}{(2 \cdot (At + e_{losa}) \cdot f_y) \cdot At} = (4.555 \cdot 10^{-5}) \text{ m} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\begin{array}{l} A_{ct} := \text{if } 0.11 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \leq A_{ct} \leq 0.60 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \\ \quad \parallel A_{ct} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel 0.50 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \end{array} \Bigg| = 0.5 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}$$

Separación:

$$S_{a_{T1}} := 3 \cdot e_{losa} = 60.6 \text{ cm}$$

$$S_{a_T} := \min(S_{a_{T1}}, 18 \text{ in}) = 45.72 \text{ cm}$$

Separación máxima del acero de refuerzo

Acero transversal:

$$\phi_{ap_{ct}} := 12 \text{ mm}$$

Diámetro del acero de refuerzo

$$A_{ap_{ct}} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{ap_T}}{2} \right)^2 = 2.545 \text{ cm}^2$$

Área del acero de refuerzo

Separación calculada:

$$S_{ctc} := \frac{A_{ap_{ct}}}{A_{ct}} = 24.044 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } s_{ctc} \leq S_{a_T} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Resp: As transversal 12 mm @ 24 cm para 1 metro

- **Diseño del volado**

- **Momento resistente**

$$\phi_{ap_T1} = 10 \text{ mm}$$

Diámetro de la varilla

$$S_{vari} = 24 \text{ cm}$$

Separación de varilla

$$L_v := \frac{\text{ancho} - 2 \cdot b_{tf} - b_{bf} - 4 \cdot r_{xy} - 2 \cdot D_h}{2} = 0.592 \text{ m} \quad \text{Longitud del volado}$$

$$A_{ap_T} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{ap_T1}}{2} \right)^2 = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A_{Adop} := \frac{A_{ap_T}}{S_{vari}} = 3.272 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Área de acero refuerzo}$$

$$d_{ap_T} := e_{losa} - r_{ap_T} - \frac{\phi_{ap_T1}}{2} = 0.167 \text{ m} \quad \text{Peralte efectivo}$$

$$a_a := \frac{A_{Adop} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c} = 0.577 \text{ cm}$$

$$M_{n_V} := A_{Adop} \cdot A_{fr} \cdot f_y \cdot \left(d_{ap_T} - \frac{a_a}{2} \right) = 2.535 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

- **Verificación a flexión**

$$\phi_{losa} := 0.9$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } \frac{\phi_{losa} \cdot M_{n_V}}{M_{ut}} > 1 & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

- **Cortante**

- **Cortante último**

$$V_{u_V} := R_{lt} \cdot L_V = 1.013 \text{ tonf}$$

- **Resistencia al cortante**

$$V_{n_V} := 0.17 \cdot \left(\frac{f_c}{\text{MPa}} \right)^{0.5} \cdot A_{fr} \cdot d_{ap_T} \cdot \text{MPa} = 16.886 \text{ tonf}$$

- **Verificación a cortante**

$$\phi_{c_losa} := 0.75$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{\phi_{c_losa} \cdot V_{n_V}}{V_{u_V}} > 1 \\ \quad \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"No cumple"} \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

- **Verificación de aplastamiento del concreto**

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{R_{lt}}{b_{ff}} \leq 0.85 \cdot f_c \\ \quad \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"No cumple"} \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

- **Verificación a deflexión del volado**

$$I_V := \frac{1 \cdot m \cdot e_{losa}^3}{12} = (6.869 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4 \quad \text{Inercia del volado}$$

$$\Delta_{max_vo} := \frac{R_{lt} \cdot L_V^4}{8 \cdot E_c \cdot I_V} = 0.001 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \Delta_{max_vo} \leq \frac{L_V}{360} \\ \quad \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"No cumple"} \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

Conectores de corte

- **Propiedades del conector**

$$\phi_{perno} := \frac{3}{4} \cdot in$$

Diámetro del perno

$$F_{up} := 450 \text{ MPa}$$

Resistencia última a tracción

$$A_{sc} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{perno}}{2} \right)^2 = (2.85 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

Área del perno

- **Espaciamientos de studs**

Espaciamiento longitudinal mínimo

$$D_{min} := 4 \cdot \phi_{perno} = 0.076 \text{ m}$$

$$S_{min} := \max(D_{min}, 100 \cdot mm) = 0.1 \text{ m}$$

Espaciamiento longitudinal máximo

$$D_{max} := 6 \cdot e_{losa} = 1.212 \text{ m}$$

$$S_{max} := \min(D_{max}, 800 \cdot mm) = 0.8 \text{ m}$$

- **Espesor mínimo de la losa sobre el perno AASTHO 6.10.10.1.3**

$$h_{cmin} := 2 \cdot in = 5.08 \text{ cm}$$

$$h_{perno} := e_{losa} - h_{cmin} = 15.12 \text{ cm}$$

- **Separación al borde libre del concreto AASTHO 6.10.10.1.4**

$$c_{min} := 1 \cdot in = 2.54 \text{ cm}$$

- **Control de resistencia**

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{h_{perno}}{\phi_{perno}} > 5 \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"CUMPLE"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"NO CUMPLE"} \end{array} \right| = \text{"CUMPLE"}$$

Si cumple la resistencia a cortante del conector esta controlado únicamente por la resistencia a tracción del conector.

- **Cortante longitudinal**

$$P_1 := 0.85 \cdot f_c \cdot ancho \cdot e_{losa} = (1.351 \cdot 10^3) \text{ tonf}$$

$$P_2 := F_y \cdot 2 \cdot D_1 \cdot t_{w1} + F_y \cdot b_{bf} \cdot t_{w1} = 516.113 \text{ tonf} \quad \text{Flexión positiva}$$

$$q_q := \max(P_1, P_2) = (1.351 \cdot 10^3) \text{ tonf}$$

- **Control por tracción del perno AASHTO 6.10.10.4.3:**

$$Q_{n_{ace}} := 0.7 \cdot A_{sc} \cdot F_{up} = 10.092 \text{ tonf}$$

- **Resistencia de diseño del conector**

$$\phi_c := 0.85$$

$$Q_R := \phi_c \cdot Q_{n_{ace}}$$

- **Número de conectores**

$$N_N := \frac{q_q}{Q_R} = 157.492$$

Conectores de un tramo

$$N_N := N_N \cdot 2 = 314.984$$

Conectores de toda la viga

$$N_N := \frac{N_N}{2} = 157.492$$

Conectores respecto a una fila de la viga

$$N_{per} := 162$$

- **Distribución de conectores de corte**

Ubicación de pernos

$$N_{per1} := \frac{N_{per}}{2} = 81$$

Doble conectores en las alas

$$s_c := \frac{L}{N_{per1}} = 24.691 \text{ cm}$$

Separación

Verificación de separación

$$\begin{array}{l} \text{if } S_{min} < s_c \leq S_{max} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} = \text{"Cumple"}$$

ANEXO B: DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE PEATONAL N°11

Sistema de viga continuas: Ancho del tablero = 3.50 metros y longitud del puente: 26 metros.

Diseño del puente peatonal N°11: Ancho=3.50m - Longitud=26m

• Propiedades de los materiales

$$V_{conc} := 2.4 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón

$$f'_c := 28 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a compresión del hormigón

$$E_c := 4700 \cdot \text{MPa} \cdot \left(\frac{f'_c}{\text{MPa}} \right)^{0.5}$$

Modulo de elasticidad del hormigón

$$E_c = (2.487 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$V_{acero} := 7.85 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del acero

$$F_y := 345 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\text{tonf_real} := 9.80665 \cdot \text{kN}$$

$$E_s := \frac{E_s \cdot \text{m}^2 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}}{\text{tonf_real}} = (2.039 \cdot 10^7) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$G := 76000 \text{ MPa}$$

Módulo de rigidez al cortante de acero

• Propiedades geométricas del puente

$$N_v := 3$$

vano

$$L_p := 26 \cdot \text{m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{L_p}{N_v} = 8.667 \text{ m} \quad L := 9 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $N_v > 1$

$$\text{ancho} := 3.50 \cdot \text{m}$$

Ancho del puente

$$e_{losa} := 202.00 \text{ mm}$$

Espesor de la losa de hormigón

- **Propiedades geométricas de la viga**

$$W_{plac} := 1524 \text{ mm}$$

Longitud de la placa

$$b_{bf} := 433 \text{ mm}$$

Base de la viga

$$t_{w1} := 15.90 \cdot \text{mm}$$

Espesor de la placa

$$D_1 := 161 \cdot \text{mm}$$

Altura del alma (inclinada)

$$d_d := 305 \cdot \text{mm}$$

Altura de la viga (vertical)

$$m_{inc} := 4$$

valor geométrico $m=4$

$$\phi_{al_hor} := \text{atan}(m_{inc}) \cdot \frac{180}{\pi} = 75.964$$

Angulo entre el alma y la horizontal

$$\phi_{al_ver} := 90 - \phi_{al_hor} = 14.036$$

Angulo entre el alma y la horizontal

$$D_v := D_1 \cdot \sin\left(\phi_{al_hor} \cdot \frac{\pi}{180}\right) = 0.156 \text{ m}$$

Altura vertical del alma de la viga

$$D_h := D_1 \cdot \cos\left(\phi_{al_hor} \cdot \frac{\pi}{180}\right) = 0.039 \text{ m}$$

Longitud horizontal del alma de la viga

$$r_{xy} := \frac{d_d - D_v}{2} = 0.074 \text{ m}$$

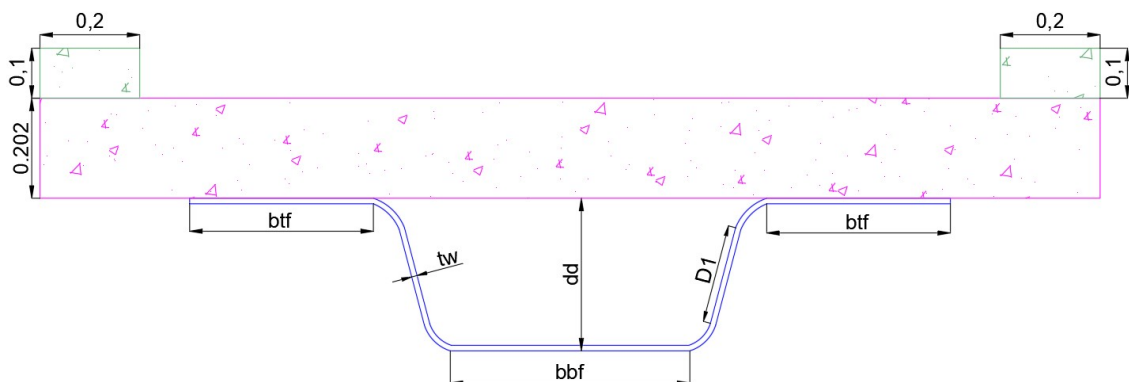
Distancia x,y de la curvatura

$$r_{curva} := 3.5 \cdot t_{w1} = 0.056 \text{ m}$$

Radio de curvatura

$$b_{tf} := \frac{W_{plac} - b_{bf} - 4 \cdot r_{xy} - 2 \cdot D_1}{2} = 0.236 \text{ m}$$

Ancho del ala superior



• Propiedades geométricas de la sección compuesta

$$y_y := 328.10 \cdot \text{mm}$$

Distancia al eje neutro desde la fibra inferior

$$I_{x1} := 177200 \cdot \text{cm}^4$$

Momento de inercia

$$D_{p1} := 155.60 \cdot \text{mm}$$

Profundidad plástica.

$$M_{y1} := 1862.20 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momento resistente elástico.

$$D_{t1} := \frac{D_{p1}}{0.215} = 0.724 \text{ m}$$

Altura total de la sección compuesta

$$M_{p1} := 2418.40 \cdot 0.1 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{p1} = 241.84 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

Momento resistente plástico

$$H_{SC} := e_{losa} + d_d = 0.507 \text{ m}$$

Altura total de la sección compuesta

$$h_{ho} := H_{SC} - y_y = 0.179 \text{ m}$$

Altura del hormigón sobre el eje neutro

$$A_c := h_{ho} \cdot \text{ancho} = 0.626 \text{ m}^2$$

Área del concreto sobre el eje neutro

$$y_c := \left| \frac{e_{losa}}{2} - h_{ho} \right| = 0.078 \text{ m}$$

Distancia desde el eje neutro hasta el centroide de la losa

• Cargas

Cargas muertas aplicadas en la viga

$$CM_{pas} := 0.0048 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga del pasamano

$$CM_{bor} := 0.093 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga bordillo

$$PP := w_{plac} \cdot \gamma_{acero} \cdot t_{w1} = 0.19 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso propio de la viga

$$PP_{losa} := \gamma_{conc} \cdot \text{ancho} \cdot e_{losa} = 1.697 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la losa

$$P_{ins} := 0.03 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Peso de instalaciones

$$P_{ins} := P_{ins} \cdot ancho = 0.105 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de instalaciones

$$w_{cub} := 0.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso de la cubierta NEC-SE-GC

$$P_{cub} := w_{cub} \cdot ancho = 0.275 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la cubierta

Carga muerta permanente

$$DC := PP + PP_{losa} + P_{cub}$$

$$DC = 2.162 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga muerta de servicios

$$DW := CM_{bor} + CM_{pas} + P_{ins}$$

$$DW = 0.203 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$CV := 90 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}^2}$$

Sección 3.1 - LRFD Guide Specifications
For The Design of Pedestrian Bridges

$$LL := CV \cdot ancho = 1.695 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

• Combinaciones de carga

Resistencia I

$$y_{pDC} := 1.25$$

Tabla 3.4.1-2 AASHTO

$$C_{LL} := 1.75$$

Tabla 3.4.1-1 AASHTO

$$R_I := y_{pDC} \cdot DC + y_{pDC} \cdot DW + C_{LL} \cdot LL = 5.923 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

• Momento último

$$M_{u1} := R_I \cdot L^2 \cdot 0.1 = 47.979 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

Momento negativo

$$M_{u2} := R_f \cdot L^2 \cdot 0.08 = 38.383 \text{ m} \cdot \text{tonf} \quad \text{Momento positivo}$$

$$M_u := M_{u2}$$

- **Revisión de compacidad**

$$\begin{array}{l}
 \text{PNA_C} := \text{if } D_{p1} \leq e_{losa} \\
 \quad \parallel \text{ "PNA en losa"} \\
 \quad \text{else if } D_{p1} > e_{losa} + t_{w1} \\
 \quad \quad \parallel \text{ "PNA en el alma o ala infe"} \\
 \quad \quad \text{else} \\
 \quad \quad \parallel \text{ "PNA en ala sup"}
 \end{array} \quad \Bigg| \quad = \text{ "PNA en losa"}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{PNA_F} := \text{if } \text{PNA_C} = \text{ "PNA en losa"} \\
 \quad \parallel \text{ "Sección compacta"} \\
 \quad \text{else} \\
 \quad \quad \parallel \text{ "Sección no compacta"}
 \end{array} \quad \Bigg| \quad = \text{ "Sección compacta"}$$

Verificación sección compacta para flexión (si la sección puede desarrollar momento plástico)

1. Verificación de esfuerzo de fluencia

$$\begin{array}{l}
 \text{Ver} := \text{if } F_y < 70 \text{ ksi} \\
 \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\
 \quad \text{else} \\
 \quad \quad \parallel \text{ "No cumple"}
 \end{array} \quad \Bigg| \quad = \text{ "Cumple"}$$

2. Verificación: esbeltez del alma

$$\begin{array}{l}
 \text{Ver} := \text{if } \frac{D_1}{t_{w1}} < 150 \\
 \quad \parallel \text{ "Cumple"} \\
 \quad \text{else} \\
 \quad \quad \parallel \text{ "No cumple"}
 \end{array} \quad \Bigg| \quad = \text{ "Cumple"}$$

3. Verificación: esbeltez del alma en compresión

$$Ver := \text{if } \frac{2 \cdot (-D_{p1} + e_{losa})}{t_{w1}} \leq 3.76 \cdot \left(\frac{E_s}{F_y} \right) \left| \begin{array}{l} \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{array} \right. = \text{“Cumple”}$$

Como cumple todos los requisitos, se concluye que la sección es compacta y puede desarrollar el momento plástico.

- **Momento nominal**

$$\phi := 1$$

Factor de reducción de resistencia

$$M_n := \text{if } D_{p1} < 0.1 \cdot D_{t1} \left| \begin{array}{l} M_{p1} \\ \text{else if } D_{p1} > 0.42 \cdot D_{t1} \\ \text{“0”} \\ \text{else} \\ M_{p1} \cdot \left(1.025 - 0.25 \cdot \frac{D_{p1}}{D_{t1}} \right) \end{array} \right. = 234.887 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

- **Verificación a flexión positiva**

$$Ver := \text{if } \frac{\phi \cdot M_n}{M_u} > 1 \left| \begin{array}{l} \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple”} \end{array} \right. = \text{“Cumple”}$$

- **Análisis momento negativo**

- **Calculo del eje neutro elástico de la viga**

$$A_{tf} := 2 \cdot b_{tf} \cdot t_{w1} = 0.007 \text{ m}^2$$

Área de las alas superiores

$$A_{bf} := b_{bf} \cdot t_{w1} = 0.007 \text{ m}^2$$

Área del ala inferior

$$A_D := 2 \cdot D_1 \cdot t_{w1} = 0.005 \text{ m}^2$$

Área del alma

$$A_{RC} := 4 \cdot r_{curva} \cdot t_{w1} = 0.004 \text{ m}^2 \quad \text{Área de los radios de curvatura}$$

$$A_T := A_{tf} + A_{bf} + A_D + A_{RC} = 0.023 \text{ m}^2 \quad \text{Área total}$$

Medición de las alturas desde la fibra inferior de la viga hasta su centroide

$$y_{tfi} := d_d - \frac{t_{w1}}{2} = 0.297 \text{ m} \quad \text{Alas superiores}$$

$$y_{bfi} := \frac{t_{w1}}{2} = 0.008 \text{ m} \quad \text{Ala inferior}$$

$$y_{Di} := \frac{r_{xy} + t_{w1} + D_v + r_{xy} + t_{w1}}{2} + r_{xy} + t_{w1} = 0.259 \text{ m} \quad \text{Alma}$$

$$y_{RCi1} := d_d - t_{w1} - \frac{r_{xy}}{2} = 0.252 \text{ m} \quad \text{Radio de curvatura superior}$$

$$y_{RCi2} := t_{w1} + \frac{r_{xy}}{2} = 0.053 \text{ m} \quad \text{Radio de curvatura inferior}$$

$$E_{NE} := \frac{A_{tf} \cdot y_{tfi} + A_{bf} \cdot y_{bfi} + A_D \cdot y_{Di} + \frac{A_{RC}}{2} \cdot y_{RCi1} + \frac{A_{RC}}{2} \cdot y_{RCi2}}{A_T} = 0.18 \text{ m}$$

• Cálculo de la inercia de la viga

$$I_{as} := \frac{t_{w1}^3 \cdot b_{bf}}{12} = (1.45 \cdot 10^{-7}) \text{ m}^4$$

$$I_{ai} := \frac{t_{w1}^3 \cdot 2 \cdot b_{tf}}{12} = (1.579 \cdot 10^{-7}) \text{ m}^4$$

$$I_{aIN} := \frac{2 \cdot t_{w1}}{12} \cdot D_v^3 = (1.01 \cdot 10^{-5}) \text{ m}^4$$

$$I_{ace} := I_{as} + A_{tf} \cdot (y_{tfi} - E_{NE})^2 + I_{ai} + A_{bf} \cdot (y_{bfi} - E_{NE})^2 + I_{aIN} + A_D \cdot (y_{Di} - E_{NE})^2$$

$$I_{ace} = (3.486 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$$

• Cálculo del módulo elástico de la viga

$$S_c := \frac{I_{ace}}{E_{NE}} = 0.002 \text{ 1} \cdot \text{m}^3$$

Módulo elástico

- Resistencia al pandeo local del ala inferior (compresión)

$$\lambda_{fa} := \frac{b_{bf}}{2 \cdot t_{w1}} = 13.616$$

$$\lambda_{pfa} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 8.714$$

$$F_{yr} := 0.7 \cdot Fy = 241.5 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rf} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{Es}{F_{yr}}} = 15.349$$

$$R_h := 1$$

$$R_b := \text{if } 2 \cdot \frac{E_{NE} - t_{w1} - r_{xy}}{t_{w1}} \leq 5.70 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \text{ then } 1 \text{ else "Menor a 1"} = 1$$

$$F_{nc} := \text{if } \lambda_{fa} \leq \lambda_{pfa} \text{ then } R_b \cdot R_h \cdot Fy \text{ else } \left(1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot Fy} \right) \cdot \left(\frac{\lambda_{fa} - \lambda_{pfa}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pfa}} \right) \right) \cdot R_b \cdot R_h \cdot Fy = (3.018 \cdot 10^4) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

- Resistencia al pandeo lateral torsional (LTB)

$$S_{arriostra} := 3$$

Separación de arriostramientos para que no exista pandeo en el ala comprimida de la viga

$$L_b := \frac{L}{S_{arriostra} + 1} = 2.25 \text{ m}$$

$$r_t := \frac{b_{bf}}{\left(12 \cdot \left(1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{(d_d - t_{w1} - y_y) \cdot t_{w1}}{b_{bf} \cdot t_{w1}} \right) \right)^{0.5}} = 0.127 \text{ m}$$

$$L_p := 1.1 \cdot r_t \cdot \left(\frac{Es}{Fy} \right)^{0.5} = 3.202 \text{ m}$$

$$L_r := \pi \cdot r_t \cdot \left(\frac{Es}{Fy} \right)^{0.5} = 9.144 \text{ m}$$

Determinación del régimen de pandeo lateral torsional

if $L_b \leq L_p$ | = "No hay pandeo lateral torsional"
|| "No hay pandeo lateral torsional"
else if $L_b \geq L_r$
|| "Pandeo lateral torsional elástico"
else
|| "Pandeo lateral torsional inelástico"

• Verificación a flexión negativa

$$M_n := F_{nc} \cdot S_c = 58.482 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

if $\phi \cdot M_n \geq M_{u1}$ | = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

Verificación de esfuerzos en ala inferior

$$f_{bu} := \frac{M_{u1} \cdot E_{NE}}{I_{ace}} = (2.476 \cdot 10^4) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\phi_{es} := 1$$

if $f_{bu} \leq \phi_{es} \cdot F_{nc}$ | = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

• **Propiedades de los materiales**

$$\gamma_{conc} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón

$$\gamma_{acero} = 7.85 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del acero

$$F_y = 345 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

• **Propiedades geométricas del puente**

$$N_v = 3$$

vano

$$L_P = 26 \text{ m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{L_P}{N_v} = 8.667 \text{ m} \quad L := 9 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $N_v > 1$

$$\text{ancho} = 3.5 \text{ m}$$

Ancho del puente

$$e_{losa} = 202 \text{ mm}$$

Espesor de la losa de hormigón

• **Propiedades geométricas de la viga**

$$w_{plac} = 1.524 \text{ m}$$

Longitud de la placa

$$D_h = 0.039 \text{ m}$$

Longitud horizontal del alma de la viga

$$r_{xy} = 0.074 \text{ m}$$

Distancia x,y de la curvatura

$$b_{bf} = 0.433 \text{ m}$$

Base de la viga

• **Geometría de la placa**

$$h_{pla} := d_d - t_{w1} = 0.289 \text{ m}$$

Altura de la placa

$$t_{pla} := t_{w1} = 0.016 \text{ m}$$

Espesor de la placa

$$a_{sup} := b_{bf} + 2 \cdot r_{xy} = 0.582 \text{ m}$$

Ancho superior de la placa

$$a_{inf} := b_{bf} = 0.433 \text{ m}$$

Ancho inferior de la placa

Para evitar el pandeo lateral torsional

$$S_{arriestra} = 3$$

Número de diafragmas

$$L_b := \frac{L}{S_{arriestra} + 1} = 2.25 \text{ m}$$

Longitud no arriestrada

• Cargas

Cargas muertas aplicadas en la viga

$$CM_{pas} = 0.005 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga del pasamano

$$CM_{bor} = 0.093 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga bordillo

$$PP = 0.19 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso propio de la viga

$$PP_{losa} = 1.697 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la losa

$$P_{ins} = 0.105 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de instalaciones

$$w_{cub} = 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso de la cubierta NEC-SE-GC

$$P_{cub} := w_{cub} \cdot ancho = 0.275 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la cubierta

Carga muerta permanente

$$DC := PP + PP_{losa} + P_{cub}$$

$$DC = 2.162 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga muerta de servicios

$$DW := CM_{bor} + CM_{pas} + P_{ins}$$

$$DW = 0.203 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$LL = 1.695 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Combinaciones de carga

$$y_{pDC} = 1.25$$

Tabla 3.4.1-2 AASHTO

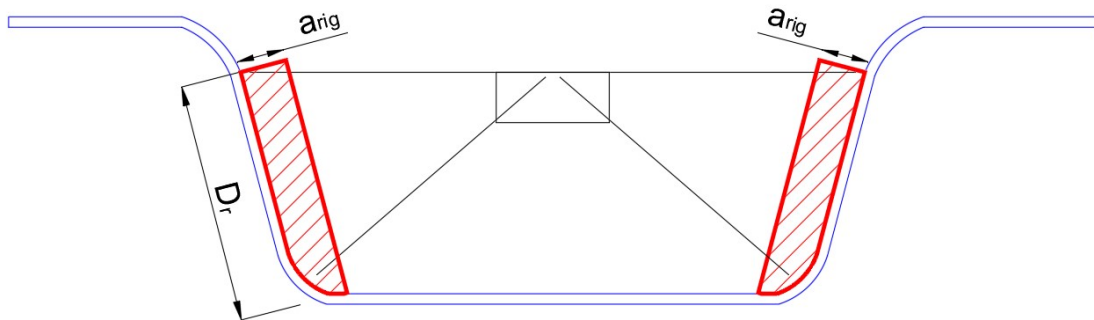
$$C_{LL} = 1.75$$

Tabla 3.4.1-1 AASHTO

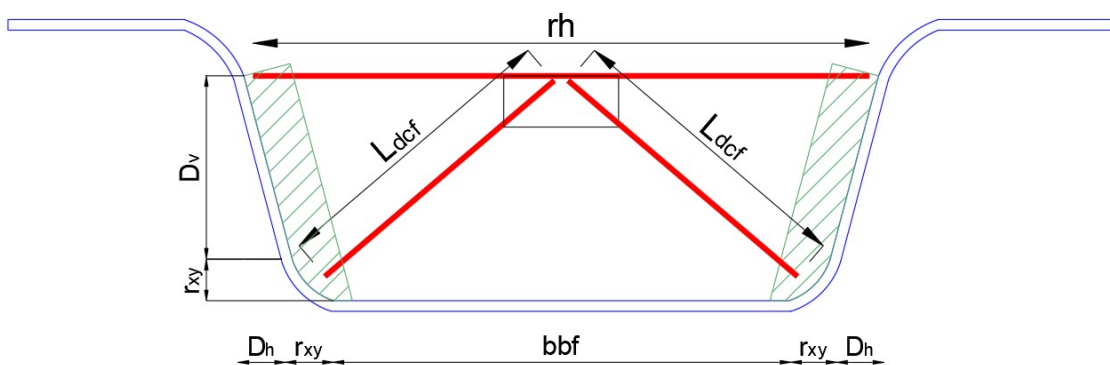
$$R_{dj} := y_{pDC} \cdot DC + y_{pDC} \cdot DW + C_{LL} \cdot LL = 5.923 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad \text{Carga para diafragmas}$$

- Diseño de diafragma internos (cross frame)

Rigidizadores



Cross frame



Datos geométricos del cross frame

$$rh := b_{bf} + 2 \cdot r_{xy} + 2 \cdot D_h - 7.9 \text{ cm} = 0.581 \text{ m}$$

Longitud del ángulo

Longitud de la diagonal

$$L_{dcf} := \left((D_v + r_{xy} - 8.9 \text{ cm})^2 + \left(\frac{b_{bf}}{2} + r_{xy} - 8.9 \text{ cm} \right)^2 \right)^{0.5} = 0.247 \text{ m}$$

$$\theta_{cf} := \text{atan} \left(\frac{D_v + r_{xy} - 8 \text{ cm}}{\frac{b_{bf}}{2} + r_{xy} - 8 \text{ cm}} \right) \cdot \frac{180}{\pi} = 35.529$$

Angulo horizontal de la diagonal

Se empleará ángulos de 40x40x5 mm

$$L_{\text{angulo}} := 40 \text{ mm}$$

Longitud del Angulo

$$t_{\text{angulo}} := 5 \text{ mm}$$

Espesor del Angulo

Cortante horizontal en el arriostramiento

$$V_{udi} := R_{di} \cdot L_b = 13.327 \text{ tonf}$$

Cortante vertical para cada diafragma

$$F_{H_di} := \frac{V_{udi}}{S_{\text{arriostra}}} = 4.442 \text{ tonf}$$

Cortante horizontal para una diagonal

Fuerza axial en las diagonales (tracción - compresión)

$$C_D := F_{H_di} = 4.442 \text{ tonf}$$

$$C_{D1} := \frac{F_{H_di}}{\sin \left(\theta_{cf} \cdot \frac{\pi}{180} \right)} = 7.645 \text{ tonf}$$

- Rigidizadores

Fuerza actuante en el rigidizador

$$P_{rig} := C_D = 4.442 \text{ tonf}$$

Propiedades del rigidizador

$$F_{y_r} := F_y = 345 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

Datos geométricos del rigidizador

$$D_r := \frac{r_{xy} + D_v}{\sin \left(\phi_{al_hor} \cdot \frac{\pi}{180} \right)} - 8. \text{ mm} = 0.23 \text{ m}$$

Longitud del rigidizador

$$a_{rig} := 0.07 \text{ m}$$

Ancho del rigidizador

$$t_{rig} := t_{w1} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor del rigidizador

$$A_{rig} := a_{rig} \cdot t_{rig} = 0.001 \text{ m}^2$$

Área del rigidizador

Verificación del rigidizador a tracción

$$T_n := 0.9 \cdot F_y \cdot A_{rig}$$

$$T_n = 38.845 \text{ tonf}$$

$$\phi_{VP} := 0.95$$

$$\begin{array}{l} \text{if } P_{rig} \leq \phi_{VP} \cdot T_n \\ \quad \left\| \text{“Cumple a tracción por fluencia”} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \text{“No cumple a tracción por fluencia”} \right. \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{if } P_{rig} \leq \phi_{VP} \cdot T_n \\ \quad \left\| \text{“Cumple a tracción por fluencia”} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \text{“No cumple a tracción por fluencia”} \right. \end{array}} \right| = \text{“Cumple a tracción por fluencia”}$$

Verificación de esbeltez del rigidizador

$$K_{di} := 1$$

Coefficiente de longitud efectiva

$$r_{di_x} := \frac{t_{rig}}{(12)^{0.5}} = 0.459 \text{ cm}$$

Radio de giro

$$\lambda_{di} := \frac{K_{di} \cdot L_{angulo}}{r_{di_x}} = 8.715$$

$$\begin{array}{l} E_{efe} := \text{if } \lambda_{di} \leq 80 \\ \quad \left\| 72 + 0.75 \cdot \lambda_{di} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| 32 + 1.25 \cdot \lambda_{di} \right. \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} E_{efe} := \text{if } \lambda_{di} \leq 80 \\ \quad \left\| 72 + 0.75 \cdot \lambda_{di} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| 32 + 1.25 \cdot \lambda_{di} \right. \end{array}} \right| = 78.536$$

Pandeo elástico

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot A_{rig}}{E_{efe}^2} = 36.322 \text{ tonf}$$

Resistencia nominal

$$P_o := F_y \cdot A_{rig} = 43.162 \text{ tonf}$$

$$P_n := \begin{cases} \text{if } \frac{P_e}{P_o} \leq 2.25 & = 26.248 \text{ tonf} \\ \left\| P_o \cdot \left(0.658 \frac{P_o}{P_e} \right) \right. \\ \text{else} \\ \left\| 0.877 \cdot P_e \right. \end{cases}$$

$$P_r := \phi_{VP} \cdot P_n = 24.935 \text{ tonf}$$

Verificación de resistencia

$$\begin{cases} \text{if } C_D \leq P_r & = \text{"Cumple a compresión por pandeo"} \\ \left\| \text{"Cumple a compresión por pandeo"} \right. \\ \text{else} \\ \left\| \text{"No cumple a compresión por pandeo"} \right. \end{cases}$$

Verificación de aplastamiento local en el alma de la viga

$$A_{cont} := D_r \cdot t_{rig} = 0.004 \text{ m}^2 \quad \text{Área de contacto}$$

$$\sigma_{alma} := \frac{P_{rig}}{A_{cont}} = (1.216 \cdot 10^3) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad \text{Esfuerzo en el alma}$$

$$\begin{cases} \text{if } \sigma_{alma} \leq 0.9 \cdot F_y & = \text{"No hay aplastamiento en el alma"} \\ \left\| \text{"No hay aplastamiento en el alma"} \right. \\ \text{else} \\ \left\| \text{"Hay aplastamiento en el alma"} \right. \end{cases}$$

Verificación de la resistencia de la soldadura rigidizador–alma

$$R_{TEle} := 70 \text{ ksi} \quad \text{Electrodo de 7018}$$

$$a_{sol} := 6 \text{ mm} \quad \text{Garganta efectiva}$$

$$\phi_{rig} := 0.80$$

$$R_{Spg} := 0.6 \cdot R_{TEle} \cdot 0.707 \cdot (D_r) \cdot a_{sol} = 31.715 \text{ tonf}$$

if $P_{rig} \leq \phi_{rig} \cdot R_{Spg}$ "Resistencia de la soldadura, OK" else "Resistencia de la soldadura, no OK"	= "Resistencia de la soldadura, OK"
---	-------------------------------------

- **Diagonales**

Propiedad mecánica de la diagonal

$$F_{y_{cf}} := 250 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

Datos geométricos de la diagonal

$$L_{angulo} = 40 \text{ mm}$$

Ancho del Angulo

$$t_{angulo} = 5 \text{ mm}$$

Espesor del Angulo

Verificación del elemento diagonal a tracción

$$A_g := L_{angulo} \cdot t_{angulo} + (L_{angulo} - t_{angulo}) \cdot t_{angulo}$$

$$A_g = 3.75 \text{ cm}^2$$

Área del ángulo

$$T_n := 0.9 \cdot F_{y_{cf}} \cdot A_g$$

$$T_n = 9.484 \text{ tonf}$$

$$\text{if } \frac{C_{D1}}{2} \leq \phi_{VP} \cdot T_n$$

= "Cumple a tracción por fluencia"

|| "Cumple a tracción por fluencia"

else

|| "No cumple a tracción por fluencia"

Verificación de esbeltez de la diagonal

$$K_{di} := 1$$

Coefficiente de longitud efectiva

$$r_{di_x} := 1.22 \cdot \text{cm}$$

Radio de giro (catálogo)

$$\lambda_{di} := \frac{K_{di} \cdot L_{dcf}}{r_{di_x}} = 20.214$$

$$E_{efe} := \begin{cases} \text{if } \lambda_{di} \leq 80 & = 87.16 \\ \left\| \begin{array}{l} 72 + 0.75 \cdot \lambda_{di} \\ \text{else} \\ 32 + 1.25 \cdot \lambda_{di} \end{array} \right. \end{cases}$$

Pandeo elástico

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot A_g}{E_{efe}^2} = (8.839 \cdot 10^4) \text{ N}$$

Resistencia nominal

$$P_o := F_{y_{cf}} \cdot A_g = 10.538 \text{ tonf}$$

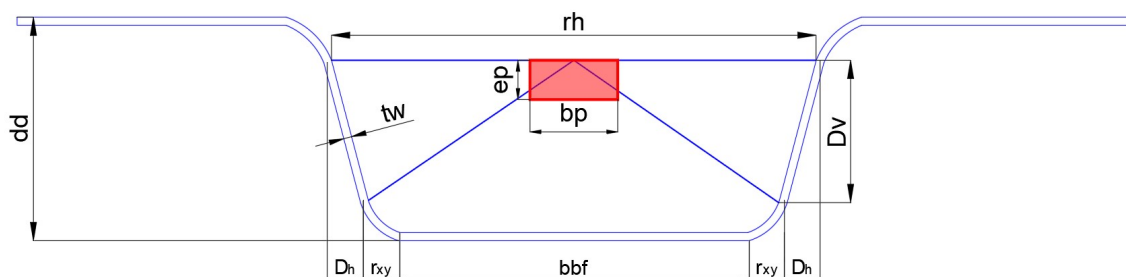
$$P_n := \begin{cases} \text{if } \frac{P_e}{P_o} \leq 2.25 & = 6.76 \text{ tonf} \\ \left\| \begin{array}{l} P_o \cdot \left(0.658 \frac{P_o}{P_e} \right) \\ \text{else} \\ 0.877 \cdot P_e \end{array} \right. \end{cases}$$

$$P_r := \phi_{VP} \cdot P_n = 6.422 \text{ tonf}$$

Verificación de resistencia

$$\begin{cases} \text{if } \frac{C_{D1}}{2} \leq P_r & = \text{“Cumple a compresión por pandeo”} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{“Cumple a compresión por pandeo”} \\ \text{else} \\ \text{“No cumple a compresión por pandeo”} \end{array} \right. \end{cases}$$

• Placa Gusset



Propiedades mecánicas de la placa gusset

$$F_{y_{pg}} := 250 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

$$F_{u_{pg}} := 400 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

Datos geométricos de la placa gusset

$$L_{an_sol} := 9 \text{ cm}$$

Longitud del ángulo soldado

$$bp := 0.15 \text{ m}$$

Ancho de la placa

$$ep := 0.93 \text{ m}$$

Altura de la placa

$$tp := t_{w1} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

Cortante horizontal en las diagonales

$$V_{udi} := R_{di} \cdot L_b = 13.327 \text{ tonf}$$

Cortante vertical para cada diafragma

$$F_{H_de} := \frac{V_{udi}}{S_{arriostra}} = 4.442 \text{ tonf}$$

Cortante horizontal para un diafragma

Fuerza axial en las diagonales (tracción - compresión)

$$C_{D_p} := \frac{F_{H_de}}{\sin\left(\theta_{cf} \cdot \frac{\pi}{180}\right)} = 7.645 \text{ tonf}$$

La placa se diseña con la misma fuerza axial de la diagonal

Verificación de la resistencia por fluencia de la placa

$$c_{pp} := \frac{L_{an_sol}}{2}$$

$$c_{pp} = 4.5 \text{ cm}$$

Proyección perpendicular a la fuerza

$$A_g := c_{pp} \cdot tp = 7.155 \text{ cm}^2$$

Área bruta de la placa

$$\phi_{VP} = 0.95$$

Factor de reducción

$$T_{n_p} := 0.9 \cdot F_{y_{pg}} \cdot A_g$$

$$T_{n_p} = 18.096 \text{ tonf}$$

if $C_{D_p} \leq \phi_{VP} \cdot T_{n_p}$ “Cumple a fluencia por tracción” else “No cumple a fluencia por tracción”	= “Cumple a fluencia por tracción”
--	------------------------------------

Verificación de la resistencia de la soldadura de la placa gusset

$$V_w := C_{D_p} = 7.645 \text{ tonf}$$

$$R_{TEle} = 70 \text{ ksi}$$

Electrodo de 7018

$$a_{sol} := 2.8 \text{ mm}$$

Garganta efectiva

$$R_{Spg} := 0.80 \cdot 0.6 \cdot R_{TEle} \cdot 0.707 \cdot (2 \cdot L_{an_{sol}}) \cdot a_{sol} = 9.279 \text{ tonf}$$

if $C_{D_p} \leq R_{Spg}$ “Resistencia de la soldadura, OK” else “Resistencia de la soldadura, no OK”	= “Resistencia de la soldadura, OK”
--	-------------------------------------

Diseño de la viga a cortante

• Propiedades de los materiales

$$F_y = 345 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

$$E_s = (1.814 \cdot 10^{11}) \text{ Pa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\gamma_{conc} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del hormigón

$$\gamma_{acero} = 7.85 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del acero

$$F_y = (3.878 \cdot 10^4) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

• Propiedades geométricas del puente

$$N_v = 3$$

vano

$$L_p = 26 \text{ m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{L_p}{N_v} = 8.667 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $N_v > 1$

$$\text{ancho} = 3.5 \text{ m}$$

Ancho del puente

$$e_{losa} = 202 \text{ mm}$$

Espesor de la losa de hormigón

• Propiedades geométricas de la viga

$$w_{plac} = 1.524 \text{ m}$$

Longitud de la placa

$$D_v = 0.156 \text{ m}$$

Longitud vertical del alma de la viga

$$r_{xy} = 0.074 \text{ m}$$

Distancia x,y de la curvatura

$$b_{bf} = 0.433 \text{ m}$$

Base de la viga

$$b_{tf} = 0.236 \text{ m}$$

Ancho del ala superior

$$t_{w1} = 0.016 \text{ m}$$

Espesor de la viga

• Cargas

Cargas muertas aplicadas en la viga

$$CM_{pas} = 0.005 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga del pasamano

$$CM_{bor} = 0.093 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga bordillo

$$PP := W_{plac} \cdot \gamma_{acero} \cdot t_{w1} = 0.19 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso propio de la viga

$$PP_{losa} := \gamma_{conc} \cdot ancho \cdot e_{losa} = 1.697 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la losa

$$P_{ins} := 0.03 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Peso de instalaciones

$$P_{ins} := P_{ins} \cdot ancho = 0.105 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de instalaciones

$$W_{cub} := 0.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso de la cubierta NEC-SE-GC

$$P_{cub} := W_{cub} \cdot ancho = 0.275 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la cubierta

Carga muerta permanente

$$DC := PP + PP_{losa} + P_{cub}$$

$$DC = 2.162 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga muerta de servicios

$$DW := CM_{bor} + CM_{pas} + P_{ins}$$

$$DW = 0.203 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$CV = 90 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}^2}$$

Sección 3.1 - LRFD Guide Specifications
For The Design of Pedestrian Bridges

$$LL := CV \cdot ancho = 1.695 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Combinaciones de carga**

Resistencia I

$$y_{pDC} = 1.25$$

Tabla 3.4.1-2 AASHTO

$$C_{LL} = 1.75$$

Tabla 3.4.1-1 AASHTO

$$R_I := y_{pDC} \cdot DC + y_{pDC} \cdot DW + C_{LL} \cdot LL = 5.923 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Cortante último**

$$V_u := R_I \cdot L \cdot 0.6 = 30.801 \text{ tonf}$$

- **Cortante resistente**

$$k := 5.34$$

Coficiente de pandeo cortante - alma sin rigidizadores 6.11.8.2.2b

$$C_1 := \left(\frac{k \cdot E_s}{F_y} \right)^{0.5} = 52.994 \quad C_2 := \frac{D_v}{t_{w1}} = 9.823$$

$$C_c := \begin{cases} \text{if } C_2 < 1.12 \cdot C_1 & = 1 \\ \quad \parallel 1 \\ \quad \text{else if } 1.12 \cdot C_1 < C_2 < 1.40 \cdot C_1 & \\ \quad \parallel 1.12 \cdot \frac{C_1}{C_2} \\ \quad \text{else} & \\ \quad \parallel 1.57 \cdot \frac{C_1^2}{C_2^2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{if } C_2 < 1.12 \cdot C_1 & = \text{"No hay pandeo"} \\ \quad \parallel \text{"No hay pandeo"} \\ \quad \text{else if } 1.12 \cdot C_1 < C_2 < 1.40 \cdot C_1 & \\ \quad \parallel \text{"Pandeo inelástico"} \\ \quad \text{else} & \\ \quad \parallel \text{"Pandeo elástico"} \end{cases}$$

$$\phi := 1$$

Factor de reducción a cortante

$$V_p := 0.58 \cdot F_y \cdot D_v \cdot t_{w1} \cdot 2 = 111.717 \text{ tonf}$$

$$V_n := C_c \cdot V_p = 111.717 \text{ tonf}$$

$$\phi V_n := \phi \cdot V_n = 111.717 \text{ tonf}$$

- **Verificación a cortante**

$$\text{Ver} := \begin{cases} \text{if } \frac{\phi \cdot V_n}{V_u} > 1 & = \text{"Cumple"} \\ \quad \parallel & \text{"Cumple"} \\ \text{else} & \\ \quad \parallel & \text{"No cumple"} \end{cases}$$

La sección resiste el cortante

Deflexión de la viga

- **Propiedades de los materiales**

$$E_s = (1.814 \cdot 10^{11}) \text{ Pa}$$

Modulo de elasticidad del acero

- **Propiedades geométricas del puente**

$$N_v = 3$$

vano

$$L_p = 26 \text{ m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{L_p}{N_v} = 8.667 \text{ m}$$

$$L := 9 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $N_v > 1$

$$\text{ancho} = 3.5 \text{ m}$$

Ancho del puente

- **Propiedades de la viga**

$$I_{x1} = 0.002 \text{ m}^4$$

Inercia de la viga compuesta

Carga viva

$$CV = 90 \frac{\text{lbft}}{\text{ft}^2}$$

Sección 3.1 - LRFD Guide Specifications For The Design of Pedestrian Bridges

$$LL := CV \cdot \text{ancho} = 1.695 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Deflexión de la viga bajo carga viva**

$$\Delta_{LL} := 5 \cdot LL \cdot \frac{L^4}{384 \cdot E_s \cdot I_{x1}} = 0.004 \text{ m}$$

De acuerdo a la sección 5 de la AASHTO LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges.

$$\Delta_{L_{LL}} := \frac{L}{360} = 0.025 \text{ m}$$

- **Verificación a deflexión**

$$\begin{array}{l|l} \text{if } \Delta_{L_{LL}} > \Delta_{LL} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Diseño del tablero

• Propiedades de los materiales

$$F_y = 345 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

$$E_s = (1.814 \cdot 10^{11}) \text{ Pa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\gamma_{conc} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del hormigón

$$\gamma_{acero} = 7.85 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del acero

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero de refuerzo

• Propiedades geométricas del puente

$$N_v = 3$$

vano

$$L_P = 26 \text{ m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{L_P}{N_v} = 8.667 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $N_v > 1$

$$A_t := 1 \text{ m}$$

Ancho de franja tributaria

$$e_{losa} = 202 \text{ mm}$$

Espesor de la losa de hormigón

• Propiedades geométricas de la viga

$$w_{plac} = 1.524 \text{ m}$$

Longitud de la placa

$$D_v = 0.156 \text{ m}$$

Longitud vertical del alma de la viga

$$r_{xy} = 0.074 \text{ m}$$

Distancia x,y de la curvatura

$$b_{bf} = 0.433 \text{ m}$$

Base de la viga

$$b_{tf} = 0.236 \text{ m}$$

Ancho del ala superior

$$t_{w1} = 0.016 \text{ m}$$

Espesor de la viga

$$L_v := \frac{\text{ancho}}{2} = 1.75 \text{ m}$$

Longitud del volado para análisis

- **Cargas**

Cargas muertas aplicadas en la viga

$$CM_{pas} = 0.005 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga del pasamano

$$CM_{bor2} := CM_{bor}$$

Carga bordillo

$$PP_{losa} := \gamma_{conc} \cdot At \cdot e_{losa} = 0.485 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la losa

$$P_{ins} := 0.03 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Peso de instalaciones

$$P_{ins} := P_{ins} \cdot At = 0.03 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de instalaciones

$$w_{cub} := 0.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso de la cubierta NEC-SE-GC

$$P_{cub} := w_{cub} \cdot At = 0.079 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la cubierta

Carga muerta permanente

$$DC_t := PP_{losa} + P_{cub}$$

$$DC_t = 0.563 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga muerta de servicios

$$DW_t := CM_{bor2} + CM_{pas} + P_{ins}$$

$$DW_t = 0.128 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$CV = 90 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}^2}$$

Sección 3.1 - LRFD Guide Specifications
For The Design of Pedestrian Bridges

$$LL_t := CV \cdot At = 0.484 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Combinaciones de carga**

Resistencia I

- **Carga aplicada en 1 metro**

$$y_{pDC} = 1.25$$

Tabla 3.4.1-2 AASHTO

$$C_{LL} = 1.75$$

Tabla 3.4.1-1 AASHTO

$$R_{lt} := y_{pDC} \cdot DC_t + y_{pDC} \cdot DW_t + C_{LL} \cdot LL_t = 1.712 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Momento último**

$$M_{ut} := R_{lt} \cdot \frac{L_v^2}{2} = 2.621 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

- **Peralte efectivo**

$$\phi_{ap_T1} := 10 \text{ mm}$$

Diámetro del acero de refuerzo

$$r_{ap_T} := 3 \text{ cm}$$

Recubrimiento del refuerzo

$$d_{ap_T} := e_{losa} - r_{ap_T} - \frac{\phi_{ap_T1}}{2} = 0.167 \text{ m}$$

Peralte efectivo

- **Área de acero de refuerzo positivo**

$$\phi_{ff} := 0.9$$

$$R_n := \frac{M_{ut}}{\phi_{ff} \cdot d_{ap_T}^2 \cdot At} = 104.427 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\rho_{ac} := 0.85 \cdot \left(\frac{f_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{ac} = 0.002$$

Cuantía

$$A_s := \rho_{ac} \cdot At \cdot \frac{d_{ap_T}}{At} = 3.769 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{cm}^2$$

Área del acero de refuerzo requerido

$$A_{ap_T} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{ap_T1}}{2} \right)^2 = 0.785 \text{ cm}^2$$

Área del acero de refuerzo propuesto

- **Espaciamiento de varillas**

$$S_{vari} := \frac{A_{ap_T}}{A_s} = 20.838 \text{ cm}$$

$$S_{vari} := 18 \text{ cm}$$

$$S_{a_T} := 3 \cdot e_{losa} = 60.6 \text{ cm}$$

$$S_{a_T} := \min(S_{a_T}, 18 \text{ in}) = 45.72 \text{ cm}$$

Separación máxima del acero de refuerzo

$$N_{varillas} := \frac{At - 2 \cdot r_{ap_T}}{S_{vari}} + 1 = 6.222$$

$$N_{varillas} := 6$$

$$Dif := (N_{varillas} - 1) \cdot S_{vari} = 0.9 \text{ m}$$

$$rec_n := \begin{cases} \text{if } Dif < At & = 10 \text{ cm} \\ \quad || \quad At - Dif \\ \text{else} \\ \quad || \quad \text{"No cumple"} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{if } N_{varillas} \cdot \frac{A_{ap_T}}{At} > A_s & = \text{"Cumple"} \\ \quad || \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad || \quad \text{"No cumple"} \end{cases}$$

$$A_v := N_{varillas} \cdot A_{ap_T} = 4.712 \text{ cm}^2$$

Área del acero adoptado

$$T_t := A_v \cdot f_y = 22.247 \text{ tonf}$$

Fuerza de tensión

$$\beta_1 := 0.85$$

$$a := \frac{T_t}{0.85 \cdot f'_c \cdot S_{vari}} = 4.62 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 5.435 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \text{if } \frac{c}{d_{ap_T}} < 0.42 & = \text{"Cumple"} \\ \quad || \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad || \quad \text{"No cumple"} \end{cases}$$

Resp: As positivo 10 mm @ 18 cm para 1 metro

- **Acero de refuerzo negativo**

$$A_{fr} := 1 \text{ m}$$

Ancho de la franja

$$A_{smin} := 0.01 \cdot A_{fr} \cdot \frac{e_{losa}}{A_{fr}} = 20.2 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi_{ap_T} := 18 \text{ mm}$$

Diámetro del acero de refuerzo

$$A_{ap_T} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{ap_T}}{2} \right)^2 = 2.545 \text{ cm}^2$$

Área del acero de refuerzo

$$r_{ap_T} := 3.0 \text{ cm}$$

Recubrimiento del refuerzo

$$d_{ap_T} := e_{losa} - r_{ap_T} - \frac{\phi_{ap_T}}{2} = 0.163 \text{ m}$$

Peralte efectivo

- **Separación de varillas:**

Separación máxima:

$$S_{a_T1} := 3 \cdot e_{losa} = 60.6 \text{ cm}$$

$$S_{a_T} := \min(S_{a_T1}, 18 \text{ in}) = 45.72 \text{ cm}$$

Separación máxima del acero de refuerzo

Separación para 1 m:

$$S_{ac} := \frac{A_{ap_T}}{A_{smin}} \cdot A_{fr} = 12.597 \text{ cm}$$

$$S_{ac} := 10 \text{ cm}$$

Separación adoptada

$$\phi_{ap_T} = 18 \text{ mm}$$

Diámetro del acero de refuerzo

- **Acero de refuerzo adoptado:**

$$A_{Adop} := \frac{A_{ap_T}}{S_{ac}} = 25.447 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Área de acero de refuerzo adoptada

$$A_{req} := \frac{A_{smin}}{A_{fr}} = 20.2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Área de acero de refuerzo requerida}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } A_{Adop} > A_{req} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No Cumple"} & \end{array}$$

Resp: As negativo 18 mm @ 10 cm para 1 metro

- **Acero de refuerzo transversal:**

$$A_{ct} := \frac{1.3 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \cdot At \cdot e_{losa}}{(2 \cdot (At + e_{losa}) \cdot f_y) \cdot At} = (4.555 \cdot 10^{-5}) \text{ m} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\begin{array}{l|l} A_{ct} := \text{if } 0.11 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \leq A_{ct} \leq 0.60 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} & = 0.5 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \\ \parallel & \\ A_{ct} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ 0.50 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} & \end{array}$$

Separación:

$$S_{a_{T1}} := 3 \cdot e_{losa} = 60.6 \text{ cm}$$

$$S_{a_T} := \min(S_{a_{T1}}, 18 \text{ in}) = 45.72 \text{ cm}$$

Separación máxima del acero de refuerzo

Acero transversal:

$$\phi_{ap_{ct}} := 12 \text{ mm}$$

Diámetro del acero de refuerzo

$$A_{ap_{ct}} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{ap_T}}{2} \right)^2 = 2.545 \text{ cm}^2$$

Área del acero de refuerzo

Separación calculada:

$$S_{ctc} := \frac{A_{ap_{ct}}}{A_{ct}} = 24.044 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } s_{ctc} \leq S_{a_T} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Resp: As transversal 12 mm @ 24 cm para 1 metro

- **Diseño del volado**

- **Momento resistente**

$$\phi_{ap_T1} = 10 \text{ mm}$$

Diámetro de la varilla

$$S_{vari} = 18 \text{ cm}$$

Separación de varilla

$$L_v := \frac{\text{ancho} - 2 \cdot b_{tf} - b_{bf} - 4 \cdot r_{xy} - 2 \cdot D_h}{2} = 1.11 \text{ m} \quad \text{Longitud del volado}$$

$$A_{ap_T} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{ap_T1}}{2} \right)^2 = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A_{Adop} := \frac{A_{ap_T}}{S_{vari}} = 4.363 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Área de acero refuerzo}$$

$$d_{ap_T} := e_{losa} - r_{ap_T} - \frac{\phi_{ap_T1}}{2} = 0.167 \text{ m} \quad \text{Peralte efectivo}$$

$$a_a := \frac{A_{Adop} \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c} = 0.77 \text{ cm}$$

$$M_{n_V} := A_{Adop} \cdot A_{fr} \cdot f_y \cdot \left(d_{ap_T} - \frac{a_a}{2} \right) = 3.361 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

- **Verificación a flexión**

$$\phi_{losa} := 0.9$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } \frac{\phi_{losa} \cdot M_{n_V}}{M_{ut}} > 1 & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

- **Cortante**

- **Cortante último**

$$V_{u_v} := R_{lt} \cdot L_v = 1.9 \text{ tonf}$$

- **Resistencia al cortante**

$$V_{n_v} := 0.17 \cdot \left(\frac{f_c}{\text{MPa}} \right)^{0.5} \cdot A_{fr} \cdot d_{ap_T} \cdot \text{MPa} = 16.886 \text{ tonf}$$

- **Verificación a cortante**

$$\phi_{c_losa} := 0.75$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{\phi_{c_losa} \cdot V_{n_v}}{V_{u_v}} > 1 \\ \quad \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"No cumple"} \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

- **Verificación de aplastamiento del concreto**

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{R_{lt}}{b_{ff}} \leq 0.85 \cdot f_c \\ \quad \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"No cumple"} \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

- **Verificación a deflexión del volado**

$$I_v := \frac{1 \cdot m \cdot e_{losa}^3}{12} = (6.869 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4 \quad \text{Inercia del volado}$$

$$\Delta_{max_vo} := \frac{R_{lt} \cdot L_v^4}{8 \cdot E_c \cdot I_v} = 0.017 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \Delta_{max_vo} \leq \frac{L_v}{360} \\ \quad \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"No cumple"} \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

Conectores de corte

- **Propiedades del conector**

$$\phi_{perno} := \frac{7}{8} \cdot in$$

Diámetro del perno

$$F_{up} := 450 \text{ MPa}$$

Resistencia última a tracción

$$A_{sc} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{perno}}{2} \right)^2 = (3.879 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

Área del perno

- **Espaciamientos de studs**

Espaciamiento longitudinal mínimo

$$D_{min} := 4 \cdot \phi_{perno} = 0.089 \text{ m}$$

$$S_{min} := \max(D_{min}, 100 \cdot mm) = 0.1 \text{ m}$$

Espaciamiento longitudinal máximo

$$D_{max} := 6 \cdot e_{losa} = 1.212 \text{ m}$$

$$S_{max} := \min(D_{max}, 800 \cdot mm) = 0.8 \text{ m}$$

- **Espesor mínimo de la losa sobre el perno AASTHO 6.10.10.1.3**

$$h_{cmin} := 2 \cdot in = 5.08 \text{ cm}$$

$$h_{perno} := e_{losa} - h_{cmin} = 15.12 \text{ cm}$$

- **Separación al borde libre del concreto AASTHO 6.10.10.1.4**

$$c_{min} := 1 \cdot in = 2.54 \text{ cm}$$

- **Control de resistencia**

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{h_{perno}}{\phi_{perno}} > 5 \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"CUMPLE"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"NO CUMPLE"} \end{array} \right| = \text{"CUMPLE"}$$

Si cumple la resistencia a cortante del conector esta controlado únicamente por la resistencia a tracción del conector.

- **Cortante longitudinal**

$$P_1 := 0.85 \cdot f_c \cdot ancho \cdot e_{losa} = (1.891 \cdot 10^3) \text{ tonf}$$

$$P_2 := F_y \cdot 2 \cdot D_1 \cdot t_{w1} + F_y \cdot b_{bf} \cdot t_{w1} = 465.529 \text{ tonf} \quad \text{Flexión positiva}$$

$$P_{2_2} := F_y \cdot 2 \cdot D_1 \cdot t_{w1} + F_y \cdot 2 \cdot b_{tf} \cdot t_{w1} = 489.198 \text{ tonf} \quad \text{Flexión negativa}$$

$$P_2 := \max(P_2, P_{2_2}) = 489.198 \text{ tonf}$$

$$q_q := \max(P_1, P_2) = (1.891 \cdot 10^3) \text{ tonf}$$

- **Control por tracción del perno AASHTO 6.10.10.4.3:**

$$Q_{n_ace} := 0.7 \cdot A_{sc} \cdot F_{up} = 13.736 \text{ tonf}$$

- **Resistencia de diseño del conector**

$$\phi_c := 0.85$$

$$Q_R := \phi_c \cdot Q_{n_ace}$$

- **Número de conectores**

$$N_N := \frac{q_q}{Q_R} = 161.992 \quad \text{Conectores de un tramo}$$

$$N_N := N_N \cdot 2 = 323.984 \quad \text{Conectores de toda la viga}$$

$$N_N := \frac{N_N}{2} = 161.992 \quad \text{Conectores respecto a una fila de la viga}$$

$$N_{per} := 164$$

- **Distribución de conectores de corte**

Ubicación de pernos

$$N_{per1} := \frac{N_{per}}{2} = 82 \quad \text{Doble conectores en las alas}$$

$$s_c := \frac{L}{N_{per1}} = 10.569 \text{ cm} \quad \text{Separación}$$

Verificación de separación

```
if  $S_{min} < s_c \leq S_{max}$  = "Cumple"  
  || "Cumple"  
else  
  || "No cumple"
```

Diseño del empalme viga - viga

• Propiedades de los materiales

$$Y_{conc} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón

$$Y_{acero} = 7.85 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del acero

$$F_y = 345 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\text{tonf_real} := 9.80665 \cdot \text{kN}$$

$$E_s := \frac{E_s \cdot \text{m}^2 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}}{\text{tonf_real}} = (2.039 \cdot 10^7) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$G := 76000 \text{ MPa}$$

Módulo de rigidez al cortante de acero

• Propiedades geométricas del puente

$$N_v = 3$$

vano

$$L_P = 26 \text{ m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{L_P}{N_v} = 8.667 \text{ m} \quad L := 9 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $N_v > 1$

$$\text{ancho} = 3.5 \text{ m}$$

Ancho del puente

$$e_{losa} = 202 \text{ mm}$$

Espesor de la losa de hormigón

• Propiedades geométricas de la viga

$$w_{plac} = (1.524 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Longitud de la placa

$$b_{bf} = 433 \text{ mm}$$

Base de la viga

$$t_{w1} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

$$D_1 = 161 \text{ mm}$$

Altura del alma (inclinada)

$$d_d = 305 \text{ mm}$$

Altura de la viga (vertical)

$$m_{inc} = 4$$

valor geométrico $m=4$

$$\phi_{al_hor} := \text{atan}(m_{inc}) \cdot \frac{180}{\pi} = 75.964$$

Angulo entre el alma y la horizontal

$$\phi_{al_ver} := 90 - \phi_{al_hor} = 14.036$$

Angulo entre el alma y la horizontal

$$D_v := D_1 \cdot \sin\left(\phi_{al_hor} \cdot \frac{\pi}{180}\right) = 0.156 \text{ m}$$

Altura vertical del alma de la viga

$$D_h := D_1 \cdot \cos\left(\phi_{al_hor} \cdot \frac{\pi}{180}\right) = 0.039 \text{ m}$$

Longitud horizontal del alma de la viga

$$r_{xy} := \frac{d_d - D_v}{2} = 0.074 \text{ m}$$

Distancia x,y de la curvatura

$$r_{curva} := 3.5 \cdot t_{w1} = 0.056 \text{ m}$$

Radio de curvatura

$$b_{tf} := \frac{w_{plac} - b_{bf} - 4 \cdot r_{xy} - 2 \cdot D_1}{2} = 0.236 \text{ m}$$

Ancho del ala superior

• Cargas

Cargas muertas aplicadas en la viga

$$CM_{pas} = 0.005 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga del pasamano

$$CM_{bor} = 0.093 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga bordillo

$$PP := w_{plac} \cdot Y_{acero} \cdot t_{w1} = 0.19 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso propio de la viga

$$PP_{losa} := Y_{conc} \cdot ancho \cdot e_{losa} = 1.697 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la losa

$$P_{ins} := 0.03 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Peso de instalaciones

$$P_{ins} := P_{ins} \cdot ancho = 0.105 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de instalaciones

$$w_{cub} = 0.7 \frac{kN}{m^2}$$

Peso de la cubierta NEC-SE-GC

$$P_{cub} := w_{cub} \cdot ancho = 0.275 \frac{tonf}{m}$$

Peso de la cubierta

Carga muerta permanente

$$DC_{ec1} := PP + PP_{losa} + P_{cub}$$

$$DC_{ec1} = 2.162 \frac{tonf}{m}$$

Carga muerta de servicios

$$DW_{ec1} := CM_{bor} + CM_{pas} + P_{ins}$$

$$DW_{ec1} = 0.203 \frac{tonf}{m}$$

Carga viva

$$CV = 90 \frac{lbf}{ft^2}$$

Sección 3.1 - LRFD Guide Specifications
For The Design of Pedestrian Bridges

$$LL := CV \cdot ancho = 1.695 \frac{tonf}{m}$$

• Combinaciones de carga

Resistencia I

$$y_{pDC} = 1.25$$

$$C_{LL} = 1.75$$

$$R_I := y_{pDC} \cdot DC_{ec1} + y_{pDC} \cdot DW_{ec1} + C_{LL} \cdot LL = 5.923 \frac{tonf}{m}$$

• Momento último

$$M_{u1} := R_I \cdot L^2 \cdot 0.1 = 47.979 \text{ tonf} \cdot m$$

Momento negativo

$$M_{u2} := R_I \cdot L^2 \cdot 0.08 = 38.383 \text{ tonf} \cdot m$$

Momento positivo

- **Análisis del empalme en las alas superiores**

Fuerza en las alas

$$F_{ala} := \frac{1}{2} \cdot \frac{M_{u1}}{d_d - t_{w1}} = 82.98 \text{ tonf}$$

Fuerza en la placa

$$P_{pam} := 2$$

Número de placas por ala

$$F_{pla} := \frac{F_{ala}}{P_{pam}} = 41.49 \text{ tonf}$$

Cortante en placa

$$V_u := R_f \cdot L \cdot 0.6 = 31.986 \text{ tonf}$$

$$V_{placa} := \frac{V_u}{2 \cdot P_{pam}} = 7.996 \text{ tonf}$$

Propiedades del acero de la placa

$$F_{ypl} := 345 \text{ MPa}$$

Resistencia a la fluencia

$$F_{upl} := 450 \text{ MPa}$$

Resistencia última

Geometría de las placas

$$a_{pl_inf2} := b_{tf} = 235.693 \text{ mm}$$

$$a_{pl_inf} := 14 \text{ cm}$$

Ancho de la placa

$$\begin{array}{l} \text{if } a_{pl_inf} < a_{pl_inf2} \\ \quad \parallel \text{ "OK" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Cambia ancho" } \end{array} \Bigg| = \text{"OK"}$$

$$e_{pl_inf1} := 0.75 \cdot t_{w1} = 11.925 \text{ mm}$$

$$e_{pl_inf} := t_{w1} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

```

if  $e_{pl\_inf} \geq e_{pl\_inf1}$  | = "OK"
|| "OK"
else
|| "Cambia espesor"

```

$$L_{empl} := 18 \text{ cm}$$

Longitud del empalme

Perno A325 - diámetro 3/4"

$$F_{upe} := 830 \text{ MPa}$$

Resistencia última

$$\phi_{pe} := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Diámetro del perno

$$d_h := \phi_{pe} + \frac{1}{16} \text{ in} = 0.021 \text{ m}$$

Diámetro del agujero

$$A_{pe} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{pe}}{2} \right)^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

Área del perno

Separación de pernos

$$s_{pe} := 3 \cdot \phi_{pe} = 5.715 \text{ cm}$$

$$s_{pe} := 6 \text{ cm}$$

Distancia a borde

$$d_{pe} := 1.5 \cdot \phi_{pe} = 2.858 \text{ cm}$$

$$d_{pe} := 3 \text{ cm}$$

Resistencia al corte de un perno

$$L_{tot} := t_{w1} + P_{pam} \cdot e_{pl_inf} = 4.77 \text{ cm}$$

Longitud a atravesar "perno"

$$L_{per} := 4 \text{ in}$$

Longitud del perno

$$L_{sinros} := L_{per} - 2 \cdot \phi_{pe} - 6 \text{ mm} = 5.75 \text{ cm}$$

if $L_{sinros} \geq L_{tot}$ "Rosca fuera del plano de corte" else "Rosca en el plano de corte"	= "Rosca fuera del plano de corte"
--	------------------------------------

Resistencia nominal al corte

$R_{n1} :=$ if $L_{sinros} \geq L_{tot}$ $0.56 \cdot A_{pe} \cdot F_{upe} \cdot P_{pam}$ else $0.45 \cdot A_{pe} \cdot F_{upe} \cdot P_{pam}$	= 29.782 tonf
--	----------------------

$\phi_{emp_per1} := 0.83$

Factor de reducción de resistencia

$\phi R_{ne} :=$ if $L_{empl} \geq 38 \text{ in}$ $\phi_{emp_per1} \cdot R_{n1}$ else R_{n1}	= 29.782 tonf
--	----------------------

Verificación de resistencia al corte

$n_{pe} := 6$

Número de pernos

$F_{perno} := \frac{F_{pla}}{n_{pe}}$

Fuerza de un perno

$f_{pp} := 2$

Número de filas

$n_{pp} := \frac{n_{pe}}{f_{pp}} = 3$

Número de pernos por fila

$L_{placa_real} := 2 \cdot d_{pe} + (n_{pp} - 1) \cdot s_{pe} = 18 \text{ cm}$

Longitud de la placa calculada

$a_{placa_real} := 2 \cdot d_{pe} + (f_{pp} - 1) \cdot s_{pe} = 12 \text{ cm}$

Ancho de la placa calculada

$a_{placa_real} := 14 \text{ cm}$

if $\phi R_{ne} \geq F_{perno}$ "Cumple" else "No cumple"	= "Cumple"
--	------------

Verificación de la longitud de la placa

$$\begin{array}{l|l} \text{if } L_{placa_real} = L_{empl} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"Actualiza longitud"} & \end{array}$$

Verificación del ancho de la placa

$$\begin{array}{l|l} \text{if } a_{placa_real} = a_{pl_inf} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"Actualiza ancho"} & \end{array}$$

Resistencia del material en contacto con el perno

$$L_c := \min\left(s_{pe} - d_h, \frac{d_h}{2} + d_{pe}\right) = 39.363 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{l|l} R_{n2} := \text{if } L_c \geq 2 \cdot \phi_{pe} \vee d_{pe} \geq 2 \cdot \phi_{pe} & = 67.821 \text{ tonf} \\ \parallel 2.4 \cdot \phi_{pe} \cdot e_{pl_inf} \cdot F_{upe} & \\ \text{else} & \\ \parallel \parallel 1.2 \cdot L_c \cdot e_{pl_inf} \cdot F_{upe} & \end{array}$$

$$\begin{array}{l|l} R_n := \text{if } R_{n2} \geq R_{n1} & = 29.782 \text{ tonf} \\ \parallel R_{n1} & \\ \text{else} & \\ \parallel R_{n2} & \end{array}$$

Verificación de la resistencia del material en contacto con el perno

$$\phi_{emp_ala} := 0.75$$

Factor de reducción de resistencia

$$R_r := \phi_{emp_ala} \cdot R_n = 22.337 \text{ tonf}$$

Resistencia de material en contacto con el perno

$$n_{pe} = 6$$

Número de pernos

$$F_{perno} := \frac{F_{pla}}{n_{pe}} = 6.915 \text{ tonf}$$

Fuerza de un perno

$$\begin{array}{l|l} \text{if } R_r \geq F_{perno} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Resistencia a la tracción de un perno

$$T_{nr} := 0.76 \cdot A_{pe} \cdot F_{upe} = 20.209 \text{ tonf}$$

Verificación de resistencia a la tracción de un perno

$$n_{pe} = 6$$

Número de pernos

$$F_{perno} := \frac{F_{ala}}{n_{pe}} = 13.83 \text{ tonf}$$

Fuerza que carga cada perno

$$\begin{array}{l|l} \text{if } T_{nr} \geq F_{perno} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Resistencia a la tracción para fluencia en la sección bruta

$$A_{pe} := a_{pl_inf} \cdot e_{pl_inf} = 22.26 \text{ cm}^2$$

Área transversal de la placa

$$T_n := A_{pe} \cdot F_{ypl} = 86.323 \text{ tonf}$$

Resistencia nominal de la placa

$$\phi_{r_{pey}} := 0.95$$

Factor de reducción

$$T_r := \phi_{r_{pey}} \cdot T_n = 82.007 \text{ tonf}$$

Resistencia de diseño de la placa

Verificación de la resistencia a la tracción

$$F_{perno} := \frac{F_{ala}}{n_{pe}} = 13.83 \text{ tonf}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } T_r \geq F_{pla} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Resistencia a la tracción por fractura de la sección neta

$$F_{upl} = 450 \text{ MPa}$$

Resistencia última

$$A_{gp} := (a_{pl_inf} \cdot e_{pl_inf}) - d_h \cdot e_{pl_inf} \cdot f_{pp} = 0.002 \text{ m}^2$$

Área de la placa con perno

$$R_p := 1$$

Factor por efecto de agujeros

$$U_u := 1$$

Factor de reducción

$$P_{nu} := F_{upl} \cdot A_{gp} \cdot R_p \cdot U_u = 79.4 \text{ tonf}$$

Resistencia nominal

$$\begin{array}{l} \text{if } P_{nu} \geq F_{pla} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

Verificación de la resistencia a la tracción por fractura neta

$$R_p := 1$$

Factor de reducción por tipo de agujero

$$U_{bs} := 1$$

Factor de reducción por ruptura

$$L_v := d_{pe} + (n_{pe} - 1) \cdot s_{pe} = 33 \text{ cm}$$

Longitud de borde hasta el último perno

$$A_{vg} := L_v \cdot e_{pl_inf} = 0.005 \text{ m}^2$$

Área bruta que resiste el cortante

$$A_{vn} := e_{pl_inf} \cdot (L_v - 2 \cdot d_h) = 0.005 \text{ m}^2$$

Área neta que resiste el cortante

$$A_{tn} := e_{pl_inf} \cdot (a_{pl_inf} - n_{pe} \cdot d_h) = (2.572 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

Área neta que resiste a tracción

$$\phi_{bs} := 0.80$$

Factor de resistencia para bloque de cortante

$$R_{rbc} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot \min \left((0.58 \cdot F_{upl} \cdot A_{vn} + U_{bs} \cdot F_{upl} \cdot A_{tn}), (0.58 \cdot F_{ypl} \cdot A_{vg} + U_{bs} \cdot F_{upl} \cdot A_{tn}) \right)$$

$$R_{rbc} = 104.82 \text{ tonf}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } R_{rbc} \geq F_{pla} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \quad \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

Datos de la placa del ala superior - doble placa

$$a_{placa_real} = 140 \text{ mm}$$

Ancho de la placa

$$e_{pl_inf} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

$$L_{placa_real} = 180 \text{ mm}$$

Longitud de la placa

$$\phi_{pe} = 0.75 \text{ in}$$

Diámetro del perno

$$L_{per} = 101.6 \text{ mm}$$

Longitud del perno

$$n_{pe} = 6$$

Número de pernos

$$d_{pe} = 3 \text{ cm}$$

Distancia del borde

$$s_{pe} = 6 \text{ cm}$$

Separación de pernos

$$f_{pp} = 2$$

Número de filas

• *Análisis del empalme en el alma*

Propiedades del acero de la placa

$$F_{ypl} := 345 \text{ MPa}$$

Resistencia a la fluencia

$$F_{upl} := 450 \text{ MPa}$$

Resistencia última

Geometría de las placas

$$e_{pl2} := t_{w1} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

$$h_{t_inc} := \frac{(d_d - E_{NE} - t_{w1} - r_{xy})}{\sin\left(\phi_{al_hor} \cdot \frac{\pi}{180}\right)} = 3.584 \text{ cm}$$

Altura inclinada del alma a tracción

$$h_{t_incl} := 9.20 \text{ cm}$$

Altura inclinada a tracción de la placa

$$h_{ptotal} := D_1 - 2 \text{ cm} = 14.1 \text{ cm}$$

Altura total inclinada de la placa

Perno A325 - diámetro 3/4"

$$F_{upe} := 830 \text{ MPa}$$

Resistencia última

$$\phi_{pe} := \frac{1}{2} \text{ in}$$

Diámetro del perno

$$d_h := \phi_{pe} + \frac{1}{16} \text{ in} = 14.288 \text{ mm}$$

Diámetro del agujero

$$A_{pe} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{pe}}{2} \right)^2 = 1.267 \text{ cm}^2$$

Área del perno

Separación de pernos

$$s_{pe} := 3 \cdot \phi_{pe} = 3.81 \text{ cm}$$

$$s_{pe} := 3.85 \text{ cm}$$

Distancia a borde

$$d_{pe} := 1.5 \cdot \phi_{pe} = 1.905 \text{ cm}$$

$$d_{pe} := 1.95 \text{ cm}$$

Cortante último

$$V_u = 31.986 \text{ tonf}$$

Cortante último

$$P_{pam} := 2$$

Número de placas por ala

$$V_{u_alma} := \frac{V_u}{2 \cdot P_{pam}} = 7.996 \text{ tonf}$$

Cortante último

Fuerza en el alma

$$F_{ala} := \frac{1}{2} \cdot \frac{M_{u1}}{d_d - t_{w1}} = 82.98 \text{ tonf}$$

Fuerza en la placa

$$F_{pla} := \frac{F_{ala}}{P_{pam}} = 41.49 \text{ tonf}$$

Resistencia al corte de un perno

$$L_{tot} := t_{w1} + P_{pam} \cdot e_{pl2} = 4.77 \text{ cm}$$

Longitud a atravesar "perno"

$$L_{per} := 4 \text{ in}$$

Longitud del perno

$$L_{sinros} := L_{per} - 2 \cdot \phi_{pe} - 6 \text{ mm} = 7.02 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } L_{sinros} \geq L_{tot} \\ \quad \parallel \text{ "Rosca fuera del plano de corte" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Rosca en el plano de corte" } \end{array} \Bigg| = \text{"Rosca fuera del plano de corte"}$$

Resistencia nominal al corte

$$\begin{array}{l} R_n := \text{if } L_{sinros} \geq L_{tot} \\ \quad \parallel 0.56 \cdot A_{pe} \cdot F_{upe} \cdot P_{pam} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0.45 \cdot A_{pe} \cdot F_{upe} \cdot P_{pam} \end{array} \Bigg| = 13.237 \text{ tonf}$$

$$\phi_{emp_per1} := 0.83$$

Factor de reducción de resistencia

$$\begin{array}{l} \phi R_{ne} := \text{if } L_{empl} \geq 38 \text{ in} \\ \quad \parallel \phi_{emp_per1} \cdot R_n \\ \text{else} \\ \quad \parallel R_n \end{array} \Bigg| = 13.237 \text{ tonf}$$

Verificación de resistencia al corte

$$n_{pe} := 30$$

Número de pernos

$$h_{placa_real} := 2 \cdot d_{pe} + (n_{pe} - 1) \cdot s_{pe} = 115.55 \text{ cm}$$

$$f_p := 10$$

Número de columna

$$h_{placa_real} := \frac{h_{placa_real}}{f_p} = 11.555 \text{ cm}$$

Altura de la placa calculada

$$a_{placa_real} := 2 \cdot d_{pe} + (f_p - 1) \cdot s_{pe} = 38.55 \text{ cm}$$

Ancho de la placa

if $h_{placa_real} < h_{ptotal}$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

$$V_{u_pe} := \frac{V_{u_alma}}{n_{pe}} = 0.267 \text{ tonf}$$

Fuerza de cada perno

if $\phi R_{ne} \geq V_{u_pe}$ = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

Resistencia a la tracción de un perno

$$T_{nr} := 0.76 \cdot A_{pe} \cdot F_{upe} = 8.982 \text{ tonf}$$

Verificación de resistencia a la tracción de un perno

$$n_{pe} = 30$$

Número de pernos

Número de pernos en zona de tracción

$$n_{red} := \frac{n_{pe}}{f_p} = 3$$

Número de pernos en vertical

$$n_{trac} := 1$$

Número de pernos a tracción en 1 columna

$$h_{parc} := E_{NE} - (2 \text{ cm} + r_{xy} + t_{w1} + d_{pe}) = 5.013 \text{ cm}$$

$$h_{parc2} := n_{trac} \cdot s_{pe} = 3.85 \text{ cm}$$

if $h_{parc} > h_{parc2}$ = "Ok"
 || "Ok"
 else
 || "No Ok"

$$F_{perno} := \frac{F_{ala}}{n_{trac} \cdot f_p} = 8.298 \text{ tonf}$$

Fuerza que carga cada perno

$$\begin{array}{l|l} \text{if } T_{nr} \geq F_{perno} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Interacción corte - tracción

$$I_{ct} := \left(\frac{V_{u_pe}}{\phi R_{ne}} \right)^2 + \left(\frac{F_{perno}}{T_{nr}} \right)^2 = 0.854$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } I_{ct} \leq 1 & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Resistencia del material en contacto con el perno

Fuerza en el alma

$$F_{ala} := \frac{1}{2} \cdot \frac{M_{u1}}{d_d - t_{w1}} = 82.98 \text{ tonf}$$

Fuerza en la placa

$$F_{pla} := \frac{F_{ala}}{P_{pam}} = 41.49 \text{ tonf}$$

Cortante último

$$V_u = 31.986 \text{ tonf}$$

Cortante último

$$V_{u_alma} := \frac{V_u}{2 \cdot P_{pam}} = 7.996 \text{ tonf}$$

Número de placas por ala
Cortante último

Fuerza solicitante de un perno

$$Q_u := \left(\left(\frac{V_{u_alma}}{n_{pe}} \right)^2 + \left(\frac{F_{pla}}{n_{trac} \cdot f_p} \right)^2 \right)^{0.5} = 4.158 \text{ tonf}$$

$$L_c := \min\left(s_{pe} - d_h, \frac{d_h}{2} + d_{pe}\right) = 24.213 \text{ mm}$$

$$R_{n3} := \begin{cases} \text{if } L_c \geq 2 \cdot \phi_{pe} \vee d_{pe} \geq 2 \cdot \phi_{pe} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 2.4 \cdot \phi_{pe} \cdot e_{pl2} \cdot F_{upe} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} 1.2 \cdot L_c \cdot e_{pl2} \cdot F_{upe} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{cases} = 43.1 \text{ tonf}$$

$$R_n := \begin{cases} \text{if } R_{n3} \geq R_n \\ \quad \left\| \begin{array}{l} R_n \\ \text{else} \\ \left\| R_{n2} \end{array} \right. \end{cases} = 13.237 \text{ tonf}$$

Verificación de la resistencia del material en contacto con el perno

$$\phi_{emp_ala} := 0.75$$

Factor de reducción de resistencia

$$R_r := \phi_{emp_ala} \cdot R_n = 9.927 \text{ tonf}$$

Resistencia de material en contacto con el perno

$$\begin{cases} \text{if } R_r \geq Q_u \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \left\| \text{"No cumple"} \end{array} \right. \end{cases} = \text{"Cumple"}$$

Resistencia a la tracción para fluencia en la sección bruta

$$A_{pe} := h_{t_incl} \cdot e_{pl2} = 14.628 \text{ cm}^2$$

Área transversal de la placa a tracción

$$T_n := A_{pe} \cdot F_{ypl} = 56.727 \text{ tonf}$$

Resistencia nominal de la placa

$$\phi_{r_{pey}} := 0.95$$

Factor de reducción

$$T_r := \phi_{r_{pey}} \cdot T_n = 53.89 \text{ tonf}$$

Resistencia de diseño de la placa

Verificación de la resistencia a la tracción

$$F_{perno} := \frac{F_{ala}}{n_{pe}} = 2.766 \text{ tonf}$$

if $T_r \geq F_{pla}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"No cumple"	

Resistencia a la tracción por fractura de la sección neta

$$F_{upl} = 450 \text{ MPa}$$

Resistencia última

$$A_{gp} := (e_{pl2}) \cdot (h_{t_incl} - d_h \cdot n_{trac}) = 0.001 \text{ m}^2$$

Área de la placa a tracción con perno

$$R_p := 1$$

Factor por efecto de agujeros

$$U_u := 1$$

Factor de reducción

$$P_{nu} := F_{upl} \cdot A_{gp} \cdot R_p \cdot U_u = 62.501 \text{ tonf}$$

Resistencia nominal

Verificación de la resistencia a la tracción por fractura neta

$$R_p := 1$$

Factor de reducción por tipo de agujero

$$U_{bs} := 1$$

Factor de reducción por ruptura

$$L_v := d_{pe} + \left(\frac{n_{pe}}{f_p} - 1 \right) \cdot s_{pe} = 9.65 \text{ cm}$$

Longitud de borde hasta el último perno (vertical)

$$A_{vg} := L_v \cdot e_{pl2} = 0.002 \text{ m}^2$$

Área bruta que resiste el cortante

$$A_{vn} := e_{pl2} \cdot \left(L_v - \frac{n_{pe}}{f_p} \cdot d_h \right) = (8.528 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

Área neta que resiste el cortante

$$A_{tn} := e_{pl2} \cdot (h_{t_incl} - n_{trac} \cdot d_h) = 0.001 \text{ m}^2$$

Área neta que resiste a tracción

$$\phi_{bs} := 0.80$$

Factor de resistencia para bloque de cortante

$$R_{rbc} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot \min \left((0.58 \cdot F_{upl} \cdot A_{vn} + U_{bs} \cdot F_{upl} \cdot A_{tn}), (0.58 \cdot F_{ypl} \cdot A_{vg} + U_{bs} \cdot F_{upl} \cdot A_{tn}) \right)$$

$$R_{rbc} = 70.017 \text{ tonf}$$

if $R_{rbc} \geq F_{pla}$ | = "Cumple"
 || "Cumple"
 else
 || "No cumple"

Datos de la placa del alma - doble placa

$$a_{placa_real} = 385.5 \text{ mm}$$

Ancho de la placa

$$e_{pl2} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

$$h_{ptotal} = 141 \text{ mm}$$

Altura de la placa

$$\phi_{pe} = 0.5 \text{ in}$$

Diámetro del perno

$$L_{per} = 101.6 \text{ mm}$$

Longitud del perno

$$n_{pe} = 30$$

Número de pernos

$$d_{pe} = 1.95 \text{ cm}$$

Distancia del borde

$$s_{pe} = 3.85 \text{ cm}$$

Separación de pernos

$$f_p = 10$$

Número de columnas de pernos

- *Análisis del empalme en el ala inferior*

Propiedades del acero de la placa

$$F_{ypl} := 345 \text{ MPa}$$

Resistencia a la fluencia

$$F_{upl} := 450 \text{ MPa}$$

Resistencia última

Geometría de las placas

$$e_{pl2} := t_{w1} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

Perno A325 - diámetro 3/4"

$$F_{upe} := 830 \text{ MPa}$$

Resistencia última

$$\phi_{pe} := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Diámetro del perno

$$d_h := \phi_{pe} + \frac{1}{16} \text{ in} = 0.021 \text{ m}$$

Diámetro del agujero

$$A_{pe} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{pe}}{2} \right)^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

Área del perno

Separación de pernos

$$s_{pe} := 3 \cdot \phi_{pe} = 5.715 \text{ cm}$$

$$s_{pe} := 6 \text{ cm}$$

Distancia a borde

$$d_{pe} := 1.5 \cdot \phi_{pe} = 2.858 \text{ cm}$$

$$d_{pe} := 3 \text{ cm}$$

$$n_p := 4$$

Número de pernos

$$f_p := 2$$

Número de fila

$$L_{pl2} := \left(\frac{n_p}{f_p} - 1 \right) \cdot s_{pe} + 2 \cdot d_{pe} + 2 \text{ cm} = 14 \text{ cm}$$

Longitud de la placa

$$a_{pl2} := 2 \cdot \left(\left(\frac{n_p}{f_p} - 1 \right) \cdot s_{pe} + 2 \cdot d_{pe} + 2 \text{ cm} \right) = 280 \text{ mm}$$

Ancho de la placa

Datos de la placa del ala inferior - una placa

$$a_{pl2} = 280 \text{ mm}$$

Ancho de la placa

$$e_{pl2} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

$$L_{pl2} = 140 \text{ mm}$$

Longitud de la placa

$$\phi_{pe} := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Diámetro del perno

$$L_{per} = 101.6 \text{ mm}$$

Longitud del perno

$$n_p = 4$$

Número de pernos

$$d_{pe} = 3 \text{ cm}$$

Distancia del borde

$$s_{pe} = 6 \text{ cm}$$

Separación de pernos

$$f_p = 2$$

Número de filas de pernos

ANEXO C: DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE PEATONAL N°16

Sistema de viga continuas: Ancho del tablero = 4.00 metros y longitud del puente: 40 metros.

Diseño del puente peatonal N°16: Ancho=4.00m - Longitud=40m

• Propiedades de los materiales

$$V_{conc} := 2.4 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón

$$f'c := 28 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a compresión del hormigón

$$Ec := 4700 \cdot \text{MPa} \cdot \left(\frac{f'c}{\text{MPa}} \right)^{0.5}$$

Modulo de elasticidad del hormigón

$$Ec = (2.487 \cdot 10^4) \text{ MPa}$$

$$V_{acero} := 7.85 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del acero

$$Fy := 345 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

$$Es := 200000 \text{ MPa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\text{tonf_real} := 9.80665 \cdot \text{kN}$$

$$Es := \frac{Es \cdot \text{m}^2 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}}{\text{tonf_real}} = (2.039 \cdot 10^7) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$G := 76000 \text{ MPa}$$

Módulo de rigidez al cortante de acero

• Propiedades geométricas del puente

$$Nv := 4$$

vano

$$Lp := 40 \cdot \text{m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{Lp}{Nv} = 10 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $Nv > 1$

$$L := 10 \text{ m}$$

$$\text{ancho} := 4.00 \cdot \text{m}$$

Ancho del puente

$$e_{losa} := 202.00 \text{ mm}$$

Espesor de la losa de hormigón

• **Propiedades geométricas de la viga**

$$w_{plac} := 1829 \text{ mm}$$

Longitud de la placa

$$b_{bf} := 476 \text{ mm}$$

Base de la viga

$$t_{w1} := 15.90 \cdot \text{mm}$$

Espesor de la placa

$$D_1 := 292 \cdot \text{mm}$$

Altura del alma (inclinada)

$$d_d := 432 \cdot \text{mm}$$

Altura de la viga (vertical)

$$m_{inc} := 4$$

valor geométrico $m=4$

$$\phi_{al_hor} := \text{atan}(m_{inc}) \cdot \frac{180}{\pi} = 75.964$$

Angulo entre el alma y la horizontal

$$\phi_{al_ver} := 90 - \phi_{al_hor} = 14.036$$

Angulo entre el alma y la horizontal

$$D_v := D_1 \cdot \sin\left(\phi_{al_hor} \cdot \frac{\pi}{180}\right) = 0.283 \text{ m}$$

Altura vertical del alma de la viga

$$D_h := D_1 \cdot \cos\left(\phi_{al_hor} \cdot \frac{\pi}{180}\right) = 0.071 \text{ m}$$

Longitud horizontal del alma de la viga

$$r_{xy} := \frac{d_d - D_v}{2} = 0.074 \text{ m}$$

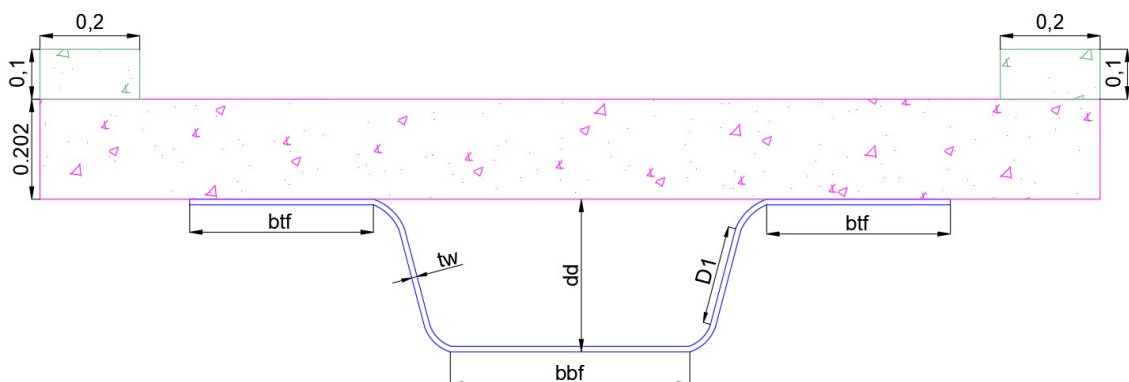
Distancia x,y de la curvatura

$$r_{curva} := 3.5 \cdot t_{w1} = 0.056 \text{ m}$$

Radio de curvatura

$$b_{tf} := \frac{w_{plac} - b_{bf} - 4 \cdot r_{xy} - 2 \cdot D_1}{2} = 0.236 \text{ m}$$

Ancho del ala superior



• Propiedades geométricas de la sección compuesta

$$y_y := 421.10 \cdot \text{mm}$$

Distancia al eje neutro desde la fibra inferior

$$I_{x1} := 323900 \cdot \text{cm}^4$$

Momento de inercia

$$D_{p1} := 186.80 \cdot \text{mm}$$

Profundidad plástica.

$$M_{y1} := 2652.10 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momento resistente elástico.

$$D_{t1} := \frac{D_{p1}}{0.215} = 0.869 \text{ m}$$

Altura total de la sección compuesta

$$M_{p1} := 3455 \cdot 0.1 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{p1} = 345.5 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

Momento resistente plástico

$$H_{SC} := e_{losa} + d_d = 0.634 \text{ m}$$

Altura total de la sección compuesta

$$h_{ho} := H_{SC} - y_y = 0.213 \text{ m}$$

Altura del hormigón sobre el eje neutro

$$A_c := h_{ho} \cdot \text{ancho} = 0.852 \text{ m}^2$$

Área del concreto sobre el eje neutro

$$y_c := \left| \frac{e_{losa}}{2} - h_{ho} \right| = 0.112 \text{ m}$$

Distancia desde el eje neutro hasta el centroide de la losa

• Cargas

Cargas muertas aplicadas en la viga

$$CM_{pas} := 0.0048 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga del pasamano

$$CM_{bor} := 0.093 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga bordillo

$$PP := w_{plac} \cdot \gamma_{acero} \cdot t_{w1} = 0.228 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso propio de la viga

$$PP_{losa} := \gamma_{conc} \cdot \text{ancho} \cdot e_{losa} = 1.939 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la losa

$$P_{ins} := 0.03 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Peso de instalaciones

$$P_{ins} := P_{ins} \cdot ancho = 0.12 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de instalaciones

$$w_{cub} := 0.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso de la cubierta NEC-SE-GC

$$P_{cub} := w_{cub} \cdot ancho = 0.315 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la cubierta

Carga muerta permanente

$$DC := PP + PP_{losa} + P_{cub}$$

$$DC = 2.482 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga muerta de servicios

$$DW := CM_{bor} + CM_{pas} + P_{ins}$$

$$DW = 0.218 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$CV := 90 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}^2}$$

Sección 3.1 - LRFD Guide Specifications
For The Design of Pedestrian Bridges

$$LL := CV \cdot ancho = 1.938 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

• Combinaciones de carga

Resistencia I

$$y_{pDC} := 1.25$$

Tabla 3.4.1-2 AASHTO

$$C_{LL} := 1.75$$

Tabla 3.4.1-1 AASHTO

$$R_I := y_{pDC} \cdot DC + y_{pDC} \cdot DW + C_{LL} \cdot LL = 6.766 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

• Momento último

$$M_{u1} := R_I \cdot L^2 \cdot 0.1 = 67.657 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

Momento negativo

$$M_{u2} := R_f \cdot L^2 \cdot \frac{1}{16} = 42.285 \text{ m} \cdot \text{tonf} \quad \text{Momento positivo}$$

$$M_u := M_{u2}$$

- **Revisión de compacidad**

$$PNA_C := \begin{cases} \text{if } D_{p1} \leq e_{losa} & \text{= "PNA en losa"} \\ \quad \parallel \text{"PNA en losa"} \\ \text{else if } D_{p1} > e_{losa} + t_{w1} & \\ \quad \parallel \text{"PNA en el alma o ala infe"} \\ \text{else} & \\ \quad \parallel \text{"PNA en ala sup"} \end{cases}$$

$$PNA_F := \begin{cases} \text{if } PNA_C = \text{"PNA en losa"} & \text{= "Sección compacta"} \\ \quad \parallel \text{"Sección compacta"} \\ \text{else} & \\ \quad \parallel \text{"Sección no compacta"} \end{cases}$$

Verificación sección compacta para flexión (si la sección puede desarrollar momento plástico)

1. Verificación de esfuerzo de fluencia

$$Ver := \begin{cases} \text{if } F_y < 70 \text{ ksi} & \text{= "Cumple"} \\ \quad \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else} & \\ \quad \parallel \text{"No cumple"} \end{cases}$$

2. Verificación: esbeltez del alma

$$Ver := \begin{cases} \text{if } \frac{D_1}{t_{w1}} < 150 & \text{= "Cumple"} \\ \quad \parallel \text{"Cumple"} \\ \text{else} & \\ \quad \parallel \text{"No cumple"} \end{cases}$$

3. Verificación: esbeltez del alma en compresión

$$Ver := \text{if } \frac{2 \cdot (-D_{p1} + e_{losa})}{t_{w1}} \leq 3.76 \cdot \left(\frac{Es}{Fy} \right) \left| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right. = \text{"Cumple"}$$

Como cumple todos los requisitos, se concluye que la sección es compacta y puede desarrollar el momento plástico.

- **Momento nominal**

$$\phi := 1$$

Factor de reducción de resistencia

$$M_n := \text{if } D_{p1} < 0.1 \cdot D_{t1} \left| \begin{array}{l} M_{p1} \\ \text{else if } D_{p1} > 0.42 \cdot D_{t1} \\ \text{"0"} \\ \text{else} \\ M_{p1} \cdot \left(1.025 - 0.25 \cdot \frac{D_{p1}}{D_{t1}} \right) \end{array} \right. = 335.567 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

- **Verificación a flexión positiva**

$$Ver := \text{if } \frac{\phi \cdot M_n}{M_u} > 1 \left| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \text{"No cumple"} \end{array} \right. = \text{"Cumple"}$$

- **Análisis momento negativo**

- **Calculo del eje neutro elástico de la viga**

$$A_{tf} := 2 \cdot b_{tf} \cdot t_{w1} = 0.007 \text{ m}^2$$

Área de las alas superiores

$$A_{bf} := b_{bf} \cdot t_{w1} = 0.008 \text{ m}^2$$

Área del ala inferior

$$A_D := 2 \cdot D_1 \cdot t_{w1} = 0.009 \text{ m}^2$$

Área del alma

$$A_{RC} := 4 \cdot r_{curva} \cdot t_{w1} = 0.004 \text{ m}^2$$

Área de los radios de curvatura

$$A_T := A_{tf} + A_{bf} + A_D + A_{RC} = 0.0279 \text{ m}^2 \quad \text{Área total}$$

Medición de las alturas desde la fibra inferior de la viga hasta su centroide

$$y_{tff} := d_d - \frac{t_{w1}}{2} = 0.424 \text{ m} \quad \text{Alas superiores}$$

$$y_{bfi} := \frac{t_{w1}}{2} = 0.008 \text{ m} \quad \text{Ala inferior}$$

$$y_{Di} := \frac{r_{xy} + t_{w1} + D_v + r_{xy} + t_{w1}}{2} + r_{xy} + t_{w1} = 0.322 \text{ m} \quad \text{Alma}$$

$$y_{RCi1} := d_d - t_{w1} - \frac{r_{xy}}{2} = 0.379 \text{ m} \quad \text{Radio de curvatura superior}$$

$$y_{RCi2} := t_{w1} + \frac{r_{xy}}{2} = 0.053 \text{ m} \quad \text{Radio de curvatura inferior}$$

$$E_{NE} := \frac{A_{tf} \cdot y_{tff} + A_{bf} \cdot y_{bfi} + A_D \cdot y_{Di} + \frac{A_{RC}}{2} \cdot y_{RCi1} + \frac{A_{RC}}{2} \cdot y_{RCi2}}{A_T} = 0.251 \text{ m}$$

• Cálculo de la inercia de la viga

$$I_{as} := \frac{t_{w1}^3 \cdot b_{bf}}{12} = (1.594 \cdot 10^{-7}) \text{ m}^4$$

$$I_{ai} := \frac{t_{w1}^3 \cdot 2 \cdot b_{tf}}{12} = (1.58 \cdot 10^{-7}) \text{ m}^4$$

$$I_{alN} := \frac{2 \cdot t_{w1}}{12} \cdot D_v^3 = (6.024 \cdot 10^{-5}) \text{ m}^4$$

$$I_{ace} := I_{as} + A_{tf} \cdot (y_{tff} - E_{NE})^2 + I_{ai} + A_{bf} \cdot (y_{bfi} - E_{NE})^2 + I_{alN} + A_D \cdot (y_{Di} - E_{NE})^2$$

$$I_{ace} = (7.792 \cdot 10^4) \text{ cm}^4$$

• Cálculo del módulo elástico

$$S_c := \frac{I_{ace}}{E_{NE}} = 0.003 \text{ m}^3 \quad \text{Módulo elástico}$$

• Resistencia al pandeo local del ala inferior (compresión)

$$\lambda_{fa} := \frac{b_{bf}}{2 \cdot t_{w1}} = 14.969$$

$$\lambda_{pfa} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Fy}} = 8.714$$

$$F_{yr} := 0.7 \cdot Fy = 241.5 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rf} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{Es}{F_{yr}}} = 15.349$$

$$R_h := 1$$

$$R_b := \text{if } 2 \cdot \frac{E_{NE} - t_{w1} - r_{xy}}{t_{w1}} \leq 5.70 \cdot \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \text{ then } 1 \text{ else "Menor a 1"}$$

$$F_{nc} := \text{if } \lambda_{fa} \leq \lambda_{pfa} \text{ then } R_b \cdot R_h \cdot Fy \text{ else } \left(1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h \cdot Fy}\right) \cdot \left(\frac{\lambda_{fa} - \lambda_{pfa}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pfa}}\right)\right) \cdot R_b \cdot R_h \cdot Fy = (2.781 \cdot 10^4) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

• **Resistencia al pandeo lateral torsional (LTB)**

$$S_{arriostro} := 3$$

Separación de arriostros para que no exista pandeo en el ala comprimida de la viga

$$L_b := \frac{L}{S_{arriostro} + 1} = 2.5 \text{ m}$$

$$r_t := \frac{b_{bf}}{\left(12 \cdot \left(1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{(d_d - t_{w1} - y_y) \cdot t_{w1}}{b_{bf} \cdot t_{w1}}\right)\right)^{0.5}} = 0.138 \text{ m}$$

$$L_p := 1.1 \cdot r_t \cdot \left(\frac{Es}{Fy}\right)^{0.5} = 3.472 \text{ m}$$

$$L_r := \pi \cdot r_t \cdot \left(\frac{E_s}{F_y} \right)^{0.5} = 9.917 \text{ m}$$

Determinación del régimen de pandeo lateral torsional

if $L_b \leq L_p$	= "No hay pandeo lateral torsional"
"No hay pandeo lateral torsional"	
else if $L_b \geq L_r$	
"Pandeo lateral torsional elástico"	
else	
"Pandeo lateral torsional inelástico"	

• Verificación a flexión negativa

$$M_n := F_{nc} \cdot S_c = 86.412 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

if $\phi \cdot M_n \geq M_{u1}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"No cumple"	

Verificación de esfuerzos en ala inferior

$$f_{bu} := \frac{M_{u1} \cdot E_{NE}}{I_{ace}} = (2.178 \cdot 10^4) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\phi_{es} := 1$$

if $f_{bu} \leq \phi_{es} \cdot F_{nc}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"No cumple"	

• **Propiedades de los materiales**

$$\gamma_{conc} = 2.4 \frac{tonf}{m^3}$$

Peso específico del hormigón

$$\gamma_{acero} = 7.85 \frac{tonf}{m^3}$$

Peso específico del acero

$$F_y = 345 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

• **Propiedades geométricas del puente**

$$N_v = 4$$

vano

$$L_P = 40 \text{ m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{L_P}{N_v} = 10 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $N_v > 1$

$$ancho = 4 \text{ m}$$

Ancho del puente

$$e_{losa} = 202 \text{ mm}$$

Espesor de la losa de hormigón

• **Propiedades geométricas de la viga**

$$w_{plac} = 1.829 \text{ m}$$

Longitud de la placa

$$D_h = 0.071 \text{ m}$$

Longitud horizontal del alma de la viga

$$r_{xy} = 0.074 \text{ m}$$

Distancia x,y de la curvatura

$$b_{bf} = 0.476 \text{ m}$$

Base de la viga

• **Geometría de la placa**

$$h_{pla} := d_d - t_{w1} = 0.416 \text{ m}$$

Altura de la placa

$$t_{pla} := t_{w1} = 0.016 \text{ m}$$

Espesor de la placa

$$a_{sup} := b_{bf} + 2 \cdot r_{xy} = 0.625 \text{ m}$$

Ancho superior de la placa

$$a_{inf} := b_{bf} = 0.476 \text{ m}$$

Ancho inferior de la placa

Para evitar el pandeo lateral torsional

$$S_{arriestra} = 3$$

Número de diafragmas

$$L_b := \frac{L}{S_{arriestra} + 1} = 2.5 \text{ m}$$

Longitud no arriestrada

• Cargas

Cargas muertas aplicadas en la viga

$$CM_{pas} = 0.005 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga del pasamano

$$CM_{bor} = 0.093 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga bordillo

$$PP = 0.228 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso propio de la viga

$$PP_{losa} = 1.939 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la losa

$$P_{ins} = 0.12 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de instalaciones

$$w_{cub} = 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso de la cubierta NEC-SE-GC

$$P_{cub} := w_{cub} \cdot ancho = 0.315 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la cubierta

Carga muerta permanente

$$DC := PP + PP_{losa} + P_{cub}$$

$$DC = 2.482 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga muerta de servicios

$$DW := CM_{bor} + CM_{pas} + P_{ins}$$

$$DW = 0.218 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$LL = 1.938 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Combinaciones de carga

$$y_{pDC} = 1.25$$

Tabla 3.4.1-2 AASHTO

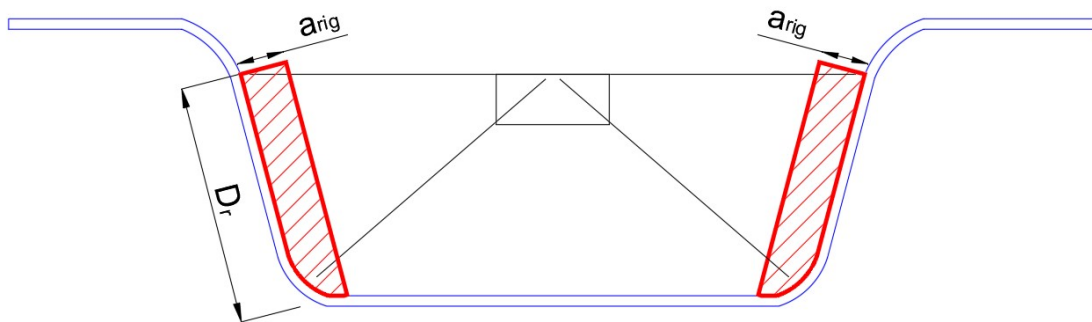
$$C_{LL} = 1.75$$

Tabla 3.4.1-1 AASHTO

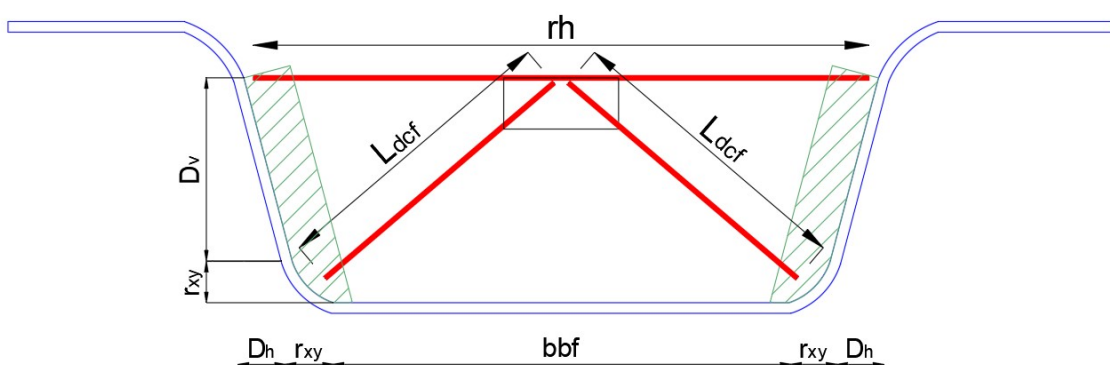
$$R_{dj} := y_{pDC} \cdot DC + y_{pDC} \cdot DW + C_{LL} \cdot LL = 6.766 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \text{ Carga para diafragmas}$$

- Diseño de diafragma internos (cross frame)

Rigidizadores



Diagonales y barra horizontal



Datos geométricos de las diagonales y barra horizontal

$$rh := b_{bf} + 2 \cdot r_{xy} + 2 \cdot D_h = 0.766 \text{ m}$$

Longitud del ángulo

Longitud de la diagonal

$$L_{dcf} := \left((D_v + r_{xy} - 8.5 \text{ cm})^2 + \left(\frac{b_{bf}}{2} + r_{xy} - 8.5 \text{ cm} \right)^2 \right)^{0.5} = 0.355 \text{ m}$$

$$\theta_{cf} := \text{atan} \left(\frac{D_v + r_{xy} - 8 \text{ cm}}{\frac{b_{bf}}{2} + r_{xy} - 8 \text{ cm}} \right) \cdot \frac{180}{\pi} = 50.074$$

Angulo horizontal de la diagonal

Se empleará ángulos de 40x40x5 mm

$$L_{angulo} := 40 \text{ mm}$$

Longitud del Angulo

$$t_{angulo} := 5 \text{ mm}$$

Espesor del Angulo

Cortante horizontal en el arriostramiento

$$V_{udi} := R_{di} \cdot L_b = 16.914 \text{ tonf}$$

Cortante vertical

$$F_{H_di} := \frac{V_{udi}}{S_{arriostra}} = 5.638 \text{ tonf}$$

Cortante horizontal para el diafragma

Fuerza axial en los rigidizadores

$$C_D := F_{H_di} = 5.638 \text{ tonf}$$

$$C_{D1} := \frac{F_{H_di}}{\sin \left(\theta_{cf} \cdot \frac{\pi}{180} \right)} = 7.352 \text{ tonf}$$

- Rigidizadores

Fuerza actuante en el rigidizador

$$P_{rig} := C_D = 5.638 \text{ tonf}$$

Propiedades del rigidizador

$$F_{y_r} := F_y = 345 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

Datos geométricos del rigidizador

$$D_r := \frac{r_{xy} + D_v}{\sin \left(\phi_{al_hor} \cdot \frac{\pi}{180} \right)} + 0.4 \text{ cm} = 0.373 \text{ m}$$

Longitud del rigidizador

$$a_{rig} := 0.07 \text{ m}$$

Ancho del rigidizador

$$t_{rig} := t_{w1} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor del rigidizador

$$A_{rig} := a_{rig} \cdot t_{rig} = 0.001 \text{ m}^2$$

Área del rigidizador

Verificación del rigidizador a tracción

$$T_n := 0.9 \cdot F_{y_r} \cdot A_{rig}$$

$$T_n = 38.845 \text{ tonf}$$

$$\phi_{VP} := 0.95$$

$$\text{if } P_{rig} \leq \phi_{VP} \cdot T_n$$

|| "Cumple a tracción por fluencia"

else

|| "No cumple a tracción por fluencia"

= "Cumple a tracción por fluencia"

Verificación de esbeltez del rigidizador

$$K_{di} := 1$$

Coefficiente de longitud efectiva

$$r_{di_x} := \frac{t_{rig}}{(12)^{0.5}} = 0.459 \text{ cm}$$

$$\lambda_{di} := \frac{K_{di} \cdot L_{angulo}}{r_{di_x}} = 8.715$$

$$E_{efe} := \text{if } \lambda_{di} \leq 80 \quad \left| \begin{array}{l} 72 + 0.75 \cdot \lambda_{di} \\ \text{else} \\ 32 + 1.25 \cdot \lambda_{di} \end{array} \right. = 78.536$$

Pandeo elástico

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot A_{rig}}{E_{efe}^2} = 36.322 \text{ tonf}$$

Resistencia nominal

$$P_o := F_{y_r} \cdot A_{rig} = 43.162 \text{ tonf}$$

$$P_n := \begin{cases} \text{if } \frac{P_e}{P_o} \leq 2.25 & = 26.248 \text{ tonf} \\ \left\| P_o \cdot \left(0.658 \frac{P_o}{P_e} \right) \right. \\ \text{else} \\ \left\| 0.877 \cdot P_e \right. \end{cases}$$

$$P_r := \phi_{VP} \cdot P_n = 24.935 \text{ tonf}$$

Verificación de resistencia

$$\begin{cases} \text{if } C_D \leq P_r & = \text{“Cumple a compresión por pandeo”} \\ \left\| \text{“Cumple a compresión por pandeo”} \right. \\ \text{else} \\ \left\| \text{“No cumple a compresión por pandeo”} \right. \end{cases}$$

Verificación de aplastamiento local en el alma de la viga

$$A_{cont} := D_r \cdot t_{rig} = 0.006 \text{ m}^2 \quad \text{Área de contacto}$$

$$\sigma_{alma} := \frac{P_{rig}}{A_{cont}} = 951.553 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad \text{Esfuerzo en el alma}$$

$$\begin{cases} \text{if } \sigma_{alma} \leq 0.9 \cdot F_y & = \text{“No hay aplastamiento en el alma”} \\ \left\| \text{“No hay aplastamiento en el alma”} \right. \\ \text{else} \\ \left\| \text{“Hay aplastamiento en el alma”} \right. \end{cases}$$

Verificación de la resistencia de la soldadura rigidizador–alma

$$R_{TEle} := 70 \text{ ksi} \quad \text{Electrodo de 7018}$$

$$a_{sol} := 6 \text{ mm} \quad \text{Garganta efectiva}$$

$$\phi_{rig} := 0.8$$

$$R_{Spg} := 0.6 \cdot R_{TEle} \cdot 0.707 \cdot (D_r) \cdot a_{sol} = 51.454 \text{ tonf}$$

$\text{if } P_{rig} \leq \phi_{rig} \cdot R_{Spq}$ | = "Resistencia de la soldadura, OK"
 || "Resistencia de la soldadura, OK"
 else
 || "Resistencia de la soldadura, no OK"

- **Diagonales**

Propiedad mecánica de la diagonal

$$F_{y_{cf}} := 250 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

Datos geométricos de la diagonal

$$L_{angulo} = 40 \text{ mm}$$

Ancho del Angulo

$$t_{angulo} = 5 \text{ mm}$$

Espesor del Angulo

Verificación del elemento diagonal a tracción

$$A_g := L_{angulo} \cdot t_{angulo} + (L_{angulo} - t_{angulo}) \cdot t_{angulo}$$

$$A_g = 3.75 \text{ cm}^2$$

Área del ángulo

$$T_n := 0.9 \cdot F_{y_{cf}} \cdot A_g$$

$$T_n = 9.484 \text{ tonf}$$

$\text{if } C_{D1} \leq \phi_{VP} \cdot T_n$ | = "Cumple a tracción por fluencia"
 || "Cumple a tracción por fluencia"
 else
 || "No cumple a tracción por fluencia"

Verificación de esbeltez de la diagonal

$$K_{di} := 1$$

Coefficiente de longitud efectiva

$$r_{di_x} := 1.22 \cdot \text{cm}$$

Radio de giro (catálogo)

$$\lambda_{di} := \frac{K_{di} \cdot L_{dcf}}{r_{di_x}} = 29.098$$

$$E_{efe} := \begin{cases} \text{if } \lambda_{di} \leq 80 & = 93.824 \\ \parallel 72 + 0.75 \cdot \lambda_{di} \\ \text{else} \\ \parallel 32 + 1.25 \cdot \lambda_{di} \end{cases}$$

Pandeo elástico

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot A_g}{E_{efe}^2} = (7.628 \cdot 10^4) \text{ N}$$

Resistencia nominal

$$P_o := F_{y_{cf}} \cdot A_g = 10.538 \text{ tonf}$$

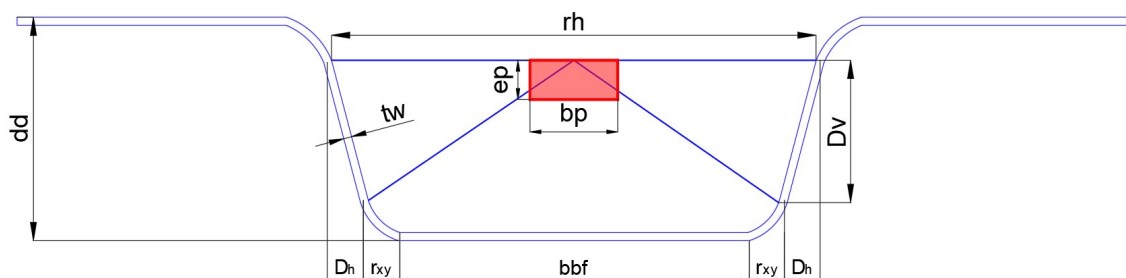
$$P_n := \begin{cases} \text{if } \frac{P_e}{P_o} \leq 2.25 & = 6.3 \text{ tonf} \\ \parallel P_o \cdot \left(0.658 \frac{P_o}{P_e}\right) \\ \text{else} \\ \parallel 0.877 \cdot P_e \end{cases}$$

$$P_r := \phi_{VP} \cdot P_n = 5.985 \text{ tonf}$$

Verificación de resistencia

$$\begin{cases} \text{if } \frac{C_{D1}}{2} \leq P_r & = \text{“Cumple a compresión por pandeo”} \\ \parallel \text{“Cumple a compresión por pandeo”} \\ \text{else} \\ \parallel \text{“No cumple a compresión por pandeo”} \end{cases}$$

• Placa Gusset



Propiedades mecánicas de la placa gusset

$$F_{y_{pg}} := 250 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

$$F_{u_{pg}} := 400 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

Datos geométricos de la placa gusset

$$L_{an_sol} := 7 \text{ cm}$$

Longitud del ángulo soldado

$$bp := 0.10 \text{ m}$$

Ancho de la placa

$$ep := 95 \text{ mm}$$

Altura de la placa

$$tp := t_{w1} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

Cortante horizontal en las diagonales

$$V_{udi} := R_{di} \cdot L_b = 16.914 \text{ tonf}$$

Cortante vertical

$$F_{H_de} := \frac{V_{udi}}{S_{arriostra}} = 5.638 \text{ tonf}$$

Cortante horizontal para un diafragma

Fuerza

$$C_{D_p} := \frac{F_{H_de}}{\sin\left(\theta_{cf} \cdot \frac{\pi}{180}\right)} = 7.352 \text{ tonf}$$

La placa se diseña con la misma fuerza axial de la diagonal

Verificación de la resistencia por fluencia de la placa

$$c_{pp} := \frac{L_{an_sol}}{2}$$

$$c_{pp} = 3.5 \text{ cm}$$

Proyección perpendicular a la fuerza

$$A_g := c_{pp} \cdot tp = 5.565 \text{ cm}^2$$

Área bruta de la placa

$$\phi_{VP} = 0.95$$

Factor de reducción

$$T_{n_p} := 0.9 \cdot F_{y_{pg}} \cdot A_g \cdot 2$$

$$T_{n_p} = 28.149 \text{ tonf}$$

if $C_{D_p} \leq \phi_{VP} \cdot T_{n_p}$		= "Cumple a fluencia por tracción"
"Cumple a fluencia por tracción"		
else		
"No cumple a fluencia por tracción"		

Verificación de la resistencia de la soldadura de la placa gusset

$$V_w := C_{D_p} = 7.352 \text{ tonf}$$

$$R_{TEle} = 70 \text{ ksi}$$

Electrodo de 7018

$$a_{sol} := 3.5 \text{ mm}$$

Garganta efectiva

$$R_{Spg} := 0.80 \cdot 0.6 \cdot R_{TEle} \cdot 0.707 \cdot (2 \cdot L_{an_{sol}}) \cdot a_{sol} = 9.021 \text{ tonf}$$

if $C_{D_p} \leq R_{Spg}$		= "Resistencia de la soldadura, OK"
"Resistencia de la soldadura, OK"		
else		
"Resistencia de la soldadura, no OK"		

Diseño de la viga a cortante

• Propiedades de los materiales

$$F_y = 345 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

$$E_s = (1.814 \cdot 10^{11}) \text{ Pa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\gamma_{conc} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del hormigón

$$\gamma_{acero} = 7.85 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del acero

$$F_y = (3.878 \cdot 10^4) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

• Propiedades geométricas del puente

$$N_v = 4$$

vano

$$L_P = 40 \text{ m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{L_P}{N_v} = 10 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $N_v > 1$

$$\text{ancho} = 4 \text{ m}$$

Ancho del puente

$$e_{losa} = 202 \text{ mm}$$

Espesor de la losa de hormigón

• Propiedades geométricas de la viga

$$w_{plac} = 1.829 \text{ m}$$

Longitud de la placa

$$D_v = 0.283 \text{ m}$$

Longitud vertical del alma de la viga

$$r_{xy} = 0.074 \text{ m}$$

Distancia x,y de la curvatura

$$b_{bf} = 0.476 \text{ m}$$

Base de la viga

$$b_{tf} = 0.236 \text{ m}$$

Ancho del ala superior

$$t_{w1} = 0.016 \text{ m}$$

Espesor de la viga

• Cargas

Cargas muertas aplicadas en la viga

$$CM_{pas} = 0.005 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga del pasamano

$$CM_{bor} = 0.093 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga bordillo

$$PP := W_{plac} \cdot \gamma_{acero} \cdot t_{w1} = 0.228 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso propio de la viga

$$PP_{losa} := \gamma_{conc} \cdot ancho \cdot e_{losa} = 1.939 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la losa

$$P_{ins} := 0.03 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Peso de instalaciones

$$P_{ins} := P_{ins} \cdot ancho = 0.12 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de instalaciones

$$W_{cub} := 0.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso de la cubierta NEC-SE-GC

$$P_{cub} := W_{cub} \cdot ancho = 0.315 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la cubierta

Carga muerta permanente

$$DC := PP + PP_{losa} + P_{cub}$$

$$DC = 2.482 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga muerta de servicios

$$DW := CM_{bor} + CM_{pas} + P_{ins}$$

$$DW = 0.218 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$CV = 90 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}^2}$$

Sección 3.1 - LRFD Guide Specifications
For The Design of Pedestrian Bridges

$$LL := CV \cdot ancho = 1.938 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Combinaciones de carga**

Resistencia I

$$y_{pDC} = 1.25$$

Tabla 3.4.1-2 AASHTO

$$C_{LL} = 1.75$$

Tabla 3.4.1-1 AASHTO

$$R_I := y_{pDC} \cdot DC + y_{pDC} \cdot DW + C_{LL} \cdot LL = 6.766 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Cortante último**

$$V_u := R_I \cdot L \cdot 0.6 = 40.594 \text{ tonf}$$

- **Cortante resistente**

$$k := 5$$

Coficiente de pandeo cortante - alma sin rigidizadores 6.11.8.2.2b

$$C_1 := \left(\frac{k \cdot E_s}{F_y} \right)^{0.5} = 51.279 \quad C_2 := \frac{D_v}{t_{w1}} = 17.816$$

$$C_c := \begin{cases} \text{if } C_2 < 1.12 \cdot C_1 & \\ \quad \parallel 1 & \\ \text{else if } 1.12 \cdot C_1 < C_2 < 1.40 \cdot C_1 & \\ \quad \parallel 1.12 \cdot \frac{C_1}{C_2} & \\ \text{else} & \\ \quad \parallel 1.57 \cdot \frac{C_1^2}{C_2^2} & \end{cases} = 1$$

$$\begin{cases} \text{if } C_2 < 1.12 \cdot C_1 & \\ \quad \parallel \text{"No hay pandeo"} & \\ \text{else if } 1.12 \cdot C_1 < C_2 < 1.40 \cdot C_1 & \\ \quad \parallel \text{"Pandeo inelástico"} & \\ \text{else} & \\ \quad \parallel \text{"Pandeo elástico"} & \end{cases} = \text{"No hay pandeo"}$$

$$\phi := 1$$

Factor de reducción a cortante

$$V_p := 0.58 \cdot F_y \cdot D_v \cdot t_{w1} \cdot 2 = 202.617 \text{ tonf}$$

$$V_n := C_c \cdot V_p = 202.617 \text{ tonf}$$

$$\phi V_n := \phi \cdot V_n = 202.617 \text{ tonf}$$

• **Verificación a cortante**

$$\text{Ver} := \begin{cases} \text{if } \frac{\phi \cdot V_n}{V_u} > 1 & = \text{"Cumple"} \\ \quad \parallel & \text{"Cumple"} \\ \text{else} & \\ \quad \parallel & \text{"No cumple"} \end{cases}$$

La sección resiste a cortante

Deflexión de la viga

- **Propiedades de los materiales**

$$E_s = (1.814 \cdot 10^{11}) \text{ Pa}$$

Modulo de elasticidad del acero

- **Propiedades geométricas del puente**

$$N_v = 4$$

vano

$$L_p = 40 \text{ m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{L_p}{N_v} = 10 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $N_v > 1$

$$\text{ancho} = 4 \text{ m}$$

Ancho del puente

- **Propiedades de la viga**

$$I_{x1} = 0.003 \text{ m}^4$$

Inercia de la viga compuesta

Carga viva

$$CV = 90 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}^2}$$

Sección 3.1 - LRFD Guide Specifications For The Design of Pedestrian Bridges

$$LL := CV \cdot \text{ancho} = 1.938 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Deflexión de la viga bajo carga viva**

$$\Delta_{LL} := 5 \cdot LL \cdot \frac{L^4}{384 \cdot E_s \cdot I_{x1}} = 0.004 \text{ m}$$

De acuerdo a la sección 5 de la AASHTO LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges.

$$\Delta_{L_{LL}} := \frac{L}{360} = 0.028 \text{ m}$$

- **Verificación a deflexión**

$$\begin{array}{l|l} \text{if } \Delta_{L_{LL}} > \Delta_{LL} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Diseño del tablero

• Propiedades de los materiales

$$F_y = 345 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

$$E_s = (1.814 \cdot 10^{11}) \text{ Pa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\gamma_{conc} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del hormigón

$$\gamma_{acero} = 7.85 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso especifico del acero

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero de refuerzo

• Propiedades geométricas del puente

$$N_v = 4$$

vano

$$L_P = 40 \text{ m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{L_P}{N_v} = 10 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $N_v > 1$

$$A_t := 1 \text{ m}$$

Ancho de franja tributaria

$$e_{losa} = 202 \text{ mm}$$

Espesor de la losa de hormigón

• Propiedades geométricas de la viga

$$w_{plac} = 1.829 \text{ m}$$

Longitud de la placa

$$D_v = 0.283 \text{ m}$$

Longitud vertical del alma de la viga

$$r_{xy} = 0.074 \text{ m}$$

Distancia x,y de la curvatura

$$b_{bf} = 0.476 \text{ m}$$

Base de la viga

$$b_{tf} = 0.236 \text{ m}$$

Ancho del ala superior

$$t_{w1} = 0.016 \text{ m}$$

Espesor de la viga

$$L_v := \frac{\text{ancho}}{2} = 2 \text{ m}$$

Longitud del volado para análisis

- **Cargas**

Cargas muertas aplicadas en la viga

$$CM_{pas} = 0.005 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga del pasamano

$$CM_{bor2} := CM_{bor}$$

Carga bordillo

$$PP_{losa} := \gamma_{conc} \cdot At \cdot e_{losa} = 0.485 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la losa

$$P_{ins} := 0.03 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Peso de instalaciones

$$P_{ins} := P_{ins} \cdot At = 0.03 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de instalaciones

$$W_{cub} := 0.70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Peso de la cubierta NEC-SE-GC

$$P_{cub} := W_{cub} \cdot At = 0.079 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la cubierta

Carga muerta permanente

$$DC_t := PP_{losa} + P_{cub}$$

$$DC_t = 0.563 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga muerta de servicios

$$DW_t := CM_{bor2} + CM_{pas} + P_{ins}$$

$$DW_t = 0.128 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$CV = 90 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}^2}$$

Sección 3.1 - LRFD Guide Specifications
For The Design of Pedestrian Bridges

$$LL_t := CV \cdot At = 0.484 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Combinaciones de carga**

Resistencia I

- Carga aplicada en 1 metro

$$y_{pDC} = 1.25$$

Tabla 3.4.1-2 AASHTO

$$C_{LL} = 1.75$$

Tabla 3.4.1-1 AASHTO

$$R_{lt} := y_{pDC} \cdot DC_t + y_{pDC} \cdot DW_t + C_{LL} \cdot LL_t = 1.712 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- Momento último

$$M_{ut} := R_{lt} \cdot \frac{L_v^2}{2} = 3.424 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

- Peralte efectivo

$$\phi_{ap_T1} := 12 \text{ mm}$$

Diámetro del acero de refuerzo

$$r_{ap_T} := 3 \text{ cm}$$

Recubrimiento del refuerzo

$$d_{ap_T} := e_{losa} - r_{ap_T} - \frac{\phi_{ap_T1}}{2} = 0.166 \text{ m}$$

Peralte efectivo

- Área de acero de refuerzo positivo

$$\phi_{ff} := 0.9$$

$$R_n := \frac{M_{ut}}{\phi_{ff} \cdot d_{ap_T}^2 \cdot At} = 138.043 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\rho_{ac} := 0.85 \cdot \left(\frac{f_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0.85 \cdot f_c}} \right)$$

$$\rho_{ac} = 0.003$$

Cuantía

$$A_s := \rho_{ac} \cdot At \cdot \frac{d_{ap_T}}{At} = 4.986 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{cm}^2$$

Área del acero de refuerzo requerido

$$A_{ap_T} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{ap_T1}}{2} \right)^2 = 1.131 \text{ cm}^2$$

Área del acero de refuerzo propuesto

- Espaciamiento de varillas

$$S_{vari} := \frac{A_{ap_T}}{A_s} = 22.683 \text{ cm}$$

$$S_{vari} := 22 \text{ cm}$$

$$S_{a_T} := 3 \cdot e_{losa} = 60.6 \text{ cm}$$

$$S_{a_T} := \min(S_{a_T}, 18 \text{ in}) = 45.72 \text{ cm}$$

Separación máxima del acero de refuerzo

$$N_{varillas} := \frac{At - 2 \cdot r_{ap_T}}{S_{vari}} + 1 = 5.273$$

$$N_{varillas} := 5$$

$$Dif := (N_{varillas} - 1) \cdot S_{vari} = 0.88 \text{ m}$$

$$rec_n := \begin{cases} \text{if } Dif < At & = 12 \text{ cm} \\ \quad || \quad At - Dif \\ \text{else} \\ \quad || \quad \text{"No cumple"} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{if } N_{varillas} \cdot \frac{A_{ap_T}}{At} > A_s & = \text{"Cumple"} \\ \quad || \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad || \quad \text{"No cumple"} \end{cases}$$

$$A_v := N_{varillas} \cdot A_{ap_T} = 5.655 \text{ cm}^2$$

Área del acero adoptado

$$T_t := A_v \cdot f_y = 26.697 \text{ tonf}$$

Fuerza de tensión

$$\beta_1 := 0.85$$

$$a := \frac{T_t}{0.85 \cdot f'_c \cdot S_{vari}} = 4.536 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta_1} = 5.336 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \text{if } \frac{c}{d_{ap_T}} < 0.42 & = \text{"Cumple"} \\ \quad || \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad || \quad \text{"No cumple"} \end{cases}$$

Resp: As positivo 12 mm @ 22 cm para 1 metro

- Acero de refuerzo negativo

$$A_{fr} := 1 \text{ m}$$

Ancho de la franja

$$A_{smin} := 0.01 \cdot A_{fr} \cdot \frac{e_{losa}}{A_{fr}} = 20.2 \frac{1}{m} \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi_{ap_T} := 18 \text{ mm}$$

Diámetro del acero de refuerzo

$$A_{ap_T} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{ap_T}}{2} \right)^2 = 2.545 \text{ cm}^2$$

Área del acero de refuerzo

$$r_{ap_T} := 3.0 \text{ cm}$$

Recubrimiento del refuerzo

$$d_{ap_T} := e_{losa} - r_{ap_T} - \frac{\phi_{ap_T}}{2} = 0.163 \text{ m}$$

Peralte efectivo

- Separación de varillas:

Separación máxima:

$$S_{a_T1} := 3 \cdot e_{losa} = 60.6 \text{ cm}$$

$$S_{a_T} := \min(S_{a_T1}, 18 \text{ in}) = 45.72 \text{ cm}$$

Separación máxima del acero de refuerzo

Separación para 1 m:

$$S_{ac} := \frac{A_{ap_T}}{A_{fr}} \cdot A_{smin} = 12.597 \text{ cm}$$

$$S_{ac} := 10 \text{ cm}$$

Separación adoptada

$$\phi_{ap_T} = 18 \text{ mm}$$

Diámetro del acero de refuerzo

- Acero de refuerzo adoptado:

$$A_{Adop} := \frac{A_{ap_T}}{S_{ac}} = 25.447 \frac{\text{cm}^2}{m}$$

Área de acero de refuerzo adoptada

$$A_{req} := \frac{A_{smin}}{A_{fr}} = 20.2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Área de acero de refuerzo requerida}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } A_{Adop} > A_{req} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No Cumple"} & \end{array}$$

Resp: As negativo 18 mm @ 10 cm para 1 metro

• **Acero de refuerzo transversal:**

$$A_{ct} := \frac{1.3 \frac{\text{kip}}{\text{in}} \cdot At \cdot e_{losa}}{(2 \cdot (At + e_{losa}) \cdot f_y) \cdot At} = (4.555 \cdot 10^{-5}) \text{ m} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\begin{array}{l|l} A_{ct} := \text{if } 0.11 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \leq A_{ct} \leq 0.60 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} & = 0.5 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \\ \parallel & \\ A_{ct} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ 0.50 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} & \end{array}$$

Separación:

$$S_{a_{T1}} := 3 \cdot e_{losa} = 60.6 \text{ cm}$$

$$S_{a_T} := \min(S_{a_{T1}}, 18 \text{ in}) = 45.72 \text{ cm}$$

Separación máxima del acero de refuerzo

Acero transversal:

$$\phi_{ap_{ct}} := 12 \text{ mm}$$

Diámetro del acero de refuerzo

$$A_{ap_{ct}} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{ap_T}}{2} \right)^2 = 2.545 \text{ cm}^2$$

Área del acero de refuerzo

Separación calculada:

$$s_{ctc} := \frac{A_{ap_ct}}{A_{ct}} = 24.044 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } s_{ctc} \leq S_{a_T} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Resp: As transversal 12 mm @ 24 cm para 1 metro

• **Diseño del volado**

• **Momento resistente**

$$\phi_{ap_T1} = 12 \text{ mm}$$

Diámetro de la varilla

$$S_{vari} = 22 \text{ cm}$$

Separación de varilla

$$L_v := \frac{\text{ancho} - 2 \cdot b_{tf} - b_{bf} - 4 \cdot r_{xy} - 2 \cdot D_h}{2} = 1.307 \text{ m} \quad \text{Longitud del volado}$$

$$A_{ap_T} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{ap_T1}}{2} \right)^2 = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$A_{Adop} := \frac{A_{ap_T}}{S_{vari}} = 5.141 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Área de acero refuerzo}$$

$$d_{ap_T} := e_{losa} - r_{ap_T} - \frac{\phi_{ap_T1}}{2} = 0.166 \text{ m} \quad \text{Peralte efectivo}$$

$$a_a := \frac{A_{Adop} \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c} = 0.907 \text{ cm}$$

$$M_{n_V} := A_{Adop} \cdot A_{fr} \cdot f_y \cdot \left(d_{ap_T} - \frac{a_a}{2} \right) = 3.919 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

• **Verificación a flexión**

$$\phi_{losa} := 0.9$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } \frac{\phi_{losa} \cdot M_{n_V}}{M_{ut}} > 1 & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

- **Cortante**

- **Cortante último**

$$V_{u_V} := R_{lt} \cdot L_V = 2.237 \text{ tonf}$$

- **Resistencia al cortante**

$$V_{n_V} := 0.17 \cdot \left(\frac{f_c}{\text{MPa}} \right)^{0.5} \cdot A_{fr} \cdot d_{ap_T} \cdot \text{MPa} = 16.785 \text{ tonf}$$

- **Verificación a cortante**

$$\phi_{c_{losa}} := 0.75$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{\phi_{c_{losa}} \cdot V_{n_V}}{V_{u_V}} > 1 \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

- **Verificación de aplastamiento del concreto**

$$\begin{array}{l} \text{if } \frac{R_{lt}}{b_{tf}} \leq 0.85 \cdot f_c \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

- **Verificación a deflexión del volado**

$$I_V := \frac{1 \cdot m \cdot e_{losa}^3}{12} = (6.869 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4 \quad \text{Inercia del volado}$$

$$\Delta_{max_{vo}} := \frac{R_{lt} \cdot L_V^4}{8 \cdot E_c \cdot I_V} = 0.032 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \Delta_{max_{vo}} \leq \frac{L_V}{360} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{ "Cumple" }$$

Conectores de corte

- **Propiedades del conector**

$$\phi_{perno} := \frac{7}{8} \cdot in$$

Diámetro del perno

$$F_{up} := 450 \text{ MPa}$$

Resistencia última a tracción

$$A_{sc} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{perno}}{2} \right)^2 = (3.879 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

Área del perno

- **Espaciamientos de studs**

Espaciamiento longitudinal mínimo

$$D_{min} := 4 \cdot \phi_{perno} = 0.089 \text{ m}$$

$$S_{min} := \max(D_{min}, 100 \cdot mm) = 0.1 \text{ m}$$

Espaciamiento longitudinal máximo

$$D_{max} := 6 \cdot e_{losa} = 1.212 \text{ m}$$

$$S_{max} := \min(D_{max}, 800 \cdot mm) = 0.8 \text{ m}$$

- **Espesor mínimo de la losa sobre el perno AASTHO 6.10.10.1.3**

$$h_{cmin} := 2 \cdot in = 5.08 \text{ cm}$$

$$h_{perno} := e_{losa} - h_{cmin} = 15.12 \text{ cm}$$

- **Separación al borde libre del concreto AASTHO 6.10.10.1.4**

$$c_{min} := 1 \cdot in = 2.54 \text{ cm}$$

- **Control de resistencia**

$$\left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{h_{perno}}{\phi_{perno}} > 5 \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"CUMPLE"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"NO CUMPLE"} \end{array} \right| = \text{"CUMPLE"}$$

Si cumple la resistencia a cortante del conector esta controlado únicamente por la resistencia a tracción del conector.

- **Cortante longitudinal**

$$P_1 := 0.85 \cdot f_c \cdot ancho \cdot e_{losa} = (2.162 \cdot 10^3) \text{ tonf}$$

$$P_2 := F_y \cdot 2 \cdot D_1 \cdot t_{w1} + F_y \cdot b_{bf} \cdot t_{w1} = 653.59 \text{ tonf} \quad \text{Flexión positiva}$$

$$P_{2_2} := F_y \cdot 2 \cdot D_1 \cdot t_{w1} + F_y \cdot 2 \cdot b_{tf} \cdot t_{w1} = 650.855 \text{ tonf} \quad \text{Flexión negativa}$$

$$P_2 := \max(P_2, P_{2_2}) = 653.59 \text{ tonf}$$

$$q_q := \max(P_1, P_2) = (2.162 \cdot 10^3) \text{ tonf}$$

- **Control por tracción del perno AASHTO 6.10.10.4.3:**

$$Q_{n_ace} := 0.7 \cdot A_{sc} \cdot F_{up} = 13.736 \text{ tonf}$$

- **Resistencia de diseño del conector**

$$\phi_c := 0.85$$

$$Q_R := \phi_c \cdot Q_{n_ace}$$

- **Número de conectores**

$$N_N := \frac{q_q}{Q_R} = 185.134 \quad \text{Conectores de un tramo}$$

$$N_N := N_N \cdot 2 = 370.267 \quad \text{Conectores de toda la viga}$$

$$N_N := \frac{N_N}{2} = 185.134 \quad \text{Conectores respecto a una fila de la viga}$$

$$N_{per} := 200$$

- **Distribución de conectores de corte**

Ubicación de pernos

$$N_{per1} := \frac{N_{per}}{2} = 100 \quad \text{Doble conectores en las alas}$$

$$s_c := \frac{L}{N_{per1}} = 10 \text{ cm} \quad \text{Separación}$$

Verificación de separación

```
if  $S_{min} \leq s_c < S_{max}$  = "Cumple"  
  || "Cumple"  
else  
  || "No cumple"
```

Diseño del empalme viga - viga

• Propiedades de los materiales

$$\gamma_{conc} = 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del hormigón

$$\gamma_{acero} = 7.85 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del acero

$$F_y = 345 \text{ MPa}$$

Esfuerzo a fluencia del acero

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$\text{tonf_real} := 9.80665 \cdot \text{kN}$$

$$E_s := \frac{E_s \cdot \text{m}^2 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}}{\text{tonf_real}} = (2.039 \cdot 10^7) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Modulo de elasticidad del acero

$$G := 76000 \text{ MPa}$$

Módulo de rigidez al cortante de acero

• Propiedades geométricas del puente

$$N_v = 4$$

vano

$$L_p = 40 \text{ m}$$

Longitud del puente

$$L := \frac{L_p}{N_v} = 10 \text{ m}$$

Longitud del puente; viga continua si $N_v > 1$

$$\text{ancho} = 4 \text{ m}$$

Ancho del puente

$$e_{losa} = 202 \text{ mm}$$

Espesor de la losa de hormigón

• Propiedades geométricas de la viga

$$w_{plac} = (1.829 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Longitud de la placa

$$b_{bf} = 476 \text{ mm}$$

Base de la viga

$$t_{w1} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

$$D_1 = 292 \text{ mm}$$

Altura del alma (inclinada)

$$d_d = 432 \text{ mm}$$

Altura de la viga (vertical)

$$m_{inc} = 4$$

valor geométrico $m=4$

$$\phi_{al_hor} := \text{atan}(m_{inc}) \cdot \frac{180}{\pi} = 75.964$$

Angulo entre el alma y la horizontal

$$\phi_{al_ver} := 90 - \phi_{al_hor} = 14.036$$

Angulo entre el alma y la horizontal

$$D_v := D_1 \cdot \sin\left(\phi_{al_hor} \cdot \frac{\pi}{180}\right) = 0.283 \text{ m}$$

Altura vertical del alma de la viga

$$D_h := D_1 \cdot \cos\left(\phi_{al_hor} \cdot \frac{\pi}{180}\right) = 0.071 \text{ m}$$

Longitud horizontal del alma de la viga

$$r_{xy} := \frac{d_d - D_v}{2} = 0.074 \text{ m}$$

Distancia x,y de la curvatura

$$r_{curva} := 3.5 \cdot t_{w1} = 0.056 \text{ m}$$

Radio de curvatura

$$b_{tf} := \frac{w_{plac} - b_{bf} - 4 \cdot r_{xy} - 2 \cdot D_1}{2} = 0.236 \text{ m}$$

Ancho del ala superior

• Cargas

Cargas muertas aplicadas en la viga

$$CM_{pas} = 0.005 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga del pasamano

$$CM_{bor} = 0.093 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga bordillo

$$PP := w_{plac} \cdot Y_{acero} \cdot t_{w1} = 0.228 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso propio de la viga

$$PP_{losa} := Y_{conc} \cdot ancho \cdot e_{losa} = 1.939 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de la losa

$$P_{ins} := 0.03 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Peso de instalaciones

$$P_{ins} := P_{ins} \cdot ancho = 0.12 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Peso de instalaciones

$$w_{cub} = 0.7 \frac{kN}{m^2}$$

Peso de la cubierta NEC-SE-GC

$$P_{cub} := w_{cub} \cdot ancho = 0.315 \frac{tonf}{m}$$

Peso de la cubierta

Carga muerta permanente

$$DC_{ec1} := PP + PP_{losa} + P_{cub}$$

$$DC_{ec1} = 2.482 \frac{tonf}{m}$$

Carga muerta de servicios

$$DW_{ec1} := CM_{bor} + CM_{pas} + P_{ins}$$

$$DW_{ec1} = 0.218 \frac{tonf}{m}$$

Carga viva

$$CV = 90 \frac{lbf}{ft^2}$$

Sección 3.1 - LRFD Guide Specifications
For The Design of Pedestrian Bridges

$$LL := CV \cdot ancho = 1.938 \frac{tonf}{m}$$

• Combinaciones de carga

Resistencia I

$$y_{pDC} = 1.25$$

$$C_{LL} = 1.75$$

$$R_I := y_{pDC} \cdot DC_{ec1} + y_{pDC} \cdot DW_{ec1} + C_{LL} \cdot LL = 6.766 \frac{tonf}{m}$$

• Momento último

$$M_{u1} := R_I \cdot L^2 \cdot 0.1 = 67.657 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

Momento negativo

$$M_{u2} := R_I \cdot \frac{L^2}{16} = 42.285 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

Momento positivo

- **Análisis del empalme en las alas superiores**

Fuerza en las alas

$$F_{ala} := \frac{1}{2} \cdot \frac{M_{u1}}{d_d - t_{w1}} = 81.298 \text{ tonf}$$

Fuerza en la placa

$$P_{pam} := 2$$

Número de placas por ala

$$F_{pla} := \frac{F_{ala}}{P_{pam}} = 40.649 \text{ tonf}$$

Cortante en placa

$$V_u := R_f \cdot L \cdot 0.6 = 40.594 \text{ tonf}$$

$$V_{placa} := \frac{V_u}{2 \cdot P_{pam}} = 10.148 \text{ tonf}$$

Propiedades del acero de la placa

$$F_{ypl} := 345 \text{ MPa}$$

Resistencia a la fluencia

$$F_{upl} := 450 \text{ MPa}$$

Resistencia última

Geometría de las placas

$$a_{pl_inf2} := b_{tf} = 235.782 \text{ mm}$$

$$a_{pl_inf} := 14 \text{ cm}$$

Ancho de la placa

$$\begin{array}{l|l} \text{if } a_{pl_inf} < a_{pl_inf2} & = \text{"OK"} \\ \parallel & \\ \text{"OK"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"Cambia ancho"} & \end{array}$$

$$e_{pl_inf1} := 0.75 \cdot t_{w1} = 11.925 \text{ mm}$$

$$e_{pl_inf} := t_{w1} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

if $e_{pl_inf} \geq e_{pl_inf1}$	= "OK"
"OK"	
else	
"Cambia espesor"	

$$L_{empl} := 18 \text{ cm}$$

Longitud del empalme

Perno A325 - diámetro 3/4"

$$F_{upe} := 830 \text{ MPa}$$

Resistencia última

$$\phi_{pe} := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Diámetro del perno

$$d_h := \phi_{pe} + \frac{1}{16} \text{ in} = 0.021 \text{ m}$$

Diámetro del agujero

$$A_{pe} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{pe}}{2}\right)^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

Área del perno

Separación de pernos

$$s_{pe} := 3 \cdot \phi_{pe} = 5.715 \text{ cm}$$

$$s_{pe} := 6 \text{ cm}$$

Distancia a borde

$$d_{pe} := 1.5 \cdot \phi_{pe} = 2.858 \text{ cm}$$

$$d_{pe} := 3 \text{ cm}$$

Resistencia al corte de un perno

$$L_{tot} := t_{w1} + P_{pam} \cdot e_{pl_inf} = 4.77 \text{ cm}$$

Longitud a atravesar "perno"

$$L_{per} := 4 \text{ in}$$

Longitud del perno

$$L_{sinros} := L_{per} - 2 \cdot \phi_{pe} - 6 \text{ mm} = 5.75 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } L_{sinros} \geq L_{tot} \\ \quad \parallel \text{ "Rosca fuera del plano de corte" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Rosca en el plano de corte" } \end{array} \Bigg| = \text{"Rosca fuera del plano de corte"}$$

Resistencia nominal al corte

$$\begin{array}{l} R_{n1} := \text{if } L_{sinros} \geq L_{tot} \\ \quad \parallel 0.56 \cdot A_{pe} \cdot F_{upe} \cdot P_{pam} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel 0.45 \cdot A_{pe} \cdot F_{upe} \cdot P_{pam} \end{array} \Bigg| = 29.782 \text{ tonf}$$

$$\phi_{emp_per1} := 0.83$$

Factor de reducción de resistencia

$$\begin{array}{l} \phi R_{ne} := \text{if } L_{empl} \geq 38 \text{ in} \\ \quad \parallel \phi_{emp_per1} \cdot R_{n1} \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel R_{n1} \end{array} \Bigg| = 29.782 \text{ tonf}$$

Verificación de resistencia al corte

$$n_{pe} := 6$$

Número de pernos

$$F_{perno} := \frac{F_{pla}}{n_{pe}}$$

Fuerza de un perno

$$f_{pp} := 2$$

Número de filas

$$n_{pp} := \frac{n_{pe}}{f_{pp}} = 3$$

Número de pernos por fila

$$L_{placa_real} := 2 \cdot d_{pe} + (n_{pp} - 1) \cdot s_{pe} = 18 \text{ cm}$$

Longitud de la placa calculada

$$a_{placa_real} := 2 \cdot d_{pe} + (f_{pp} - 1) \cdot s_{pe} = 12 \text{ cm}$$

Ancho de la placa calculada

$$L_{placa_real} := 18 \text{ cm}$$

$$a_{placa_real} := 14 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } \phi R_{ne} \geq F_{perno} \\ \quad \parallel \text{ "Cumple" } \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "No cumple" } \end{array} \Bigg| = \text{"Cumple"}$$

Verificación de la longitud de la placa

$$\begin{array}{l|l} \text{if } L_{placa_real} = L_{empl} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"Actualiza longitud"} & \end{array}$$

Verificación del ancho de la placa

$$\begin{array}{l|l} \text{if } a_{placa_real} = a_{pl_inf} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"Actualiza ancho"} & \end{array}$$

Resistencia del material en contacto con el perno

$$L_c := \min\left(s_{pe} - d_h, \frac{d_h}{2} + d_{pe}\right) = 39.363 \text{ mm}$$

$$\begin{array}{l|l} R_{n2} := \text{if } L_c \geq 2 \cdot \phi_{pe} \vee d_{pe} \geq 2 \cdot \phi_{pe} & = 67.821 \text{ tonf} \\ \parallel 2.4 \cdot \phi_{pe} \cdot e_{pl_inf} \cdot F_{upe} & \\ \text{else} & \\ \parallel \parallel 1.2 \cdot L_c \cdot e_{pl_inf} \cdot F_{upe} & \end{array}$$

$$\begin{array}{l|l} R_n := \text{if } R_{n2} \geq R_{n1} & = 29.782 \text{ tonf} \\ \parallel R_{n1} & \\ \text{else} & \\ \parallel R_{n2} & \end{array}$$

Verificación de la resistencia del material en contacto con el perno

$$\phi_{emp_ala} := 0.75$$

Factor de reducción de resistencia

$$R_r := \phi_{emp_ala} \cdot R_n = 22.337 \text{ tonf}$$

Resistencia de material en contacto con el perno

$$n_{pe} = 6$$

Número de pernos

$$F_{perno} := \frac{F_{pla}}{n_{pe}} = 6.775 \text{ tonf}$$

Fuerza de un perno

$$\begin{array}{l|l} \text{if } R_r \geq F_{perno} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Resistencia a la tracción de un perno

$$T_{nr} := 0.76 \cdot A_{pe} \cdot F_{upe} = 20.209 \text{ tonf}$$

Verificación de resistencia a la tracción de un perno

$$n_{pe} = 6$$

Número de pernos

$$F_{perno} := \frac{F_{ala}}{n_{pe}} = 13.55 \text{ tonf}$$

Fuerza que carga cada perno

$$\begin{array}{l|l} \text{if } T_{nr} \geq F_{perno} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Resistencia a la tracción para fluencia en la sección bruta

$$A_{pe} := a_{pl_inf} \cdot e_{pl_inf} = 22.26 \text{ cm}^2$$

Área transversal de la placa

$$T_n := A_{pe} \cdot F_{ypl} = 86.323 \text{ tonf}$$

Resistencia nominal de la placa

$$\phi_{r_{pey}} := 0.95$$

Factor de reducción

$$T_r := \phi_{r_{pey}} \cdot T_n = 82.007 \text{ tonf}$$

Resistencia de diseño de la placa

Verificación de la resistencia a la tracción

$$F_{perno} := \frac{F_{ala}}{n_{pe}} = 13.55 \text{ tonf}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } T_r \geq F_{pla} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Resistencia a la tracción por fractura de la sección neta

$$F_{upl} = 450 \text{ MPa}$$

Resistencia última

$$A_{gp} := (a_{pl_inf} \cdot e_{pl_inf}) - d_h \cdot e_{pl_inf} \cdot f_{pp} = 0.002 \text{ m}^2$$

Área de la placa con perno

$$R_p := 1$$

Factor por efecto de agujeros

$$U_u := 1$$

Factor de reducción

$$P_{nu} := F_{upl} \cdot A_{gp} \cdot R_p \cdot U_u = 79.4 \text{ tonf}$$

Resistencia nominal

$$\begin{array}{l|l} \text{if } P_{nu} \geq F_{pla} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Verificación de la resistencia a la tracción por fractura neta

$$R_p := 1$$

Factor de reducción por tipo de agujero

$$U_{bs} := 1$$

Factor de reducción por ruptura

$$L_v := d_{pe} + (n_{pe} - 1) \cdot s_{pe} = 33 \text{ cm}$$

Longitud de borde hasta el último perno

$$A_{vg} := L_v \cdot e_{pl_inf} = 0.005 \text{ m}^2$$

Área bruta que resiste el cortante

$$A_{vn} := e_{pl_inf} \cdot (L_v - 2 \cdot d_h) = 0.005 \text{ m}^2$$

Área neta que resiste el cortante

$$A_{tn} := e_{pl_inf} \cdot (a_{pl_inf} - n_{pe} \cdot d_h) = (2.572 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

Área neta que resiste a tracción

$$\phi_{bs} := 0.80$$

Factor de resistencia para bloque de cortante

$$R_{rbc} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot \min \left((0.58 \cdot F_{upl} \cdot A_{vn} + U_{bs} \cdot F_{upl} \cdot A_{tn}), (0.58 \cdot F_{ypf} \cdot A_{vg} + U_{bs} \cdot F_{upl} \cdot A_{tn}) \right)$$

$$R_{rbc} = 104.82 \text{ tonf}$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } R_{rbc} \geq F_{pla} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Datos de la placa del ala superior - doble placa

$$a_{placa_real} = 140 \text{ mm}$$

Ancho de la placa

$$e_{pl_inf} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

$$L_{placa_real} = 180 \text{ mm}$$

Longitud de la placa

$$\phi_{pe} = 0.75 \text{ in}$$

Diámetro del perno

$$L_{per} = 101.6 \text{ mm}$$

Longitud del perno

$$n_{pe} = 6$$

Número de pernos

$$d_{pe} = 3 \text{ cm}$$

Distancia del borde

$$s_{pe} = 6 \text{ cm}$$

Separación de pernos

$$f_{pp} = 2$$

Número de filas

• *Análisis del empalme en el alma*

Propiedades del acero de la placa

$$F_{ypl} := 345 \text{ MPa}$$

Resistencia a la fluencia

$$F_{upl} := 450 \text{ MPa}$$

Resistencia última

Geometría de las placas

$$e_{pl2} := t_{w1} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

$$h_{t_inc} := \frac{(d_d - E_{NE} - t_{w1} - r_{xy})}{\sin\left(\phi_{al_hor} \cdot \frac{\pi}{180}\right)} = 9.372 \text{ cm}$$

Altura inclinada del alma a tracción

$$h_{t_incl} := 9.20 \text{ cm}$$

Altura inclinada a tracción de la placa

$$h_{ptotal} := D_1 - 8 \text{ cm} = 21.2 \text{ cm}$$

Altura total inclinada de la placa

Perno A325 - diámetro 3/4"

$$F_{upe} := 830 \text{ MPa}$$

Resistencia última

$$\phi_{pe} := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Diámetro del perno

$$d_h := \phi_{pe} + \frac{1}{16} \text{ in} = 20.638 \text{ mm}$$

Diámetro del agujero

$$A_{pe} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{pe}}{2} \right)^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

Área del perno

Separación de pernos

$$s_{pe} := 3 \cdot \phi_{pe} = 5.715 \text{ cm}$$

$$s_{pe} := 5.8 \text{ cm}$$

Distancia a borde

$$d_{pe} := 1.5 \cdot \phi_{pe} = 2.858 \text{ cm}$$

$$d_{pe} := 2.9 \text{ cm}$$

Cortante último

$$V_u = 40.594 \text{ tonf}$$

Cortante último

$$P_{pam} := 2$$

Número de placas por ala

$$V_{u_alma} := \frac{V_u}{2 \cdot P_{pam}} = 10.148 \text{ tonf}$$

Cortante último

Fuerza en el alma

$$F_{ala} := \frac{1}{2} \cdot \frac{M_{u1}}{d_d - t_{w1}} = 81.298 \text{ tonf}$$

Fuerza en la placa

$$F_{pla} := \frac{F_{ala}}{P_{pam}} = 40.649 \text{ tonf}$$

Resistencia al corte de un perno

$$L_{tot} := t_{w1} + P_{pam} \cdot e_{pl2} = 4.77 \text{ cm}$$

Longitud a atravesar "perno"

$$L_{per} := 4 \text{ in}$$

Longitud del perno

$$L_{sinros} := L_{per} - 2 \cdot \phi_{pe} - 6 \text{ mm} = 5.75 \text{ cm}$$

$$\begin{array}{l} \text{if } L_{sinros} \geq L_{tot} \\ \quad \parallel \text{ "Rosca fuera del plano de corte" } \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{ "Rosca en el plano de corte" } \end{array} \Bigg| = \text{"Rosca fuera del plano de corte"}$$

Resistencia nominal al corte

$$\begin{array}{l} R_n := \text{if } L_{sinros} \geq L_{tot} \\ \quad \parallel 0.56 \cdot A_{pe} \cdot F_{upe} \cdot P_{pam} \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0.45 \cdot A_{pe} \cdot F_{upe} \cdot P_{pam} \end{array} \Bigg| = 29.782 \text{ tonf}$$

$$\phi_{emp_per1} := 0.83$$

Factor de reducción de resistencia

$$\begin{array}{l} \phi R_{ne} := \text{if } L_{empl} \geq 38 \text{ in} \\ \quad \parallel \phi_{emp_per1} \cdot R_n \\ \text{else} \\ \quad \parallel R_n \end{array} \Bigg| = 29.782 \text{ tonf}$$

Verificación de resistencia al corte

$$n_{pe} := 18$$

Número de pernos

$$h_{placa_real} := 2 \cdot d_{pe} + (n_{pe} - 1) \cdot s_{pe} = 104.4 \text{ cm}$$

$$f_p := 6$$

Número de columna

$$h_{placa_real} := \frac{h_{placa_real}}{f_p} = 17.4 \text{ cm}$$

Altura de la placa calculada

$$a_{placa_real} := 2 \cdot d_{pe} + (f_p - 1) \cdot s_{pe} = 34.8 \text{ cm}$$

Ancho de la placa

```

if  $h_{placa\_real} < h_{ptotal}$  = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

```

$$V_{u_pe} := \frac{V_{u_alma}}{n_{pe}} = 0.564 \text{ tonf}$$

Fuerza de cada perno

```

if  $\phi R_{ne} \geq V_{u\_pe}$  = "Cumple"
|| "Cumple"
else
|| "No cumple"

```

Resistencia a la tracción de un perno

$$T_{nr} := 0.76 \cdot A_{pe} \cdot F_{upe} = 20.209 \text{ tonf}$$

Verificación de resistencia a la tracción de un perno

$$n_{pe} = 18$$

Número de pernos

Número de pernos en zona de tracción

$$n_{red} := \frac{n_{pe}}{f_p} = 3$$

Número de pernos en vertical

$$n_{trac} := 1$$

Número de pernos a tracción en 1 columna

$$h_{parc} := E_{NE} - (4 \text{ cm} + r_{xy} + t_{w1} + d_{pe}) = 9.156 \text{ cm}$$

$$h_{parc2} := n_{trac} \cdot s_{pe} = 5.8 \text{ cm}$$

```

if  $h_{parc} > h_{parc2}$  = "Ok"
|| "Ok"
else
|| "No Ok"

```

$$F_{perno} := \frac{F_{ala}}{n_{trac} \cdot f_p} = 13.55 \text{ tonf}$$

Fuerza que carga cada perno

$$\begin{array}{l|l} \text{if } T_{nr} \geq F_{perno} & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Interacción corte - tracción

$$I_{ct} := \left(\frac{V_{u_pe}}{\phi R_{ne}} \right)^2 + \left(\frac{F_{perno}}{T_{nr}} \right)^2 = 0.45$$

$$\begin{array}{l|l} \text{if } I_{ct} \leq 1 & = \text{"Cumple"} \\ \parallel & \\ \text{"Cumple"} & \\ \text{else} & \\ \parallel & \\ \text{"No cumple"} & \end{array}$$

Resistencia del material en contacto con el perno

Fuerza en el alma

$$F_{ala} := \frac{1}{2} \cdot \frac{M_{u1}}{d_d - t_{w1}} = 81.298 \text{ tonf}$$

Fuerza en la placa

$$F_{pla} := \frac{F_{ala}}{P_{pam}} = 40.649 \text{ tonf}$$

Cortante último

$$V_u = 40.594 \text{ tonf}$$

Cortante último

$$V_{u_alma} := \frac{V_u}{2 \cdot P_{pam}} = 10.148 \text{ tonf}$$

Número de placas por ala
Cortante último

Fuerza solicitante de un perno

$$Q_u := \left(\left(\frac{V_{u_alma}}{n_{pe}} \right)^2 + \left(\frac{F_{pla}}{n_{trac} \cdot f_p} \right)^2 \right)^{0.5} = 6.798 \text{ tonf}$$

$$L_c := \min\left(s_{pe} - d_h, \frac{d_h}{2} + d_{pe}\right) = 37.363 \text{ mm}$$

$$R_{n3} := \begin{cases} \text{if } L_c \geq 2 \cdot \phi_{pe} \vee d_{pe} \geq 2 \cdot \phi_{pe} & = 66.508 \text{ tonf} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 2.4 \cdot \phi_{pe} \cdot e_{pl2} \cdot F_{upe} \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} 1.2 \cdot L_c \cdot e_{pl2} \cdot F_{upe} \end{array} \right\| \end{array} \right. \end{cases}$$

$$R_n := \begin{cases} \text{if } R_{n3} \geq R_n & = 29.782 \text{ tonf} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} R_n \\ \text{else} \\ \left\| R_{n2} \end{array} \right. \end{cases}$$

Verificación de la resistencia del material en contacto con el perno

$$\phi_{emp_ala} := 0.75$$

Factor de reducción de resistencia

$$R_r := \phi_{emp_ala} \cdot R_n = 22.337 \text{ tonf}$$

Resistencia de material en contacto con el perno

$$\begin{cases} \text{if } R_r \geq Q_u & = \text{"Cumple"} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \left\| \text{"No cumple"} \end{array} \right. \end{cases}$$

Resistencia a la tracción para fluencia en la sección bruta

$$A_{pe} := h_{t_incl} \cdot e_{pl2} = 14.628 \text{ cm}^2$$

Área transversal de la placa a tracción

$$T_n := A_{pe} \cdot F_{ypl} = 56.727 \text{ tonf}$$

Resistencia nominal de la placa

$$\phi_{r_{pey}} := 0.95$$

Factor de reducción

$$T_r := \phi_{r_{pey}} \cdot T_n = 53.89 \text{ tonf}$$

Resistencia de diseño de la placa

Verificación de la resistencia a la tracción

$$F_{perno} := \frac{F_{ala}}{n_{pe}} = 4.517 \text{ tonf}$$

if $T_r \geq F_{pla}$ "Cumple" else "No cumple"	= "Cumple"
--	------------

Resistencia a la tracción por fractura de la sección neta

$$F_{upl} = 450 \text{ MPa}$$

Resistencia última

$$A_{gp} := (e_{pl2}) \cdot (h_{t_incl} - d_h \cdot n_{trac}) = 0.001 \text{ m}^2$$

Área de la placa a tracción con perno

$$R_p := 1$$

Factor por efecto de agujeros

$$U_u := 1$$

Factor de reducción

$$P_{nu} := F_{upl} \cdot A_{gp} \cdot R_p \cdot U_u = 57.394 \text{ tonf}$$

Resistencia nominal

Verificación de la resistencia a la tracción por fractura neta

$$R_p := 1$$

Factor de reducción por tipo de agujero

$$U_{bs} := 1$$

Factor de reducción por ruptura

$$L_v := d_{pe} + \left(\frac{n_{pe}}{f_p} - 1 \right) \cdot s_{pe} = 14.5 \text{ cm}$$

Longitud de borde hasta el último perno (vertical)

$$A_{vg} := L_v \cdot e_{pl2} = 0.002 \text{ m}^2$$

Área bruta que resiste el cortante

$$A_{vn} := e_{pl2} \cdot \left(L_v - \frac{n_{pe}}{f_p} \cdot d_h \right) = 0.001 \text{ m}^2$$

Área neta que resiste el cortante

$$A_{tn} := e_{pl2} \cdot (h_{t_incl} - n_{trac} \cdot d_h) = 0.001 \text{ m}^2$$

Área neta que resiste a tracción

$$\phi_{bs} := 0.80$$

Factor de resistencia para bloque de cortante

$$R_{rbc} := \phi_{bs} \cdot R_p \cdot \min \left((0.58 \cdot F_{upl} \cdot A_{vn} + U_{bs} \cdot F_{upl} \cdot A_{tn}), (0.58 \cdot F_{ypl} \cdot A_{vg} + U_{bs} \cdot F_{upl} \cdot A_{tn}) \right)$$

$$R_{rbc} = 76.921 \text{ tonf}$$

if $R_{rbc} \geq F_{pla}$	= "Cumple"
"Cumple"	
else	
"No cumple"	

Datos de la placa del alma - doble placa

$$a_{placa_real} = 348 \text{ mm}$$

Ancho de la placa

$$e_{pl2} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

$$h_{ptotal} = 212 \text{ mm}$$

Altura de la placa

$$\phi_{pe} = 0.75 \text{ in}$$

Diámetro del perno

$$L_{per} = 101.6 \text{ mm}$$

Longitud del perno

$$n_{pe} = 18$$

Número de pernos

$$d_{pe} = 2.9 \text{ cm}$$

Distancia del borde

$$s_{pe} = 5.8 \text{ cm}$$

Separación de pernos

$$f_p = 6$$

Número de columnas de pernos

- **Análisis del empalme en el ala inferior**

Propiedades del acero de la placa

$$F_{ypl} := 345 \text{ MPa}$$

Resistencia a la fluencia

$$F_{upl} := 450 \text{ MPa}$$

Resistencia última

Geometría de las placas

$$e_{pl2} := t_{w1} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

Perno A325 - diámetro 3/4"

$$F_{upe} := 830 \text{ MPa}$$

Resistencia última

$$\phi_{pe} := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Diámetro del perno

$$d_h := \phi_{pe} + \frac{1}{16} \text{ in} = 0.021 \text{ m}$$

Diámetro del agujero

$$A_{pe} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{pe}}{2} \right)^2 = 2.85 \text{ cm}^2$$

Área del perno

Separación de pernos

$$s_{pe} := 3 \cdot \phi_{pe} = 5.715 \text{ cm}$$

$$s_{pe} := 6 \text{ cm}$$

Distancia a borde

$$d_{pe} := 1.5 \cdot \phi_{pe} = 2.858 \text{ cm}$$

$$d_{pe} := 3 \text{ cm}$$

$$n_p := 4$$

Número de pernos

$$f_p := 2$$

Número de fila

$$L_{pl2} := \left(\frac{n_p}{f_p} - 1 \right) \cdot s_{pe} + 2 \cdot d_{pe} + 20 \text{ mm} = 140 \text{ mm}$$

Longitud de la placa

$$a_{pl2} := 2 \cdot \left(\left(\frac{n_p}{f_p} - 1 \right) \cdot s_{pe} + 2 \cdot d_{pe} + 20 \text{ mm} \right) = 280 \text{ mm}$$

Ancho de la placa

Datos de la placa del ala inferior - una placa

$$a_{pl2} = 280 \text{ mm}$$

Ancho de la placa

$$e_{pl2} = 15.9 \text{ mm}$$

Espesor de la placa

$$L_{pl2} = 140 \text{ mm}$$

Longitud de la placa

$$\phi_{pe} := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Diámetro del perno

$$L_{per} = 101.6 \text{ mm}$$

Longitud del perno

$$n_p = 4$$

Número de pernos

$$d_{pe} = 3 \text{ cm}$$

Distancia del borde

$$s_{pe} = 6 \text{ cm}$$

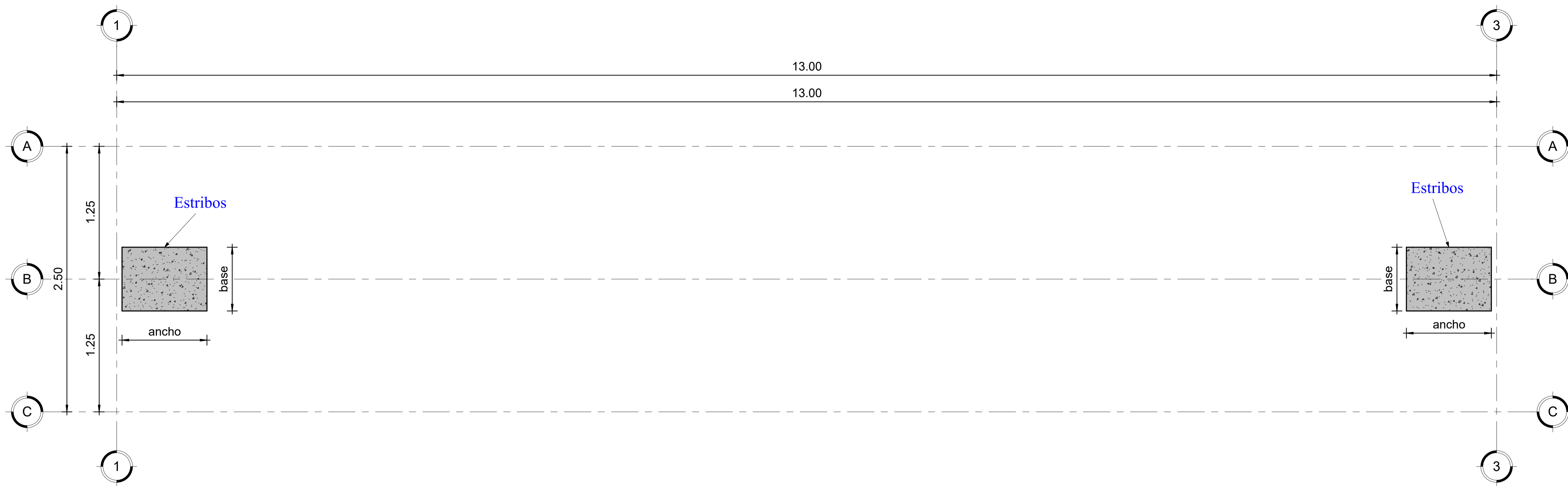
Separación de pernos

$$f_p = 2$$

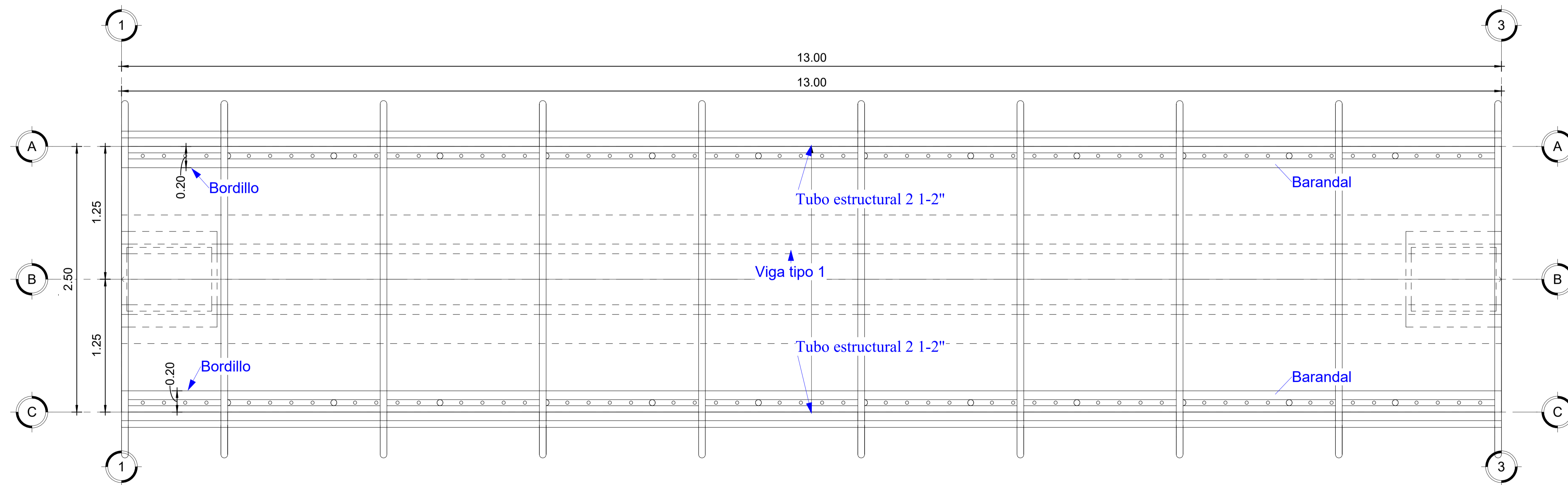
Número de filas de pernos

PLANOS

Planos del puente peatonal N°1



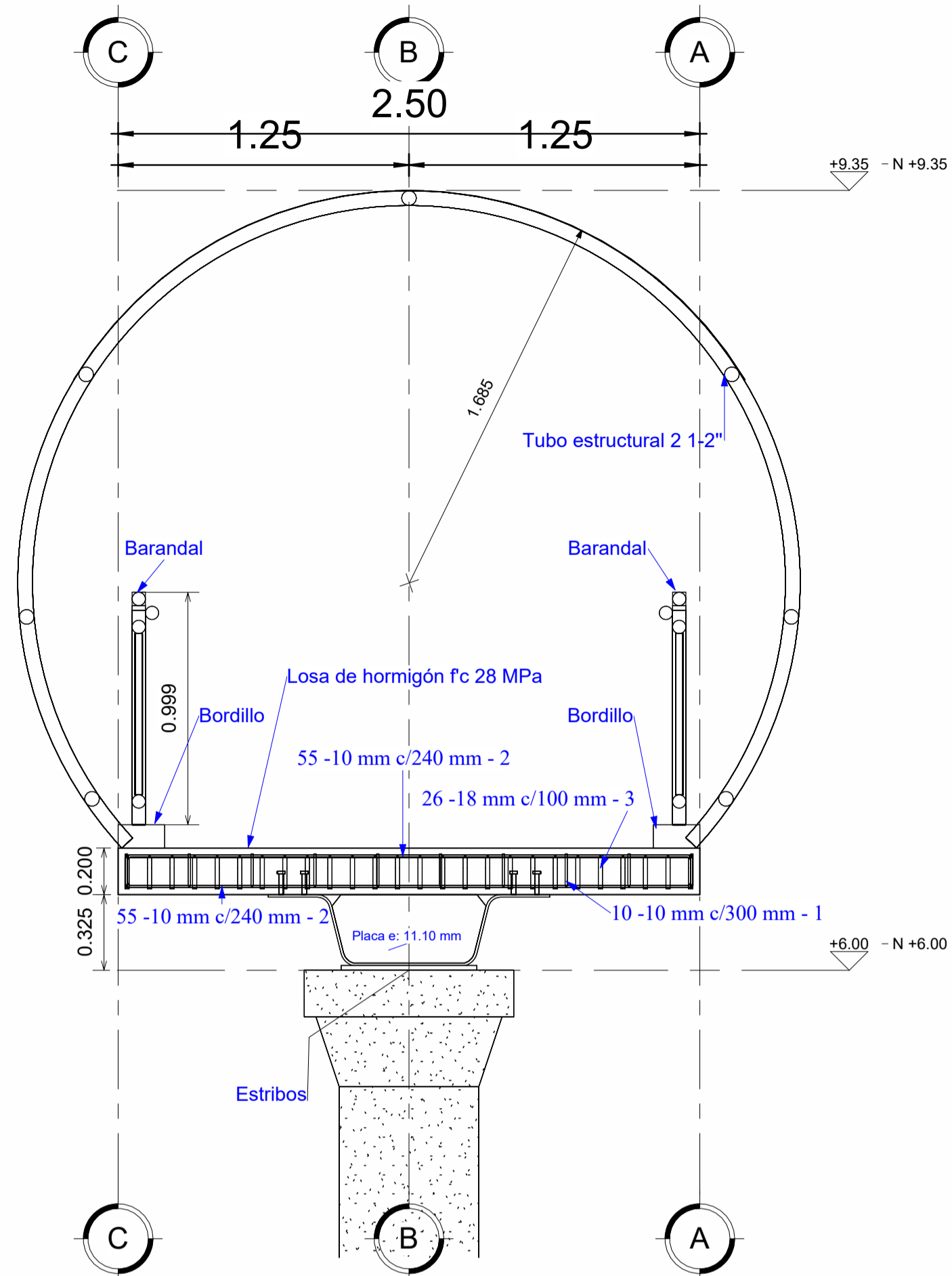
1 N + 0.00
1 : 20



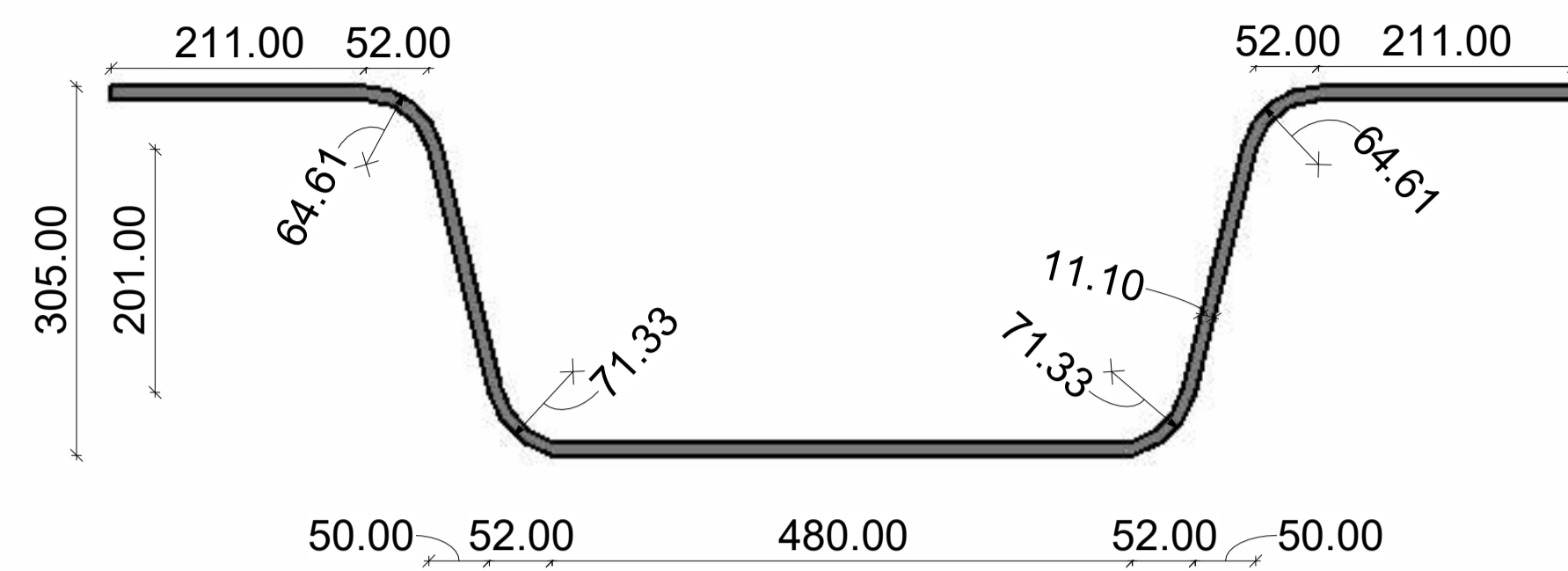
2 N + 6.00
1 : 20

NOTA: El análisis estructural se realizó únicamente para la superestructura del puente. Para la infraestructura en asumieron las dimensiones. .

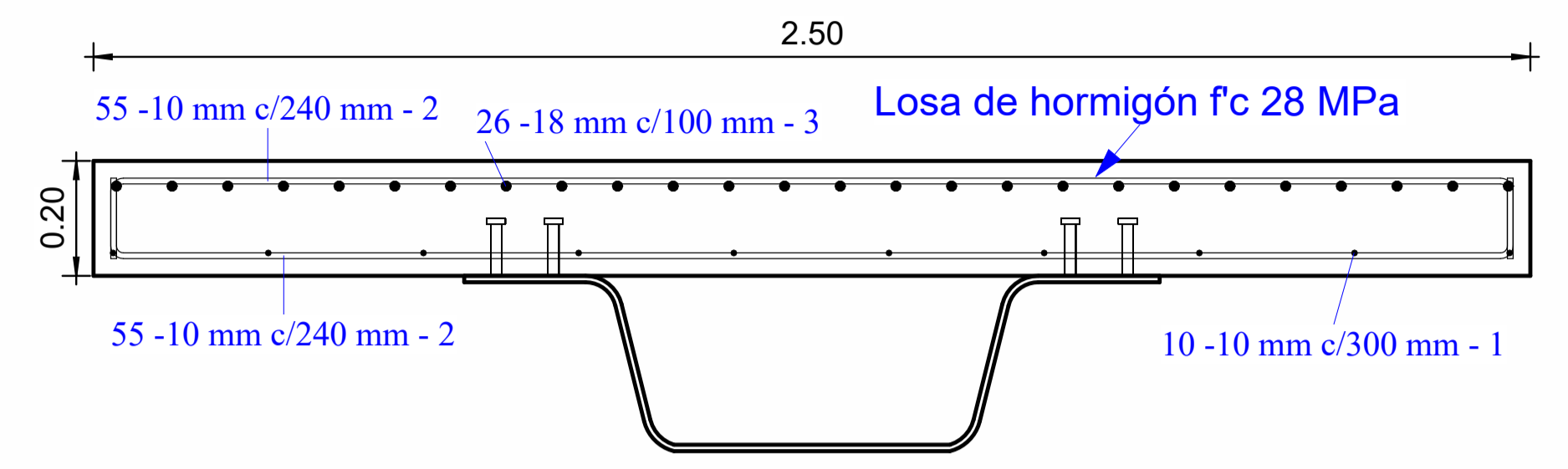
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°1 (Longitud 13 metros, ancho 2.50 metros)		
CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 1



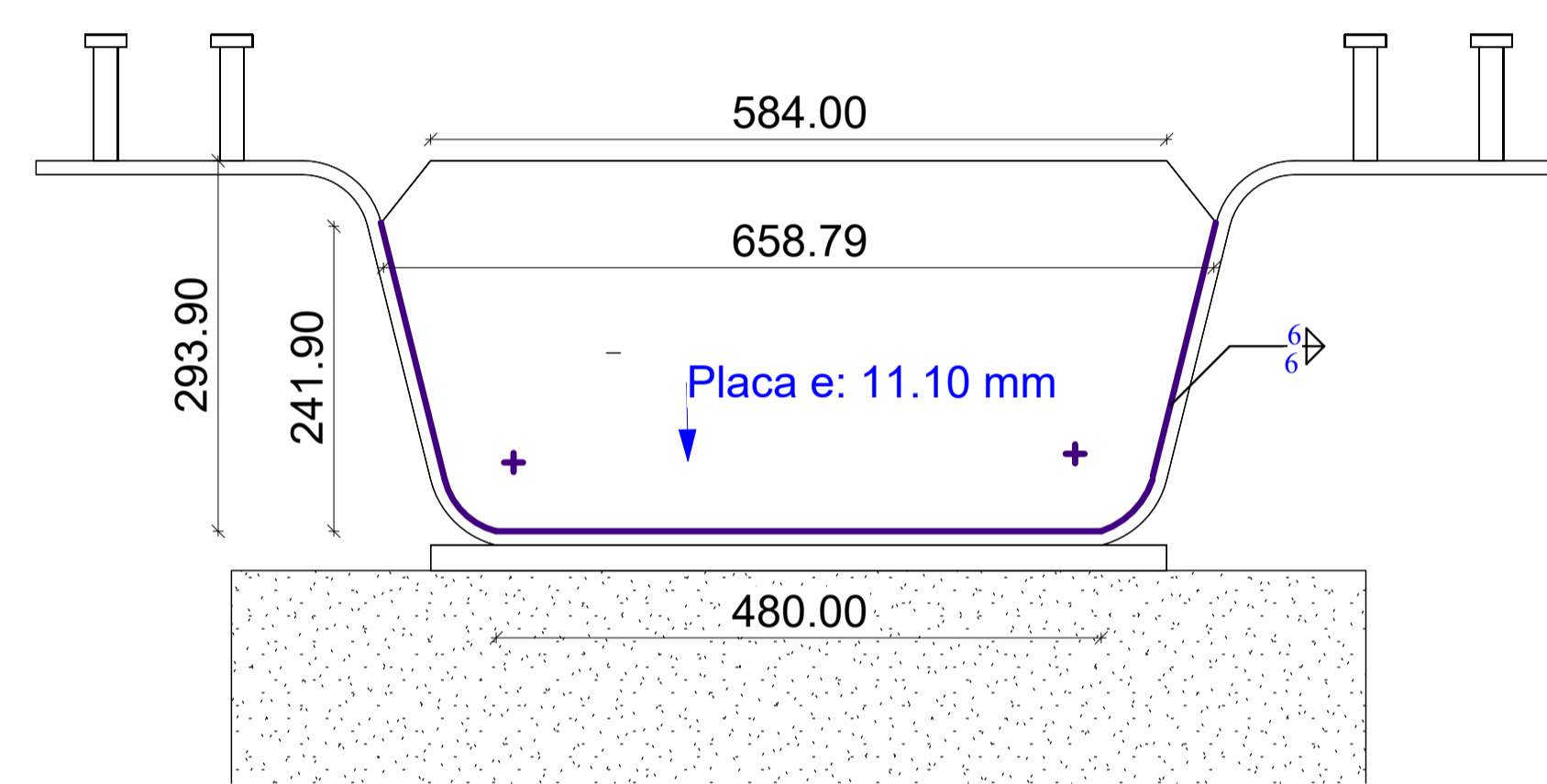
1 Vista frontal
1 : 20



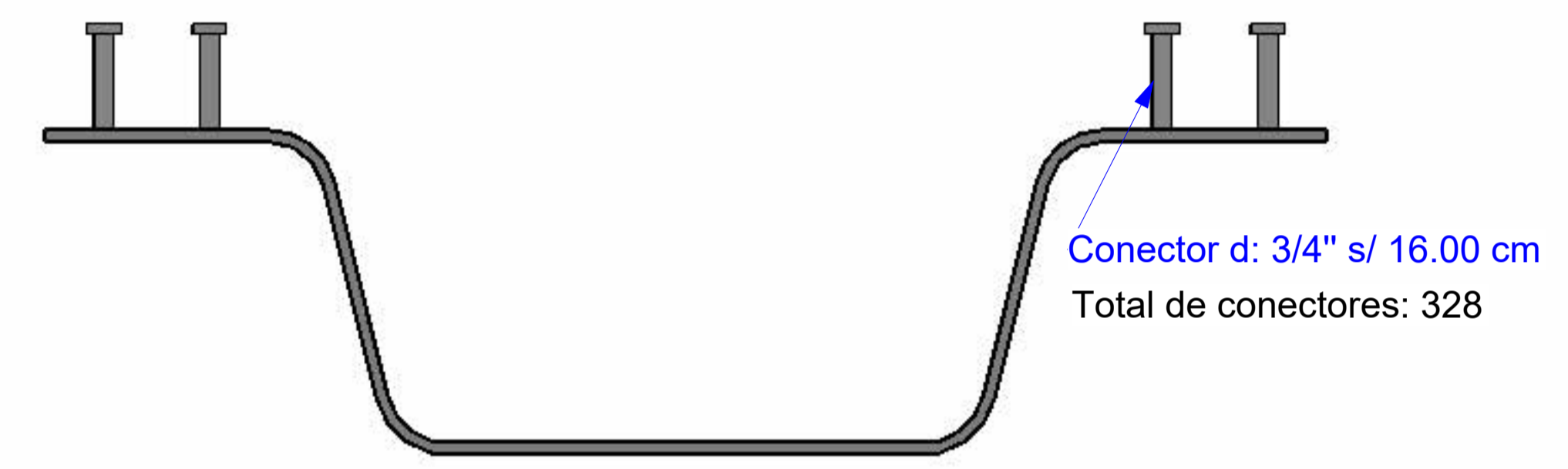
2 Sección viga tipo 1 - Barth
1 : 5



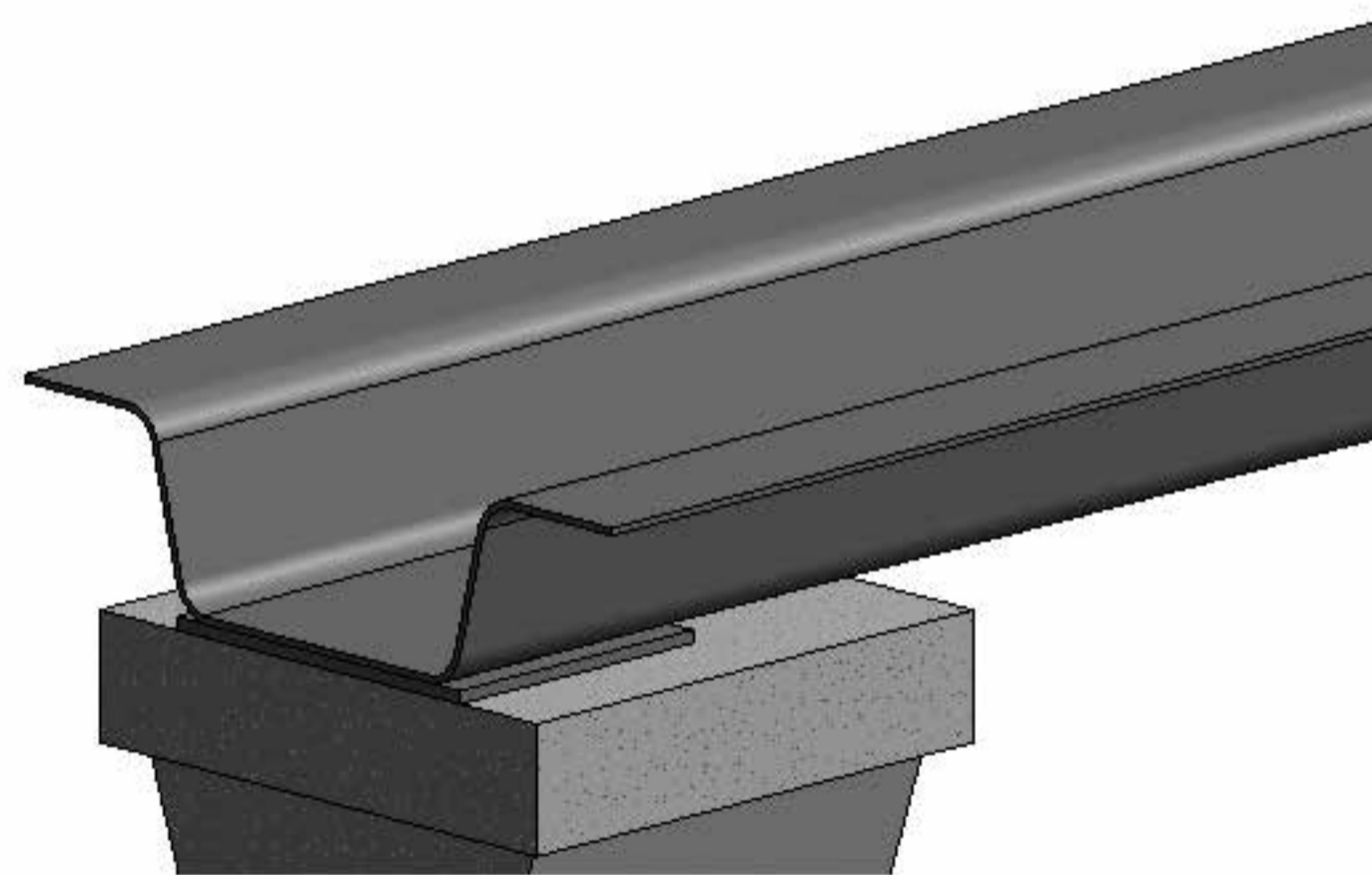
3 Refuerzo en losa
1 : 10



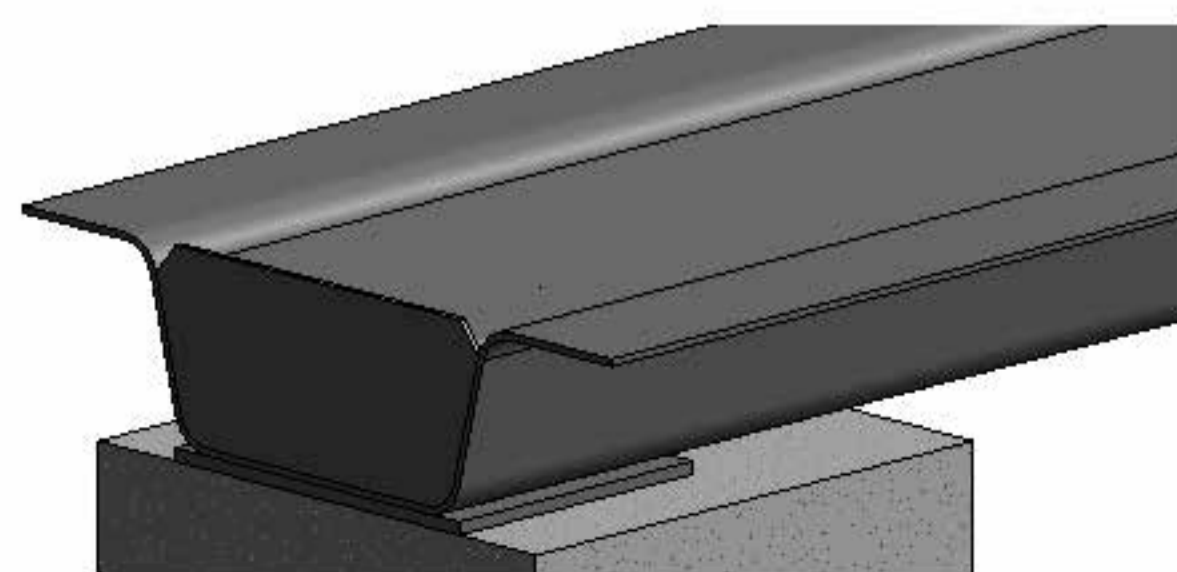
4 Placa para extremos de viga
1 : 5



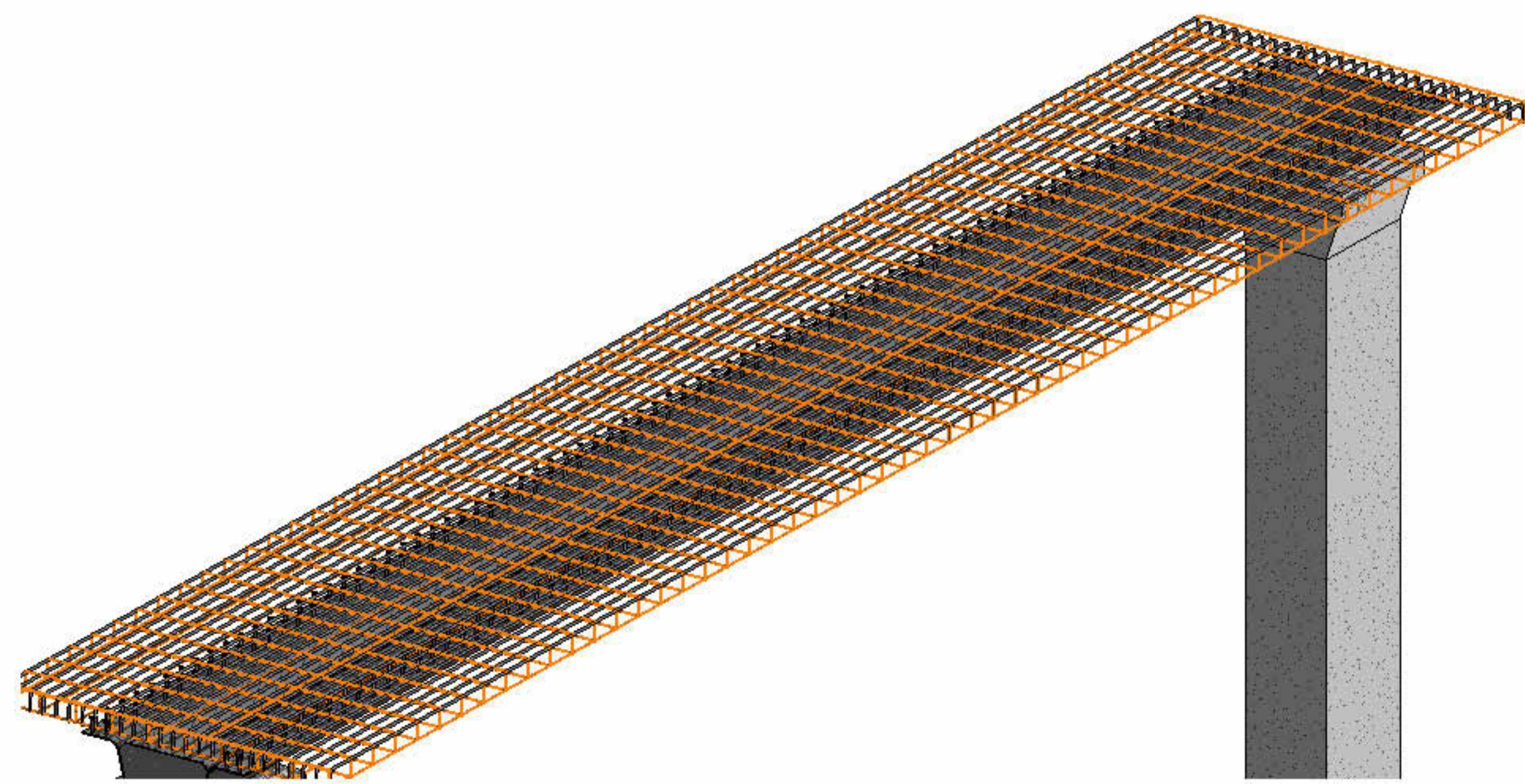
5 Conectores de cortante
1 : 5



6 Viga trapezoidal

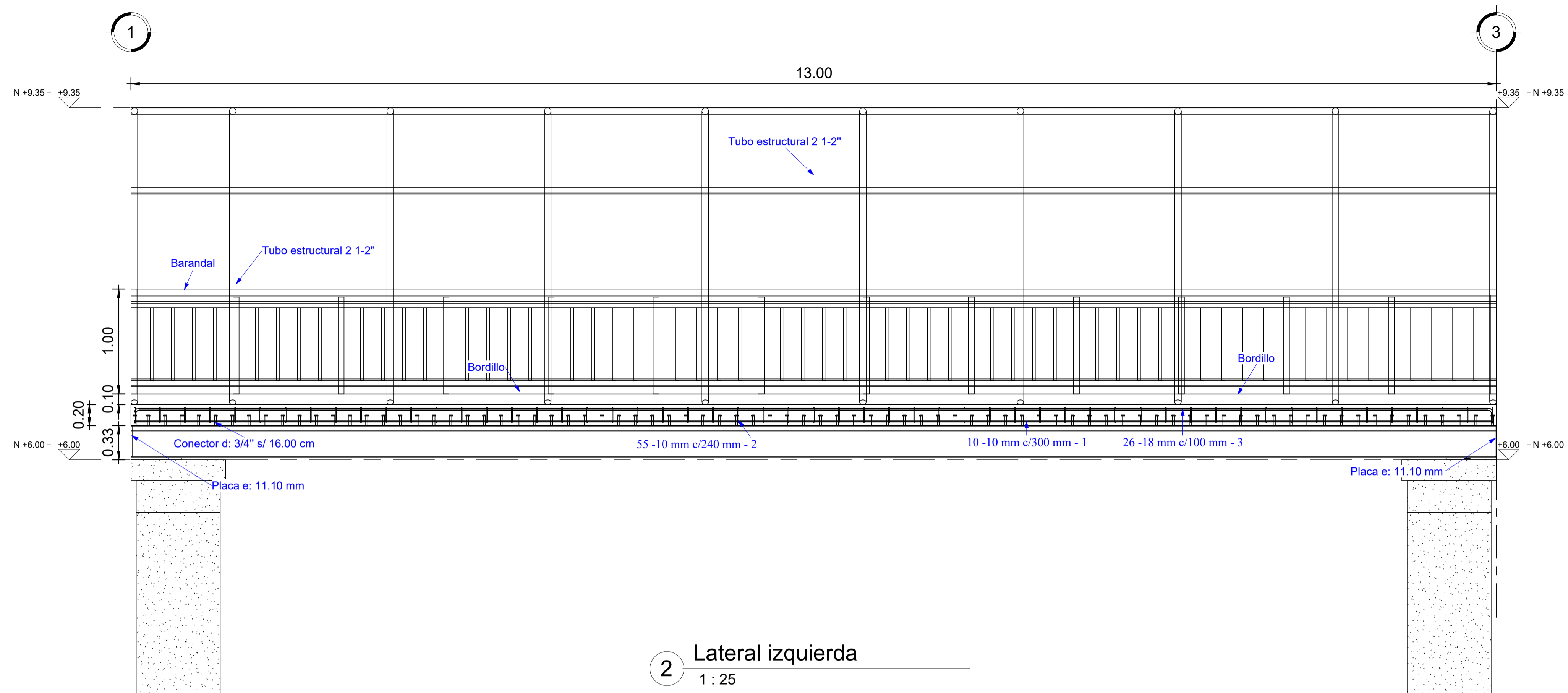


7 Viga y placas

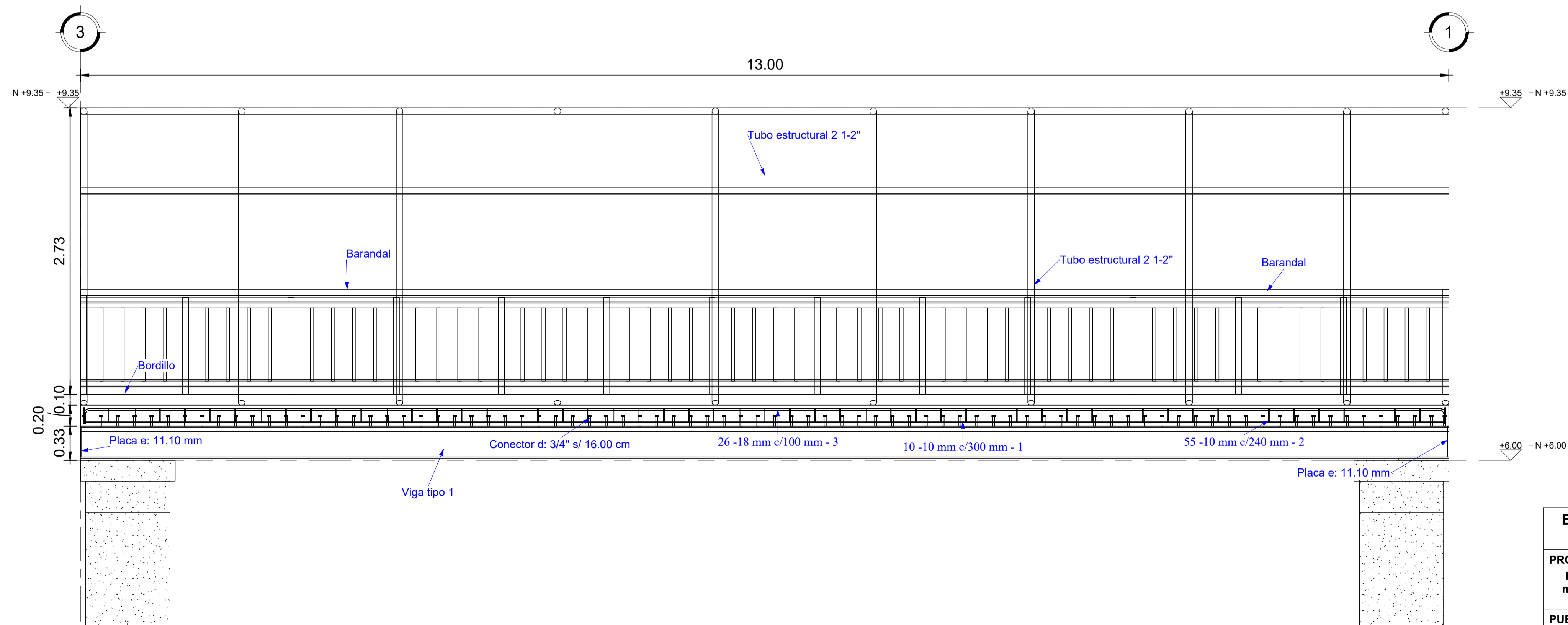


8 Armado del acero en losa

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°1 (Longitud 13 metros, ancho 2.50 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 2

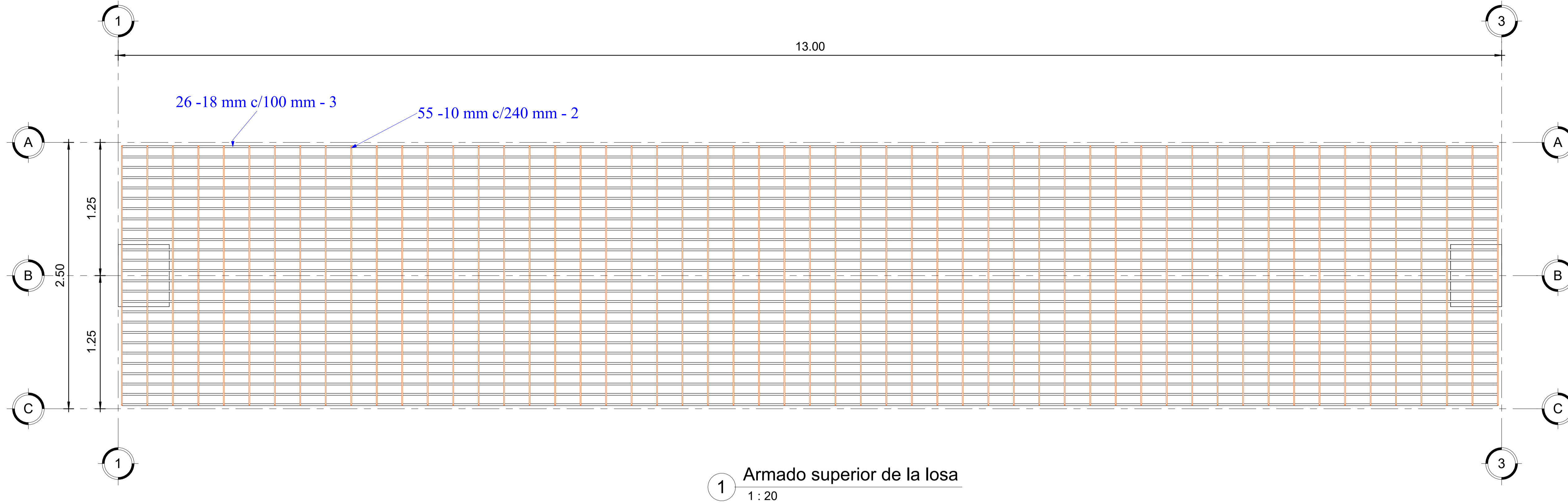


2 Lateral izquierda
1 : 25

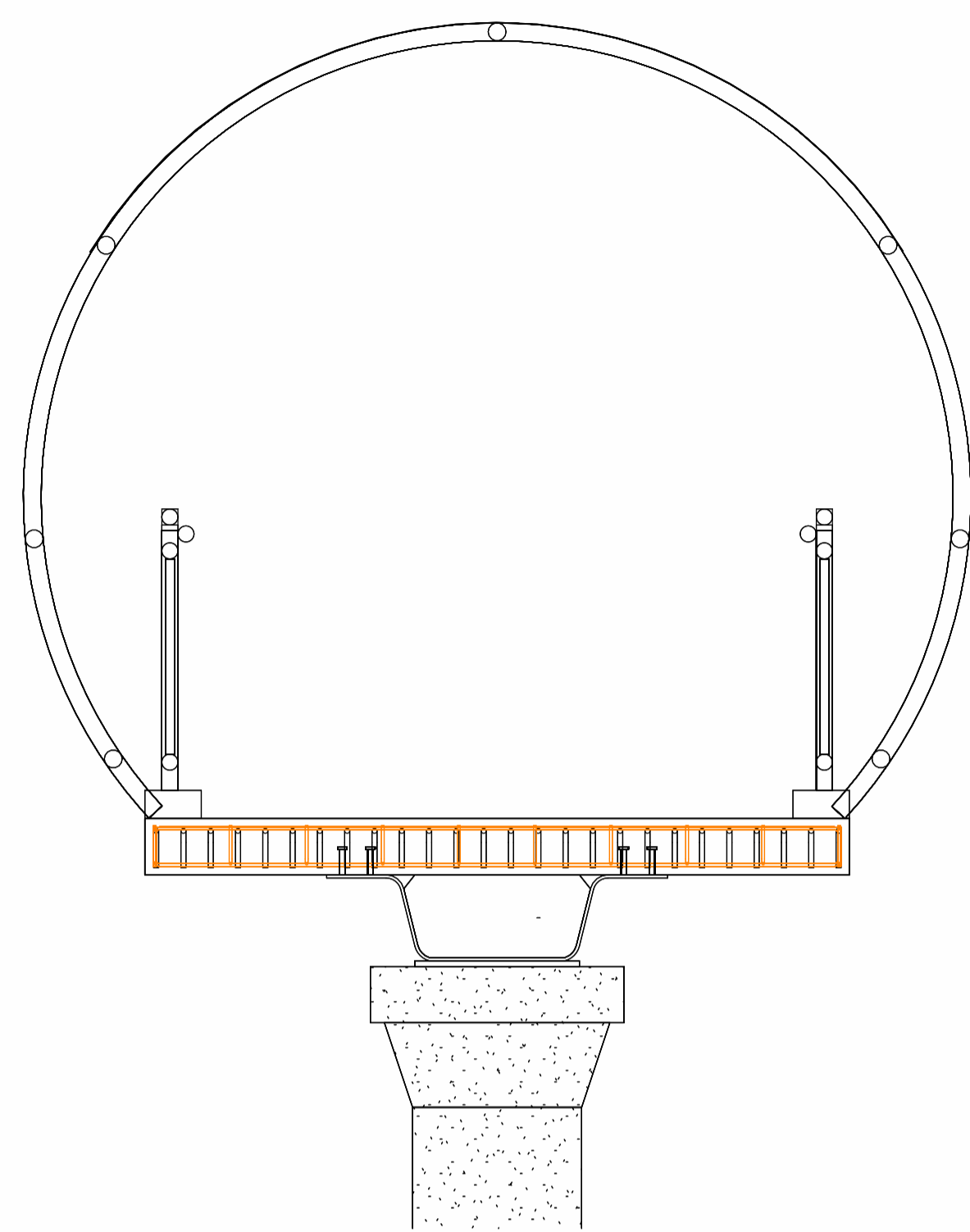


1 Lateral derecha
1 : 25

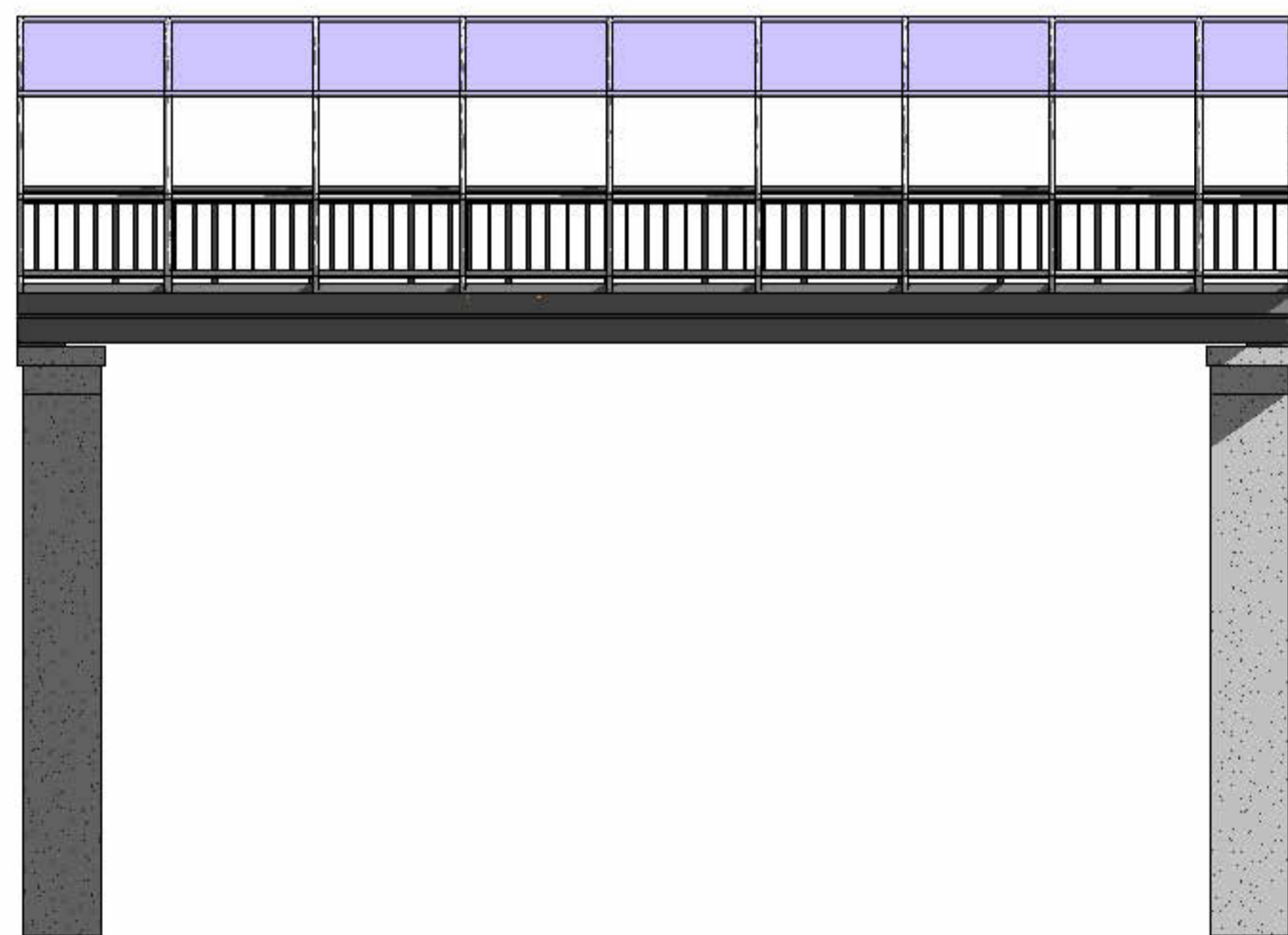
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL		
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO:		
Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°1 (Longitud 13 metros, ancho 2.50 metros)		
CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha		
ELABORADO POR:	REVISADO POR:	
Ing. Heidy Coello A.	Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA:	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 3
10-12-2025		



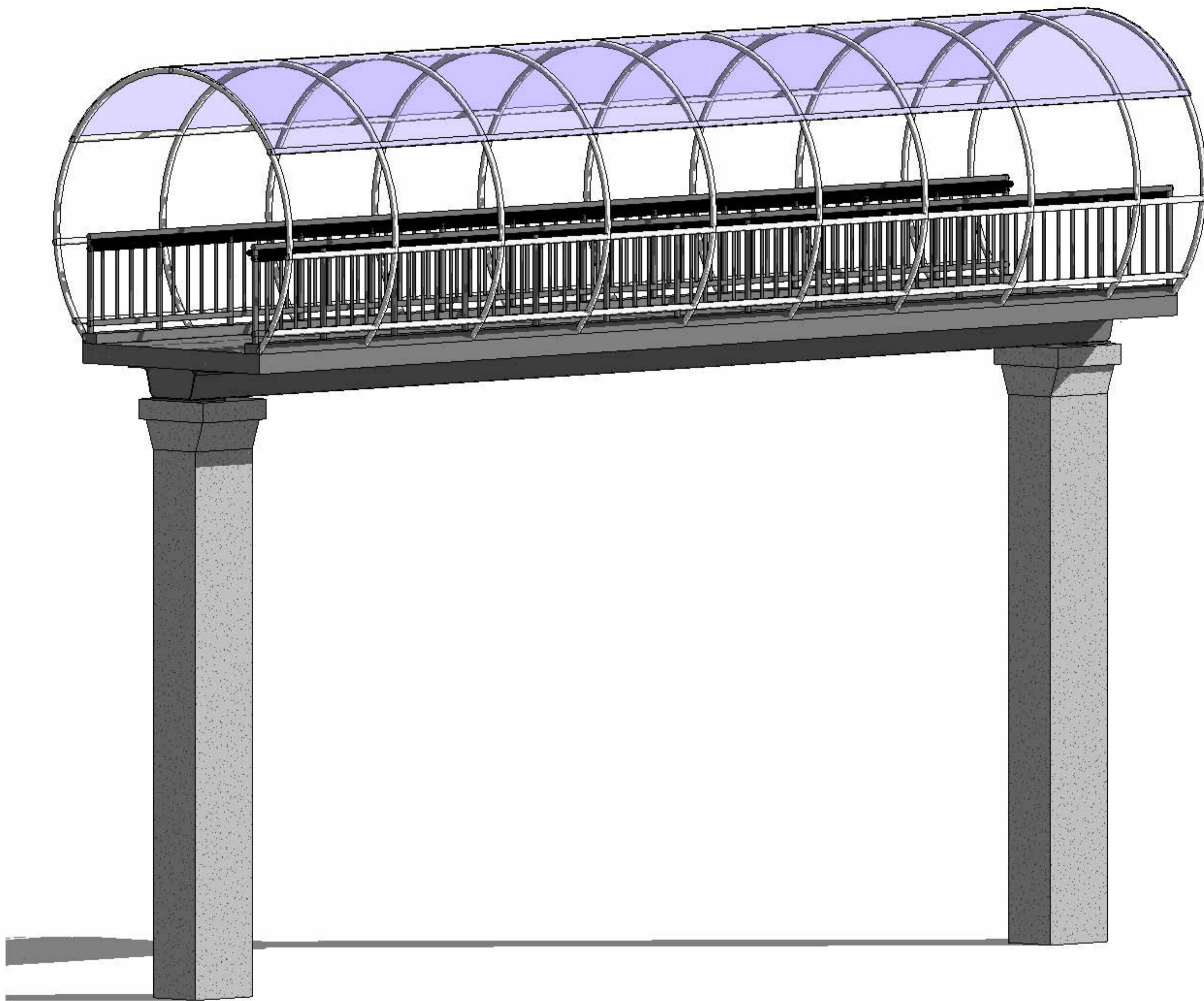
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°1 (Longitud 13 metros, ancho 2.50 metros)		
CONTIENE: Armado del acero en el tablero		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 4



2 Vista frontal



3 Vista lateral



1 3D

Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	13150 mm	87002.95 cm ³	680.36 kg
10 mm	1	13190 mm	10359.40 cm ³	81.01 kg
10 mm	2	2690 mm	11619.97 cm ³	90.87 kg
10 mm	2	2690 mm	11619.97 cm ³	90.87 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°1 (Longitud 13 metros, ancho 2.50 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

REVISADO POR:

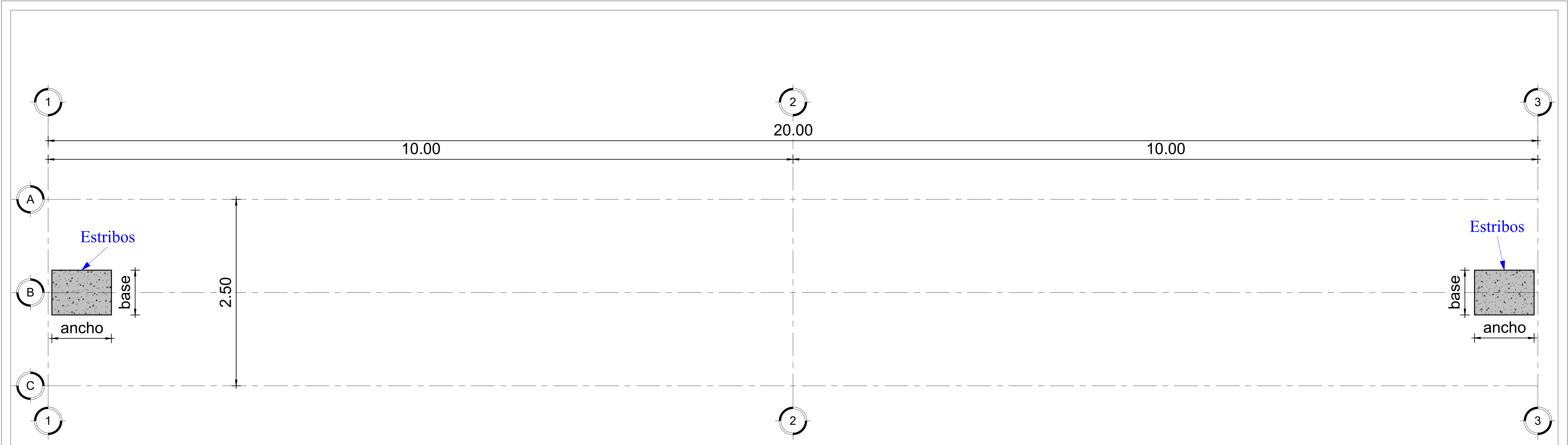
Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025

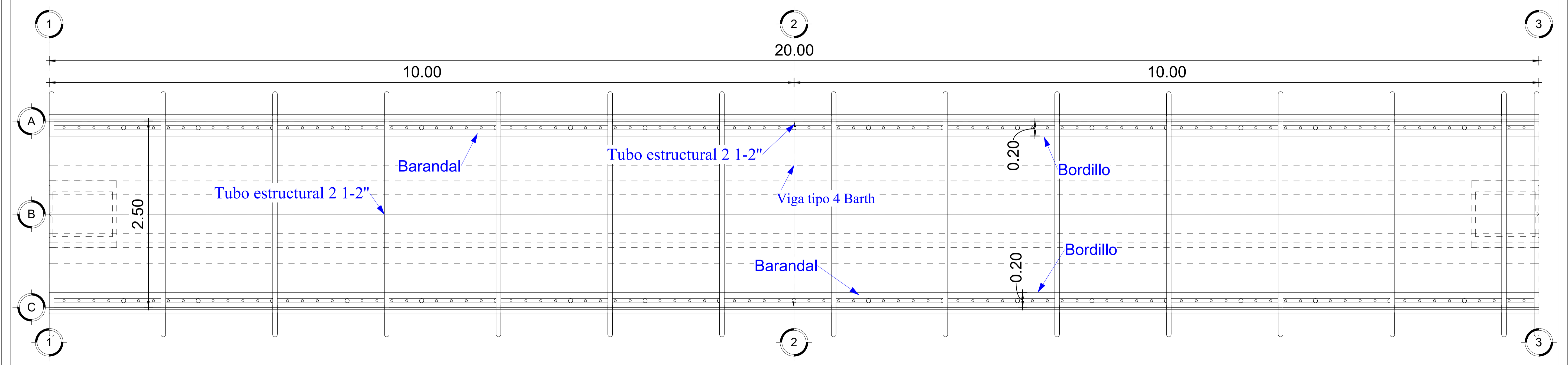
ESCALA: INDICADAS

PLANO N°: 5

Planos del puente peatonal N°2



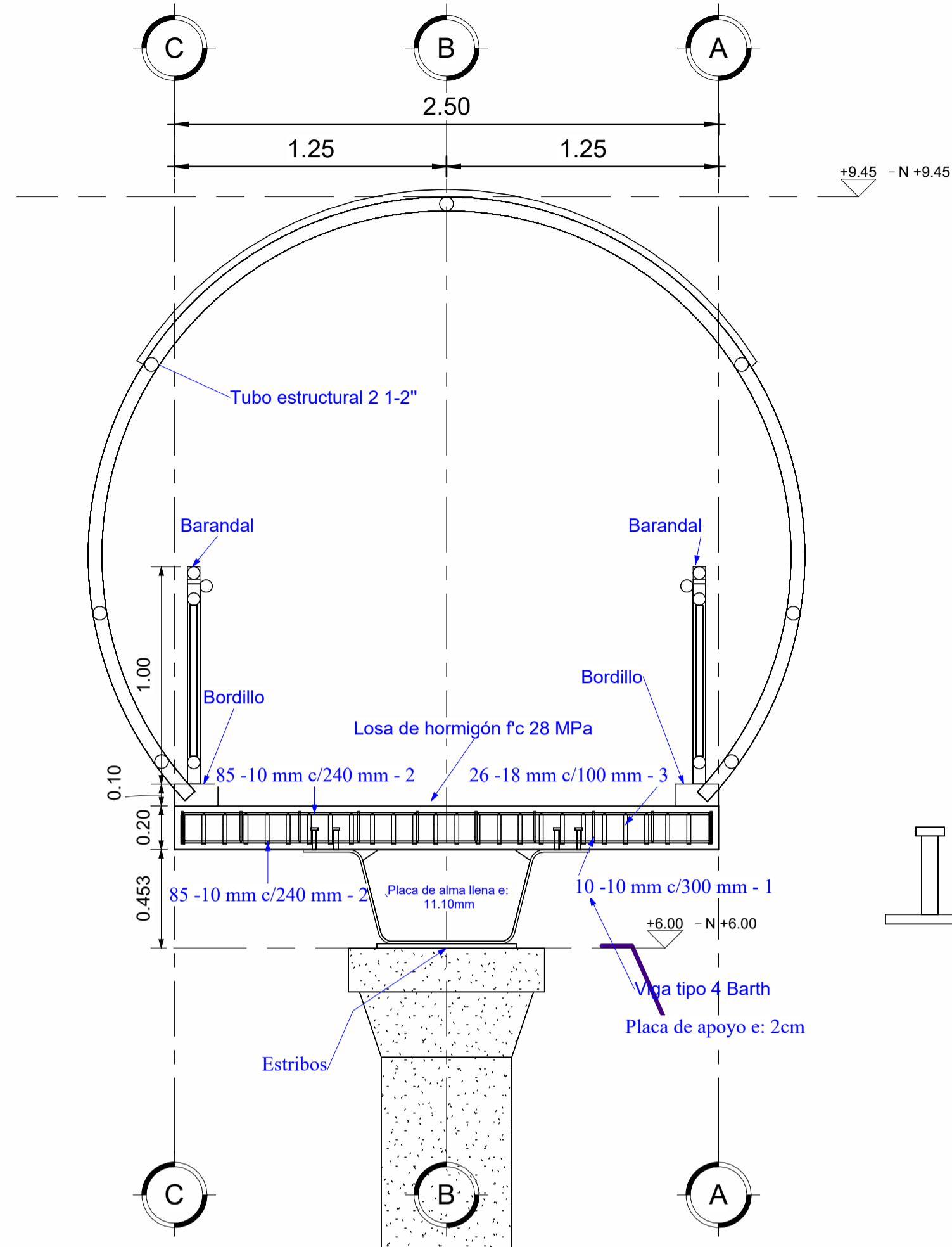
1 N + 0.00
1 : 25



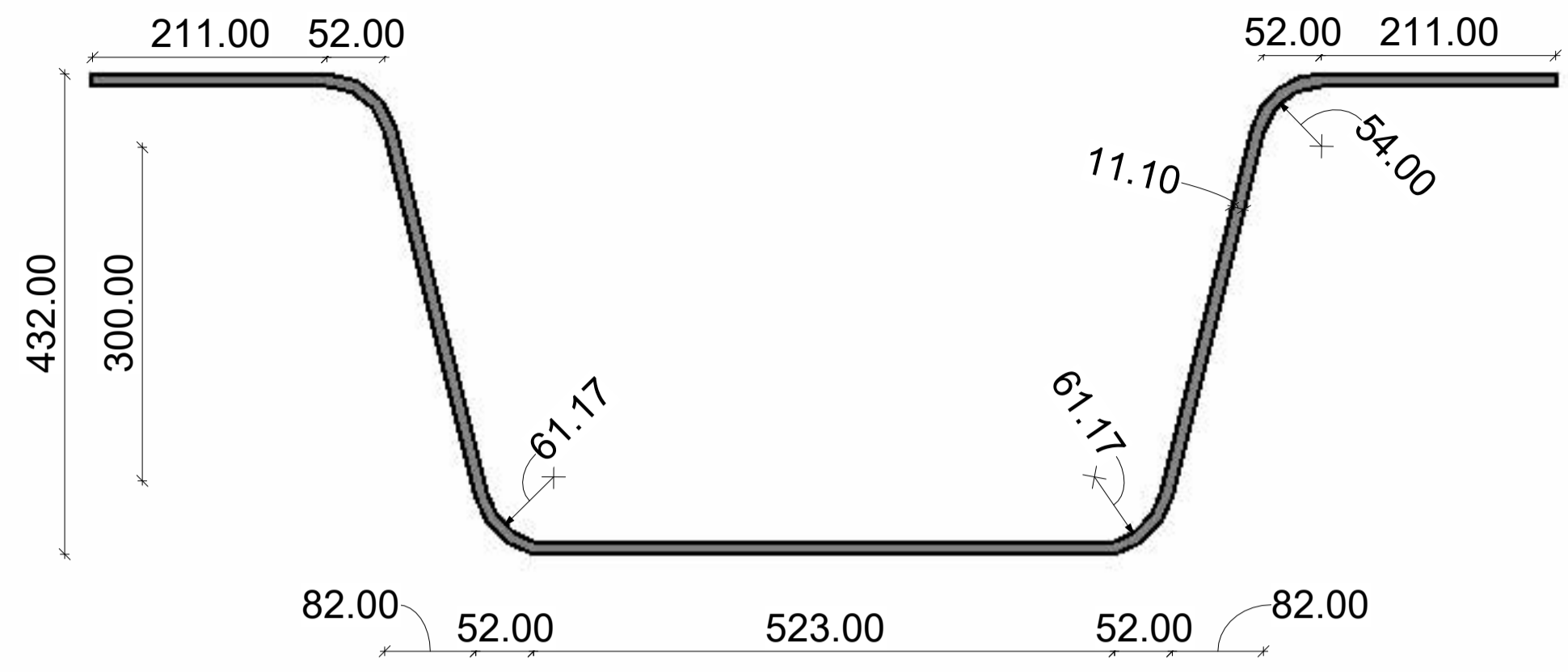
2 N + 6.00
1 : 25

NOTA: El análisis estructural solo se realizó únicamente para la superestructura, las dimensiones de los estribos fueron asumidas.

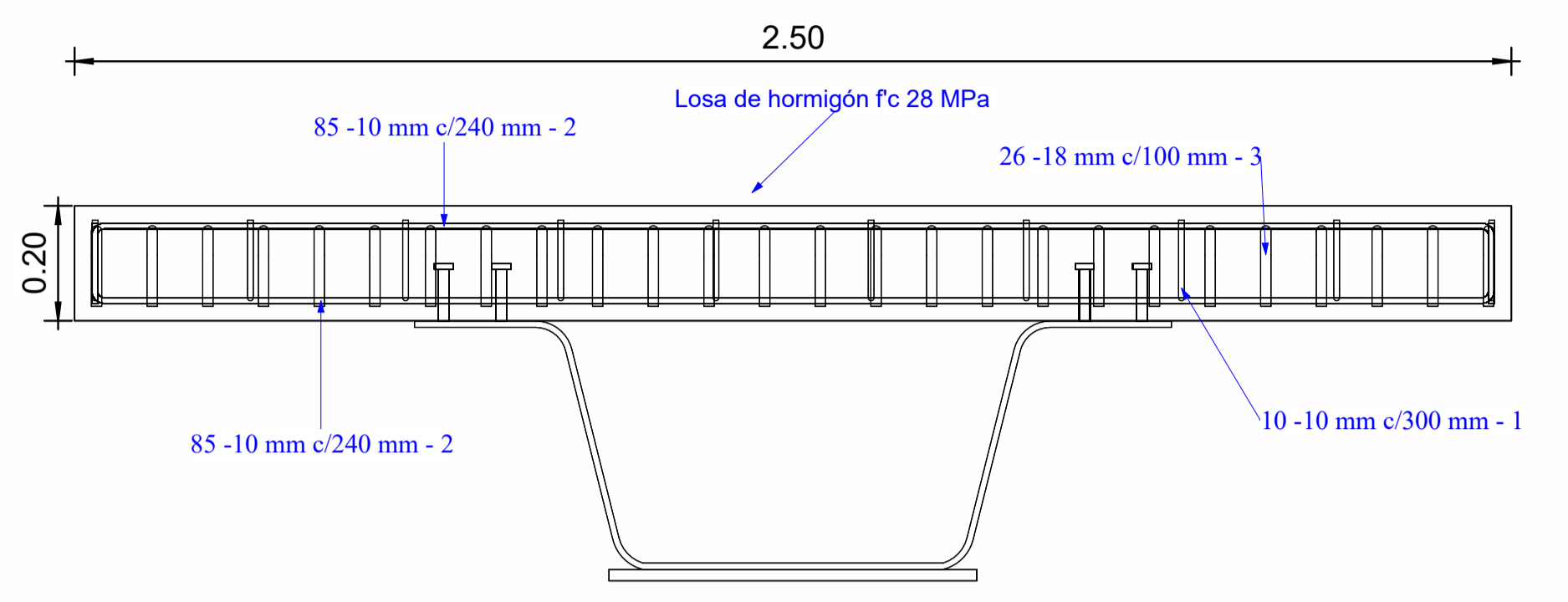
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°2 (Longitud 20 metros, ancho 2.50 metros)		
CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 6



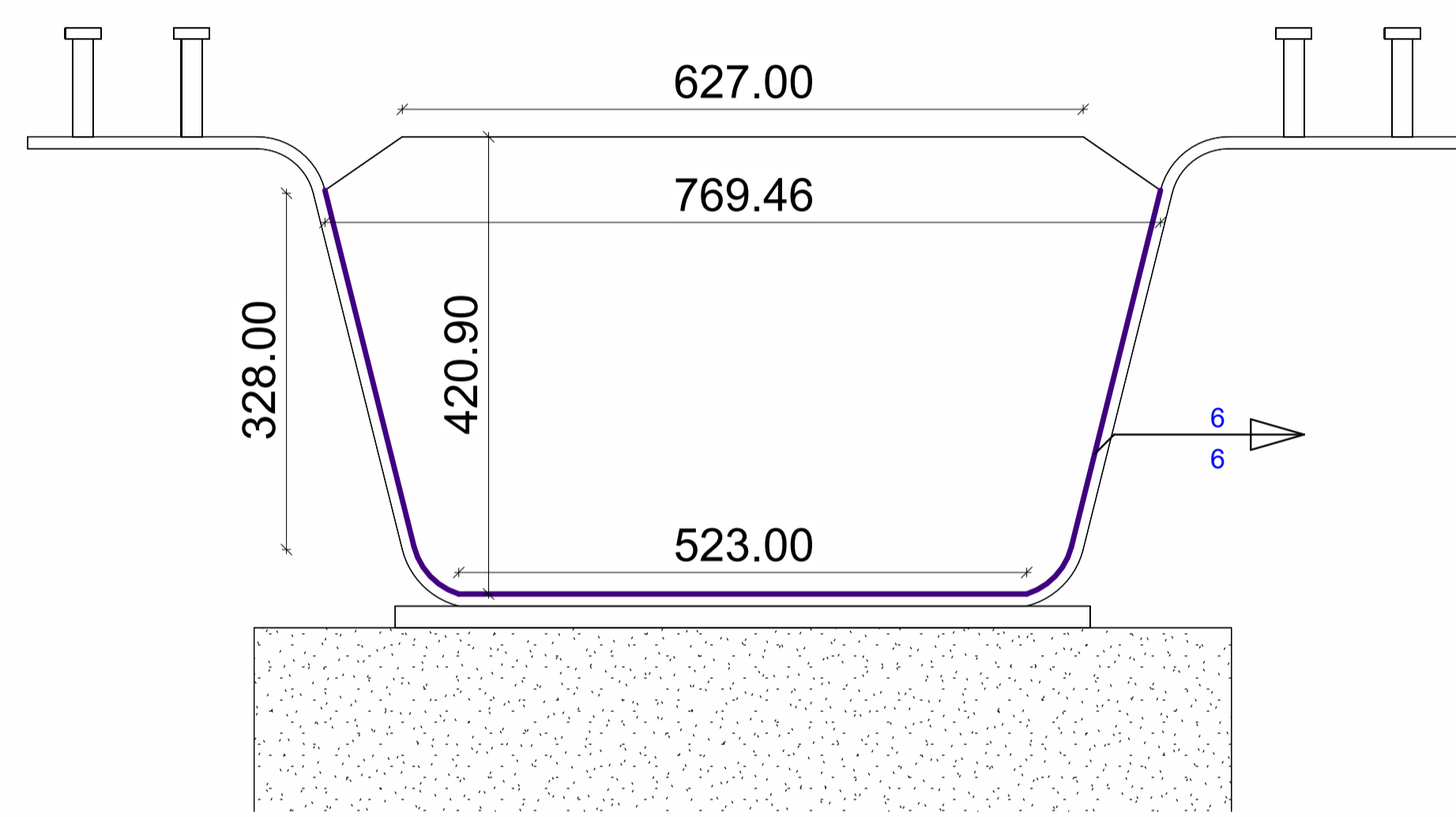
1 Vista frontal
1 : 20



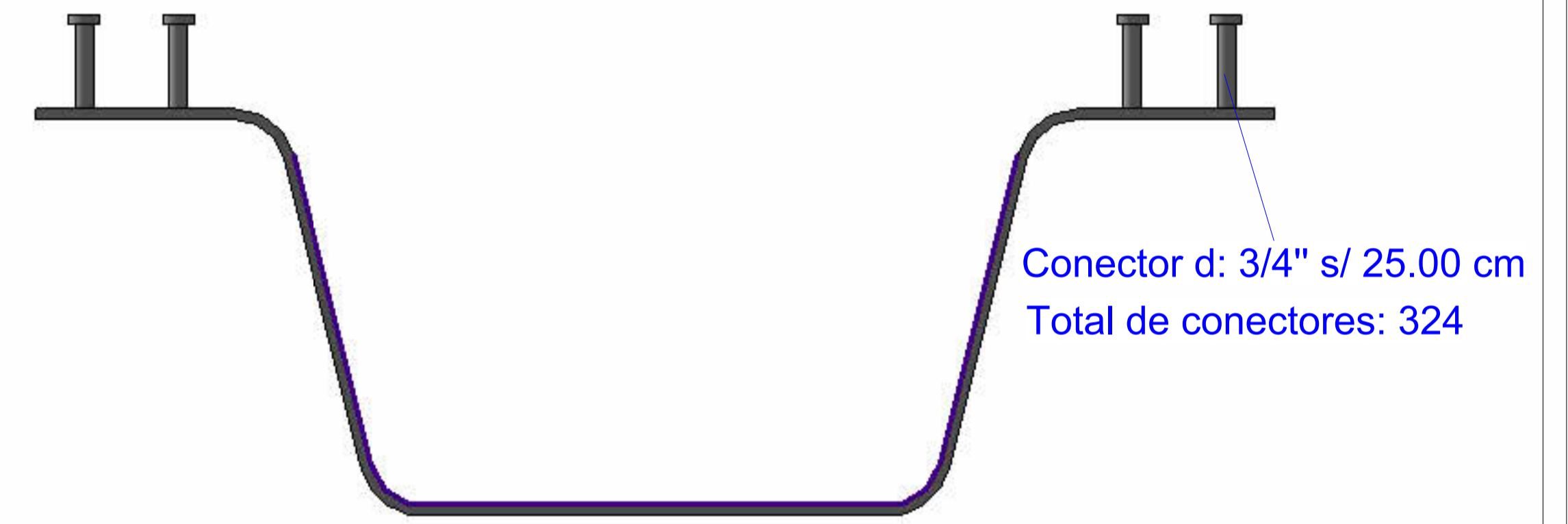
2 Sección viga tipo 4 - Barth
1 : 5



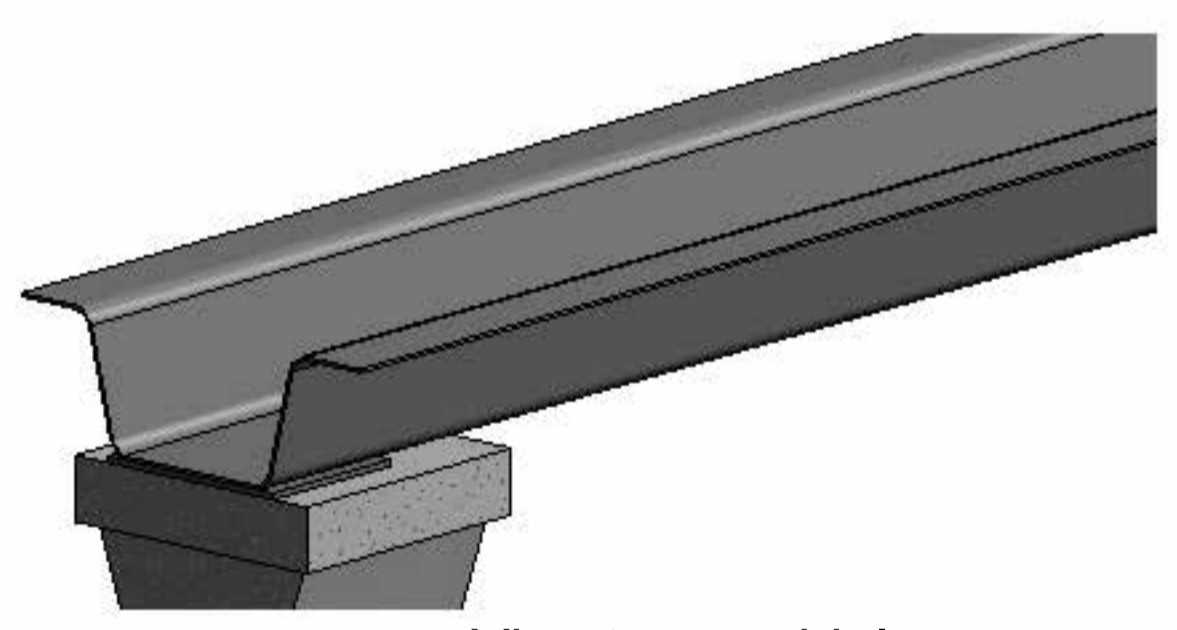
3 Refuerzo en losa
1 : 10



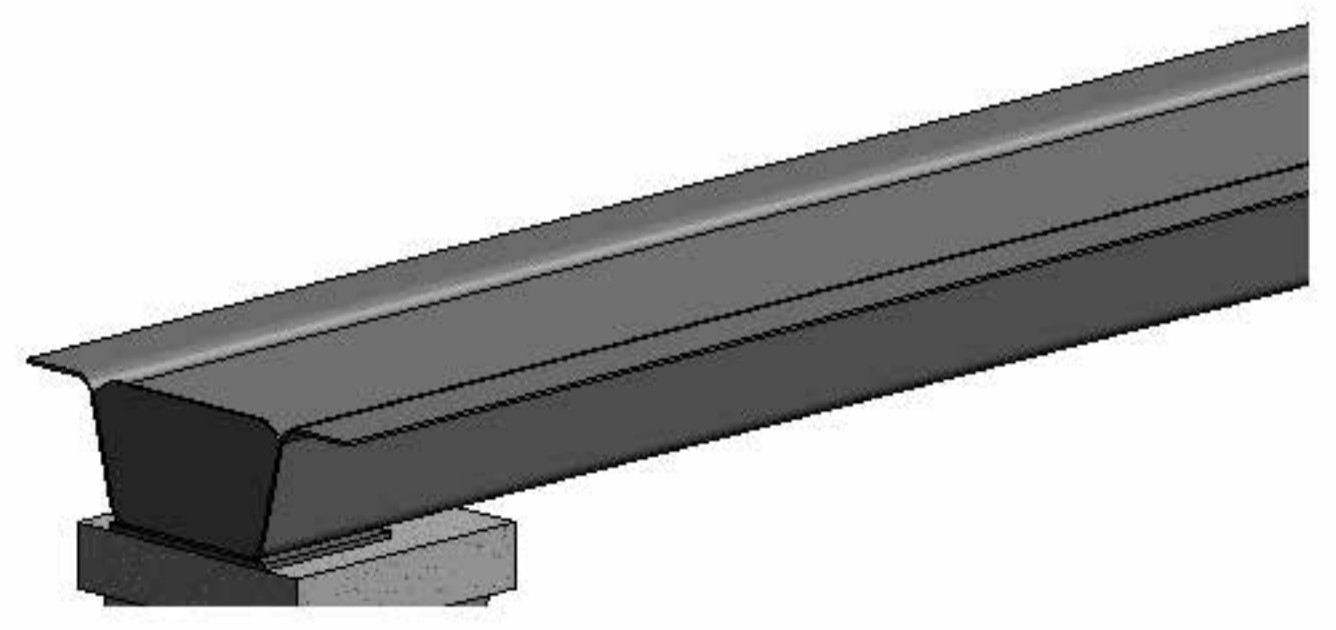
4 Placa para extremos de viga
1 : 5



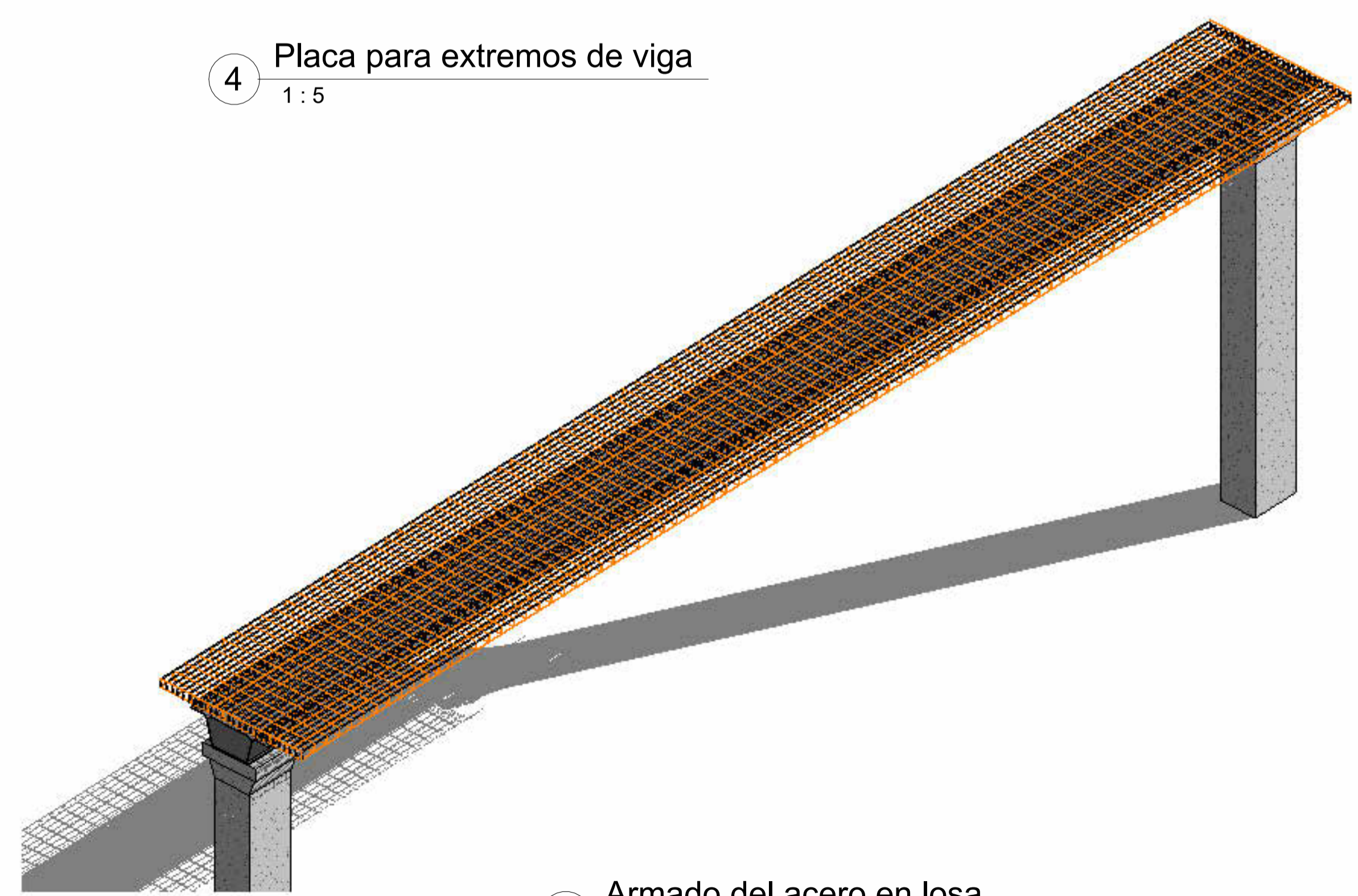
5 Conectores de cortante
1 : 5



6 Viga trapezoidal

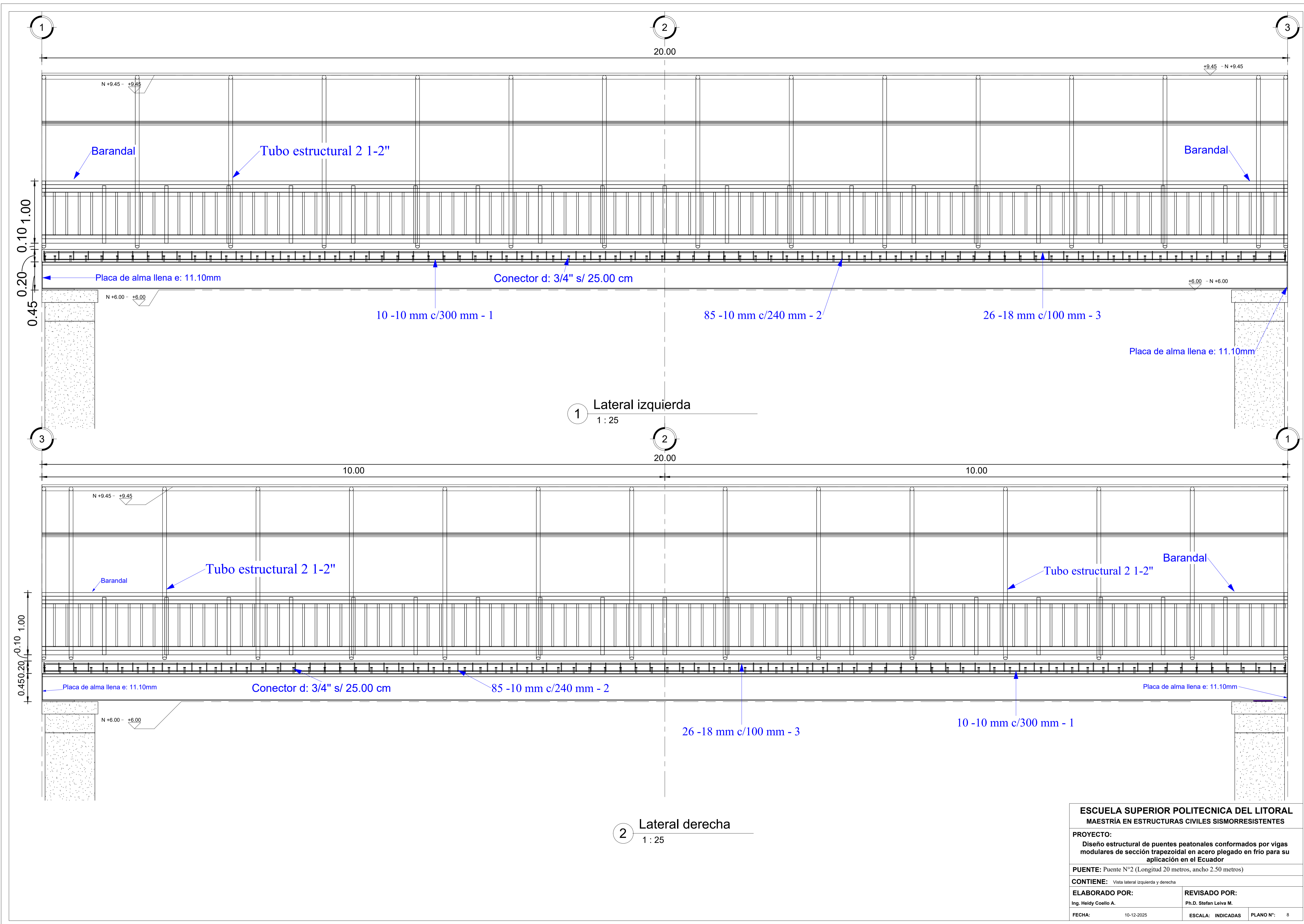


7 Viga y placas

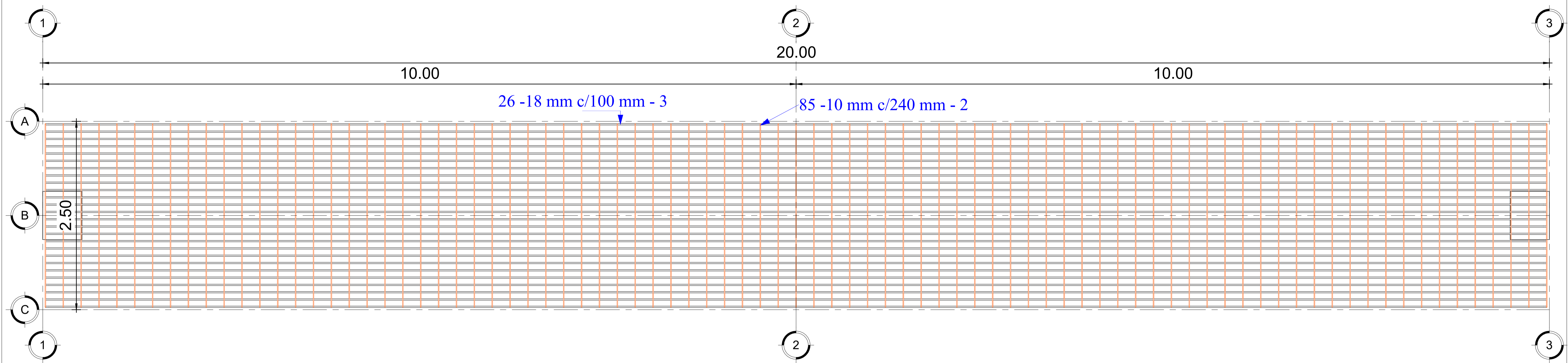


8 Armado del acero en losa

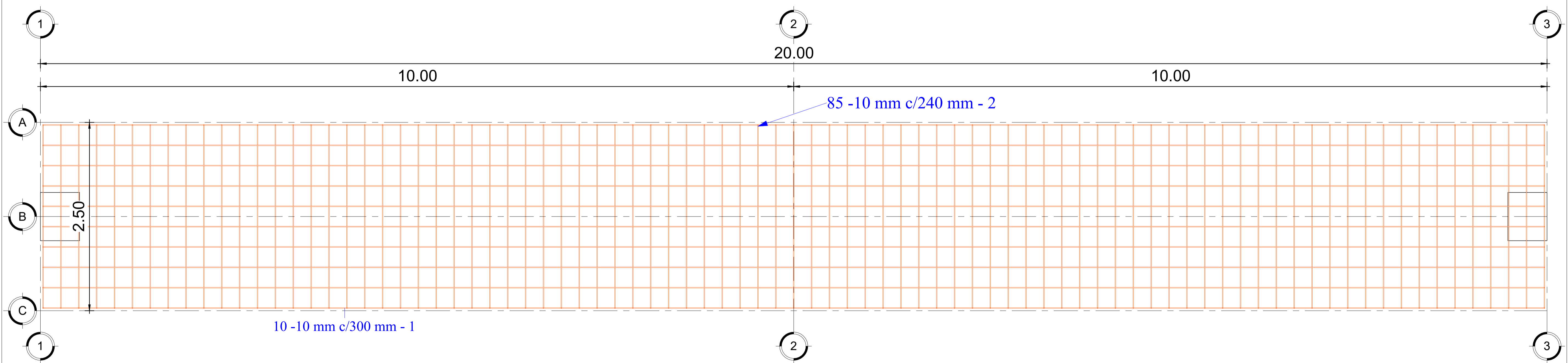
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°2 (Longitud 20 metros, ancho 2.50 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	PLANO N°: 7
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 7



ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL		
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO:		
Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°2 (Longitud 20 metros, ancho 2.50 metros)		
CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha		
ELABORADO POR:	REVISADO POR:	
Ing. Heidy Coello A.	Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA:	ESCALA:	PLANO N°:
10-12-2025	INDICADAS	8

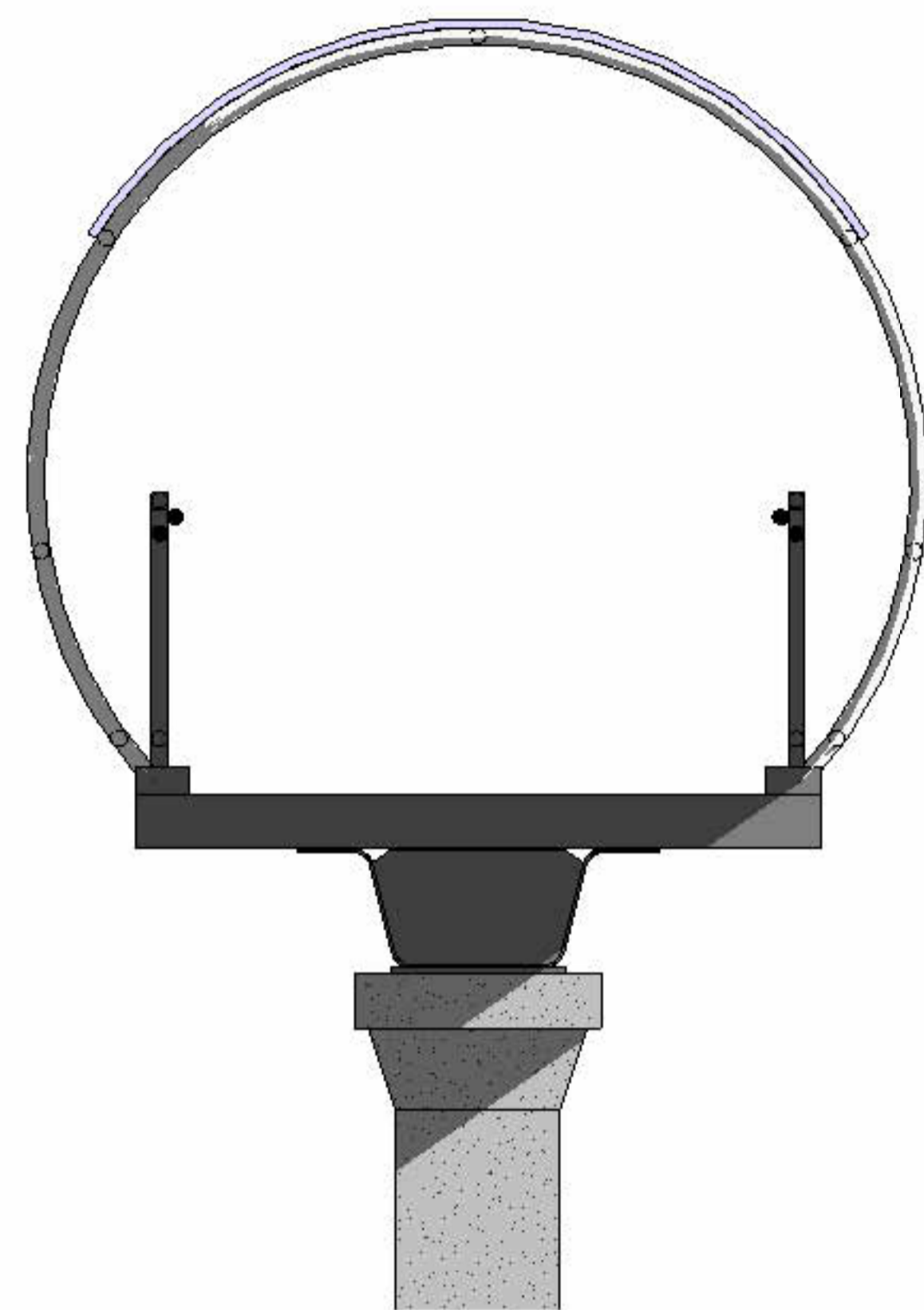


1 Armado superior de la losa
1 : 25

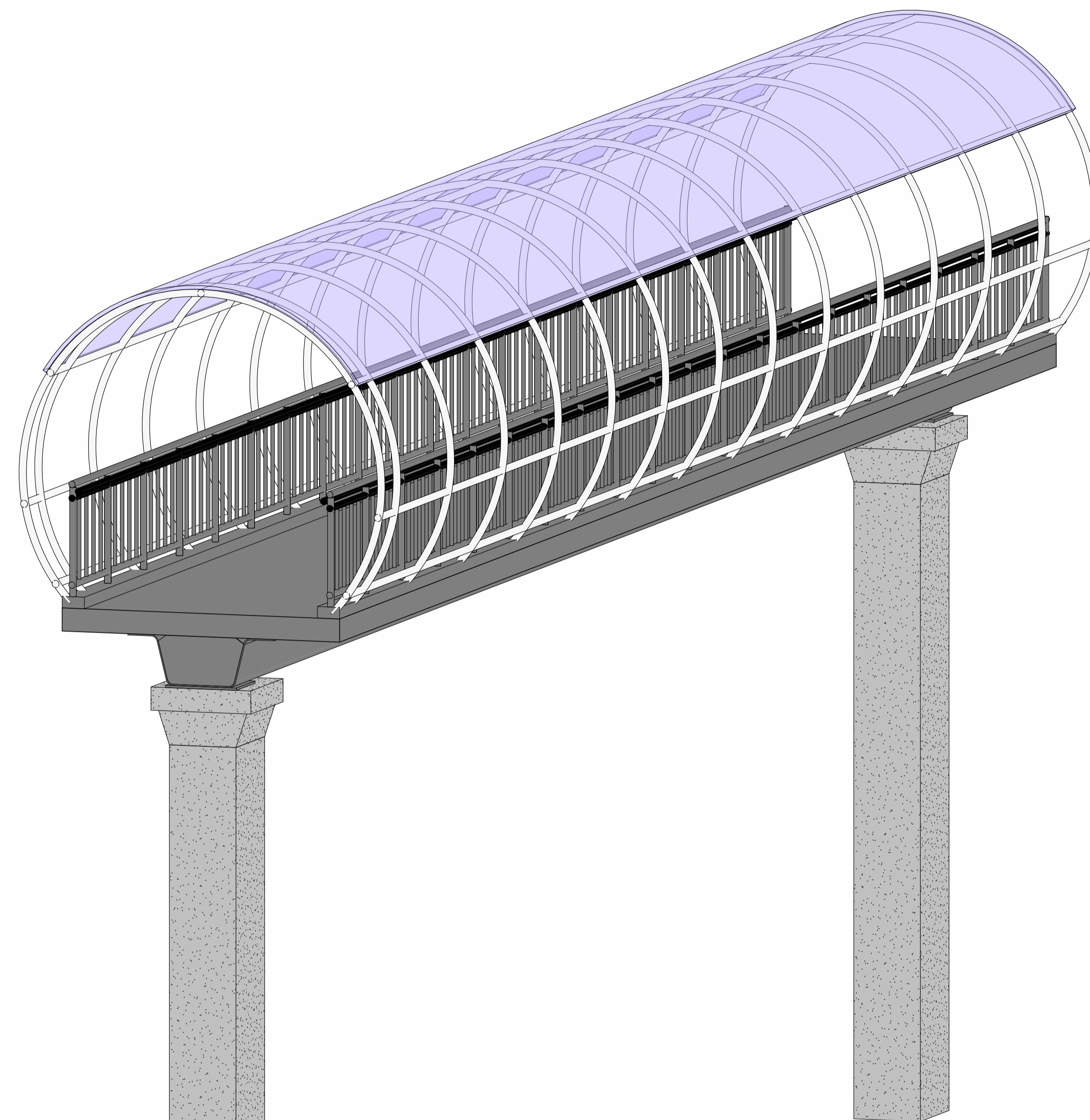


2 Armado inferior de la losa
1 : 25

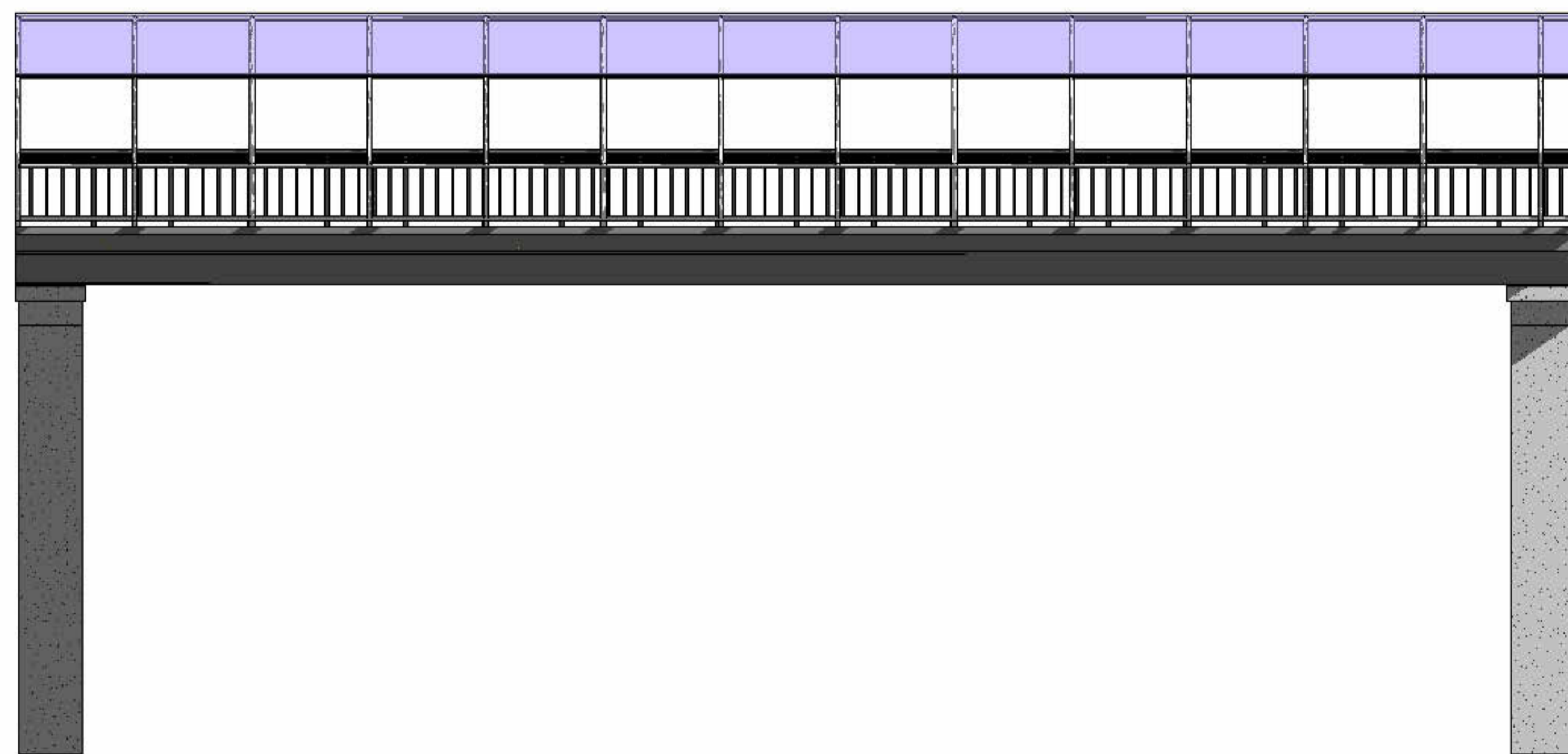
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL		
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO:		
Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°2 (Longitud 20 metros, ancho 2.50 metros)		
CONTIENE: Armado del acero en el tablero		
ELABORADO POR:	REVISADO POR:	
Ing. Heidy Coello A.	Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA:	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 9
10-12-2025		



1 Vista frontal



2 3D



3 Vista lateral

Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	20150 mm	133316.31 cm ³	1042.53 kg
10 mm	1	20190 mm	15857.19 cm ³	124.00 kg
10 mm	2	2690 mm	17958.13 cm ³	140.43 kg
10 mm	2	2690 mm	17958.13 cm ³	140.43 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°2 (Longitud 20 metros, ancho 2.50 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

REVISADO POR:

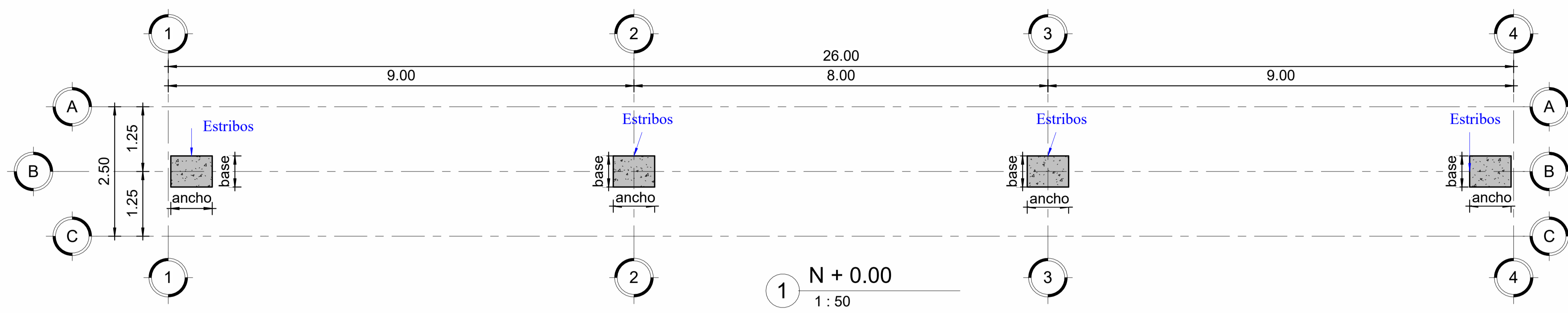
Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025

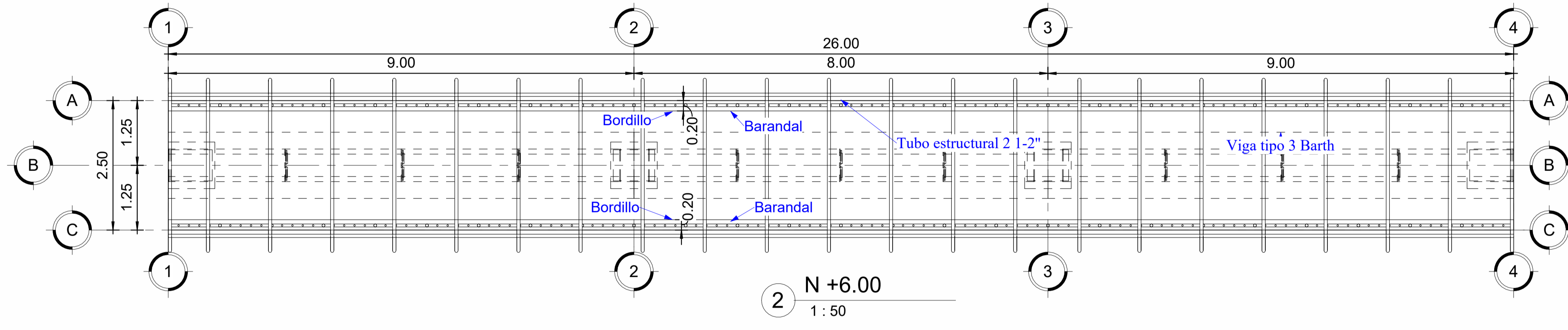
ESCALA: INDICADAS

PLANO N°: 10

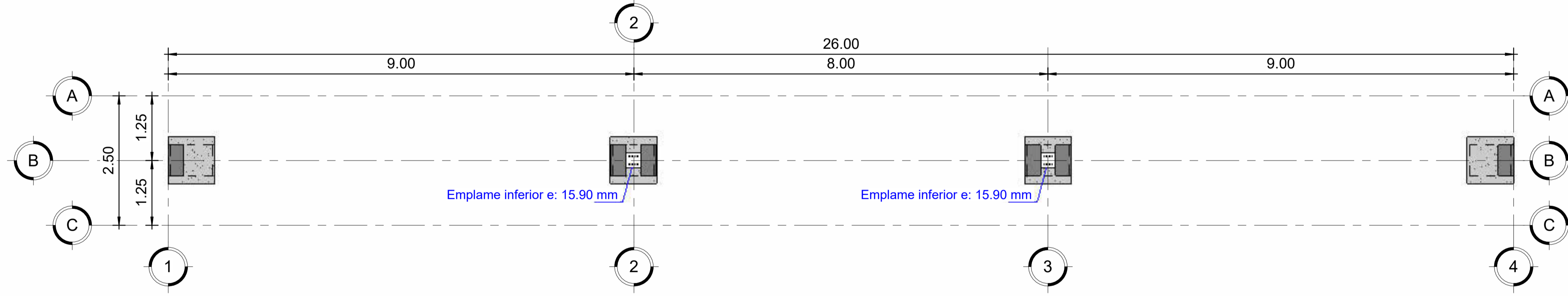
Planos del puente peatonal N°3



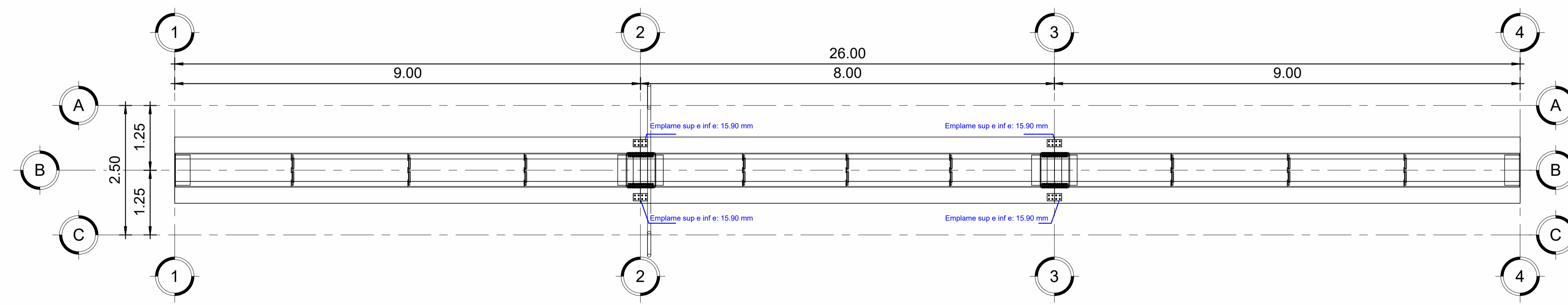
1 N + 0.00
1 : 50



2 N + 6.00
1 : 50

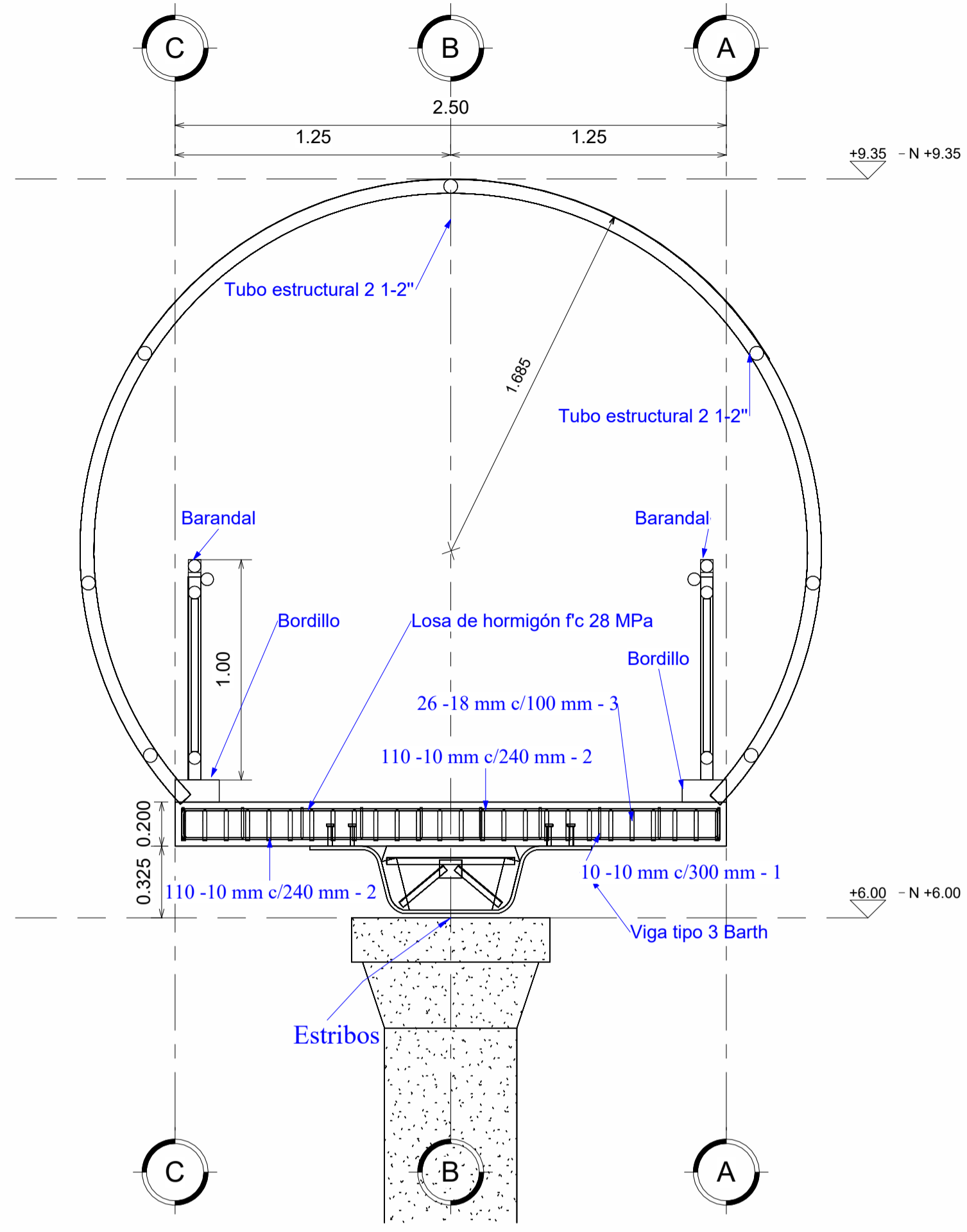


3 Implantación de emplames inferiores
1 : 50

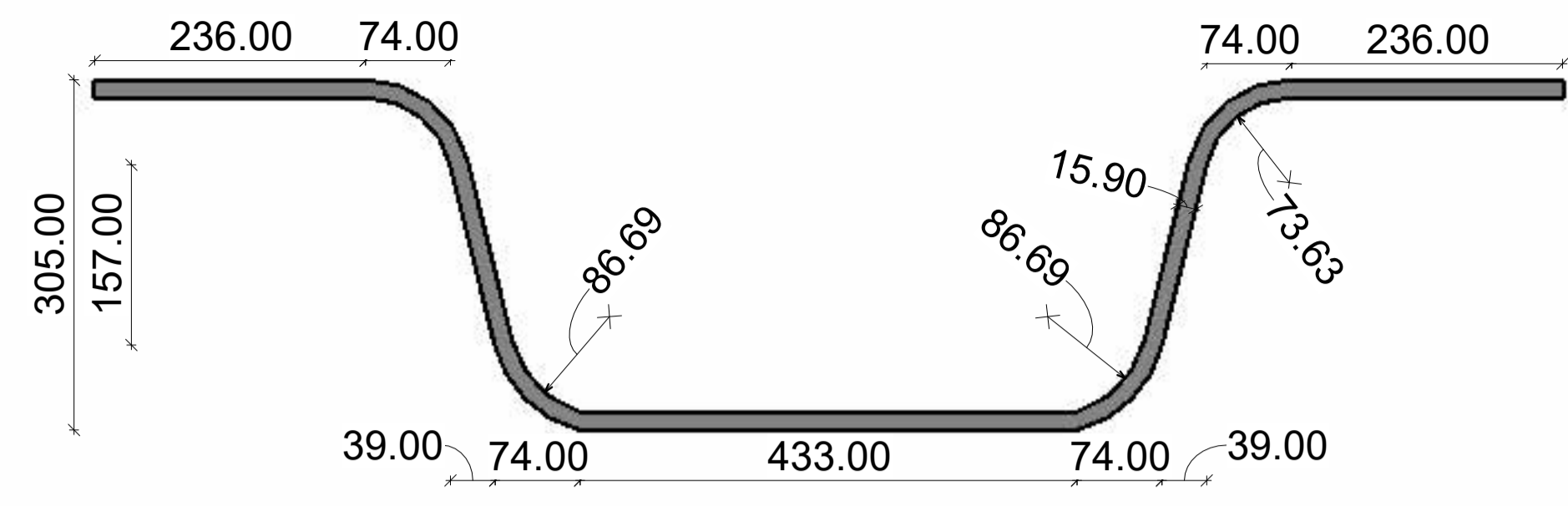


4 Implantación de emplames en alas superiores
1 : 50

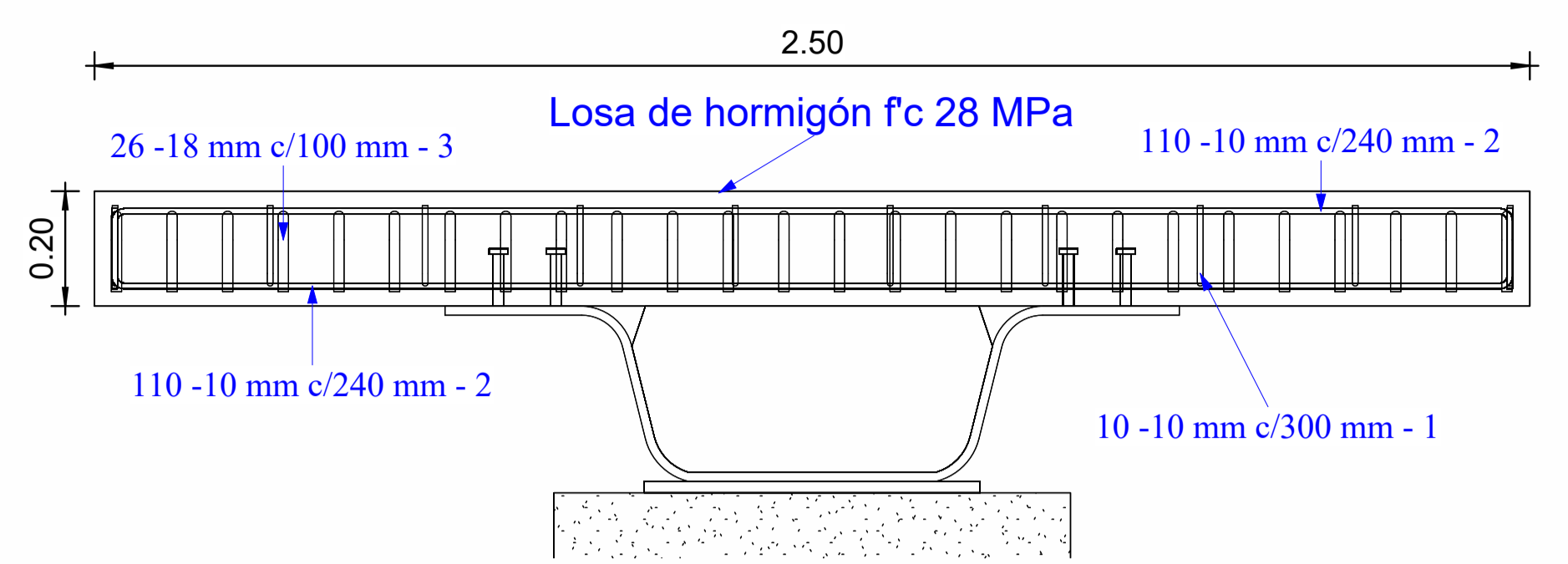
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL		
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°3 (Longitud 26 metros, ancho 2.50 metros)		
CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 11



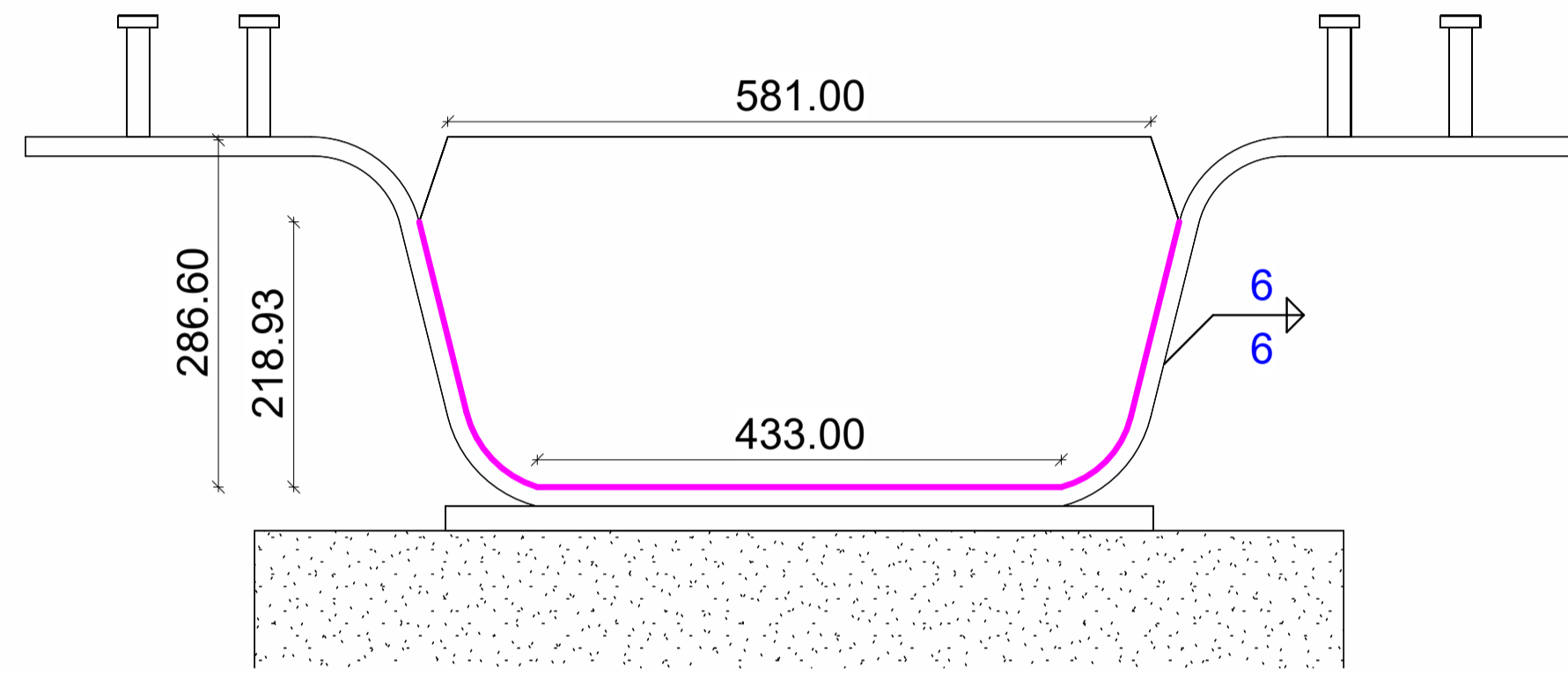
1 Vista frontal
1:20



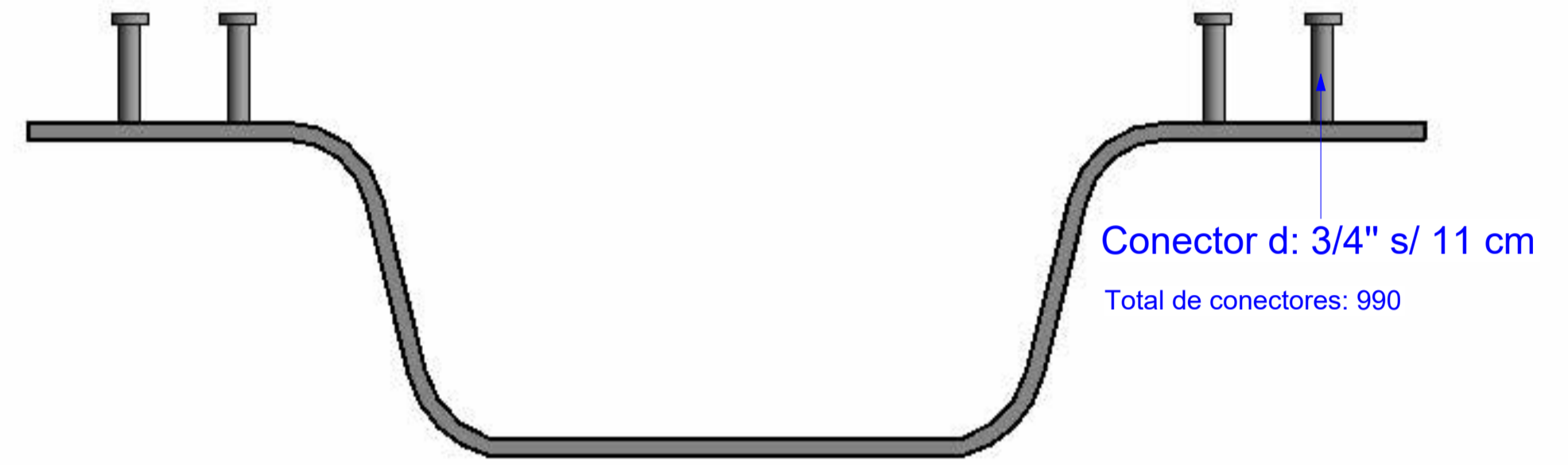
2 Sección viga tipo 3 - Barth
1:5



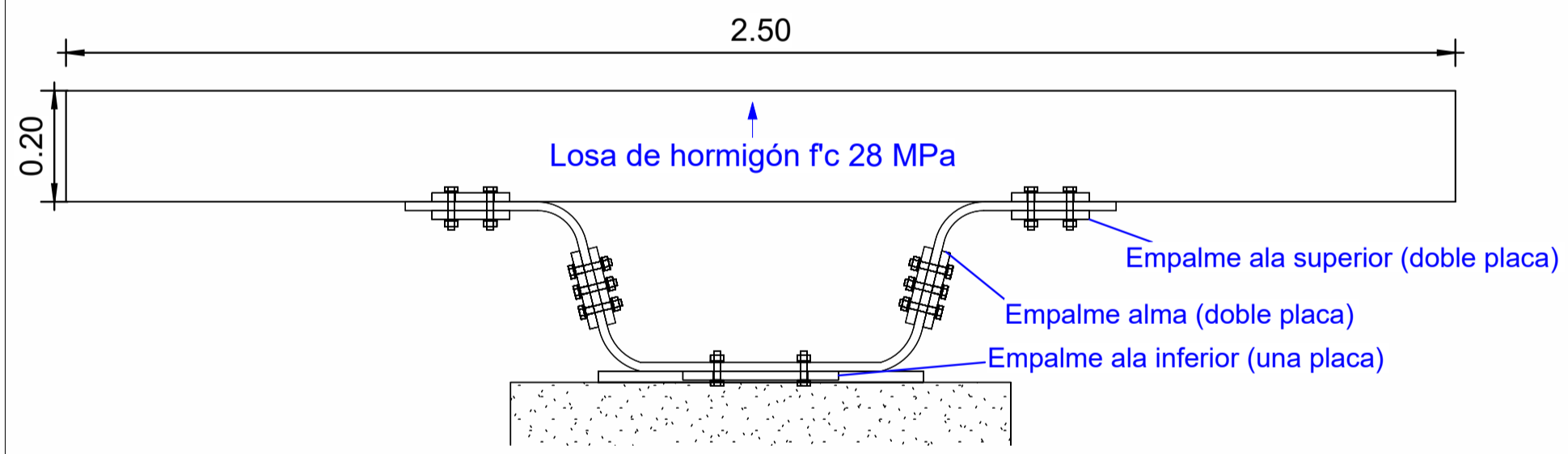
7 Refuerzo en losa
1:10



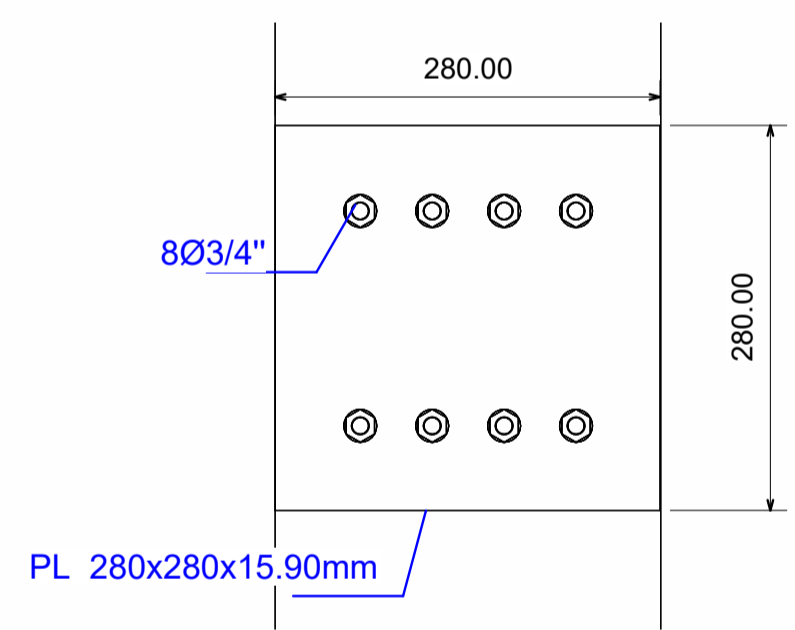
3 Placa para extremos de viga
1:5



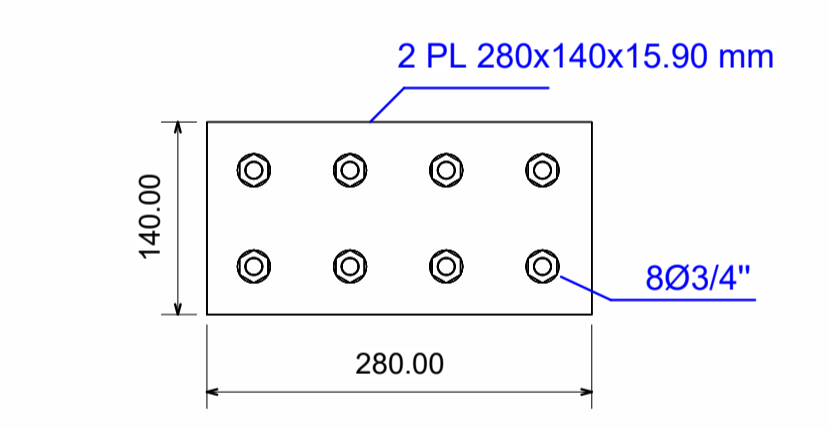
8 Conectores de cortante
1:5



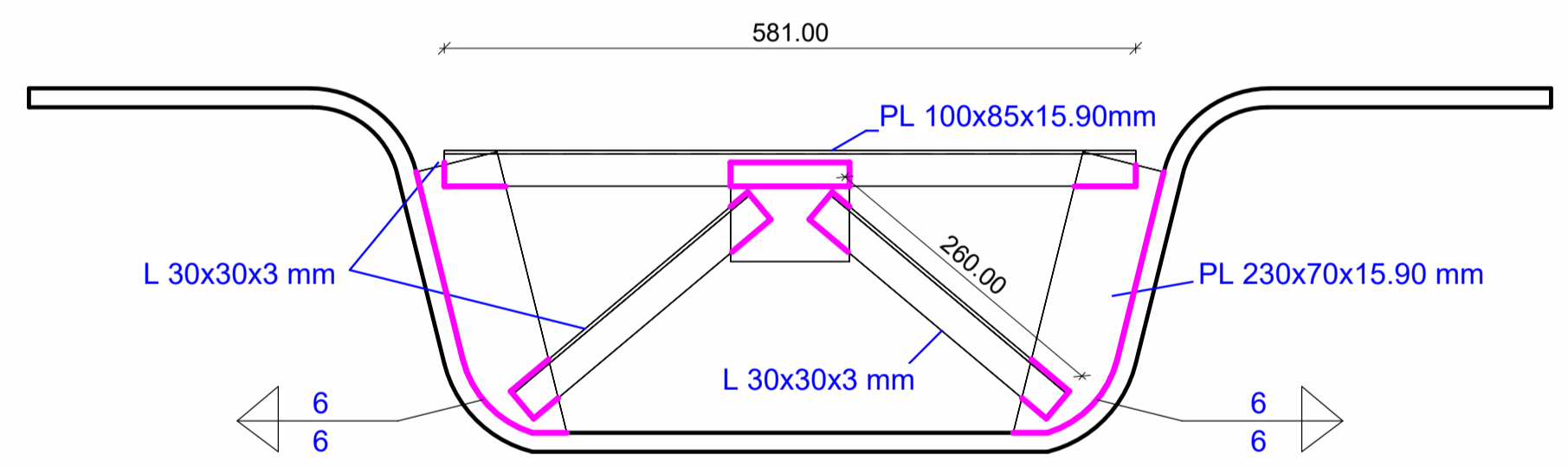
4 Empalme viga - viga
1:10



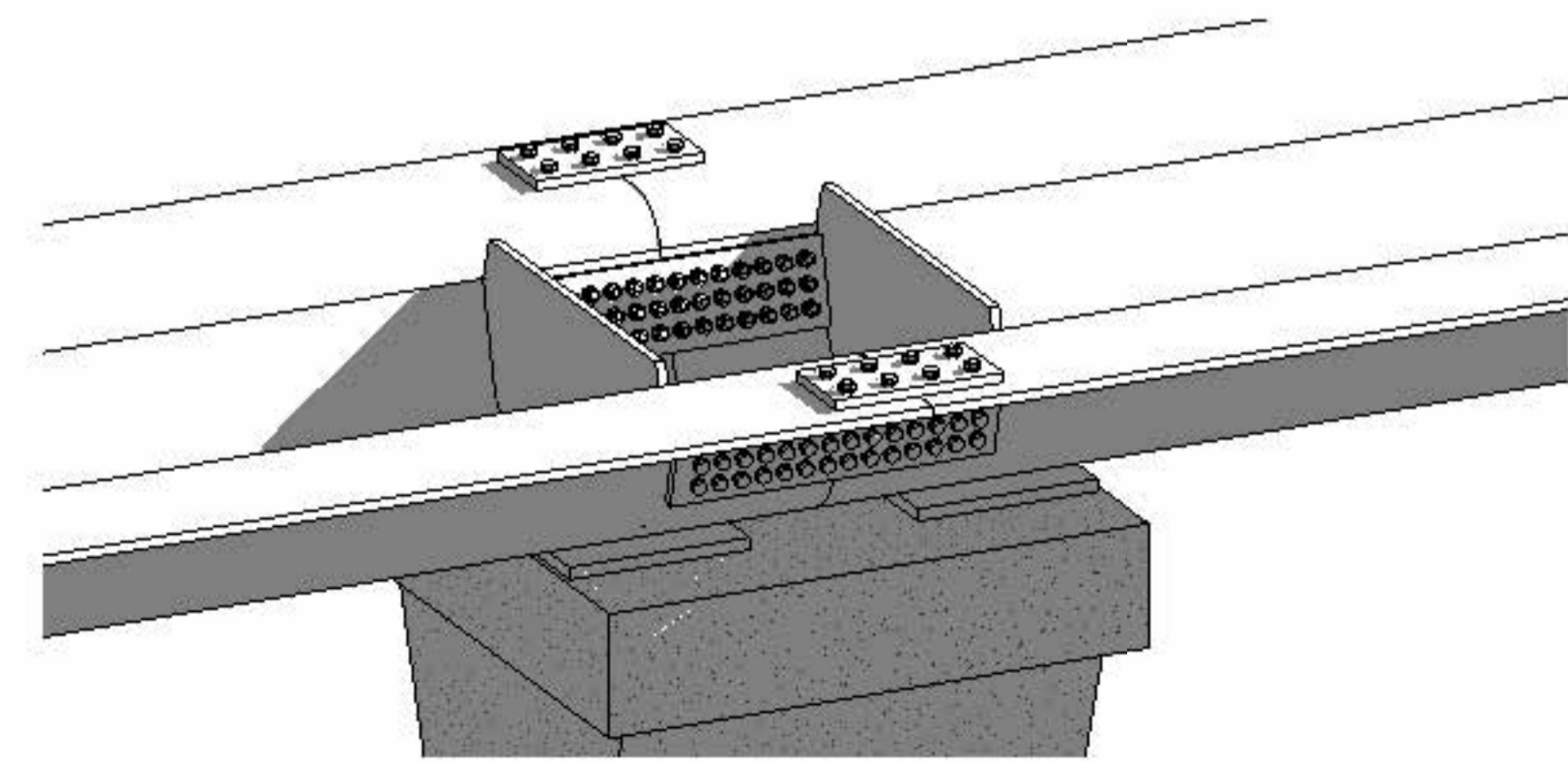
6 Empalme en ala inferior
1:5



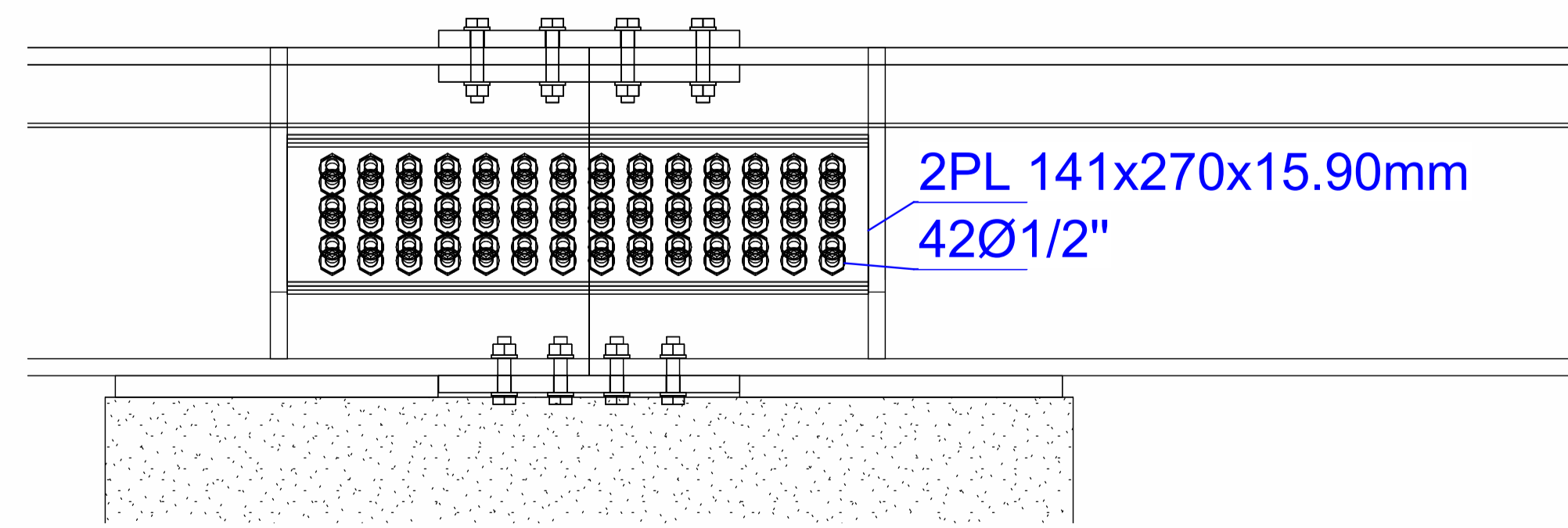
5 Emplame en alas superiores
1:5



10 Arriostramientos internos
1:5

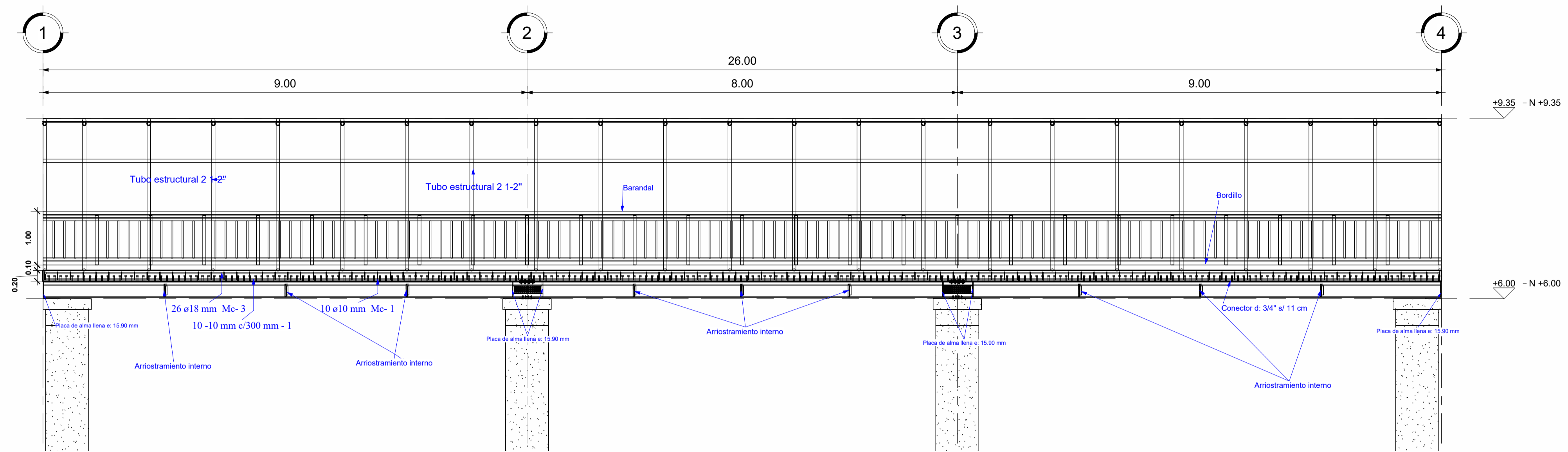


9 Empalme viga-viga

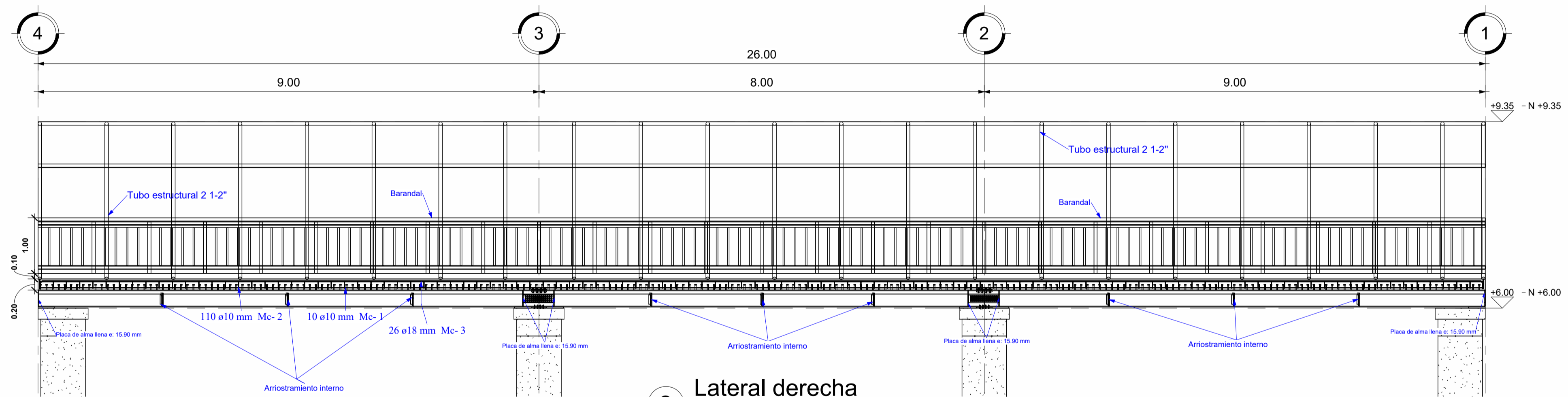


11 Empalme en alma
1:5

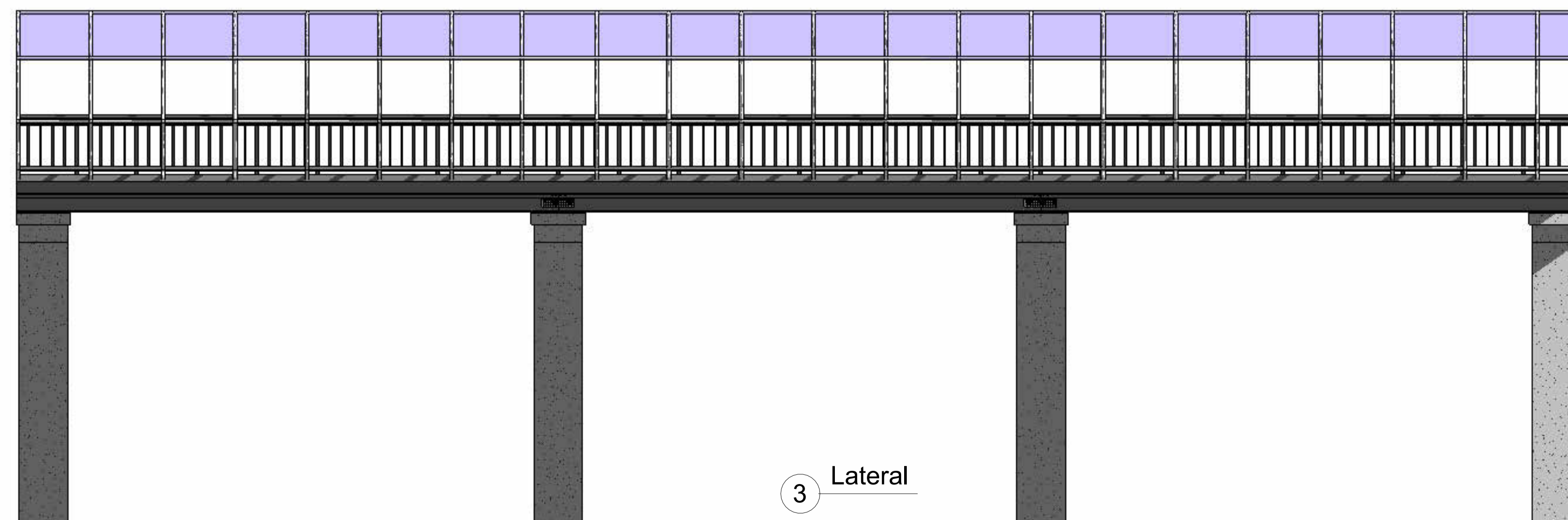
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°3 (Longitud 26 metros, ancho 2.50 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 12



1 Lateral izquierda
1 : 50

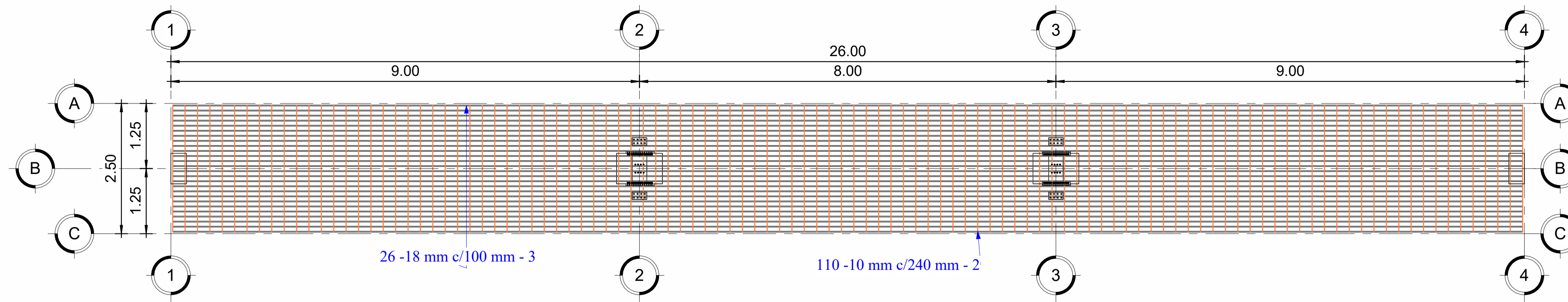


2 Lateral derecha
1 : 50

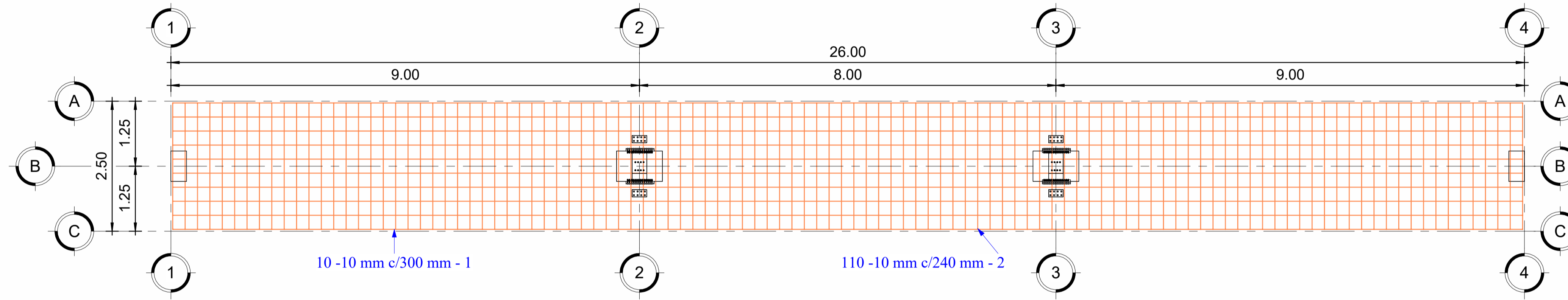


3 Lateral

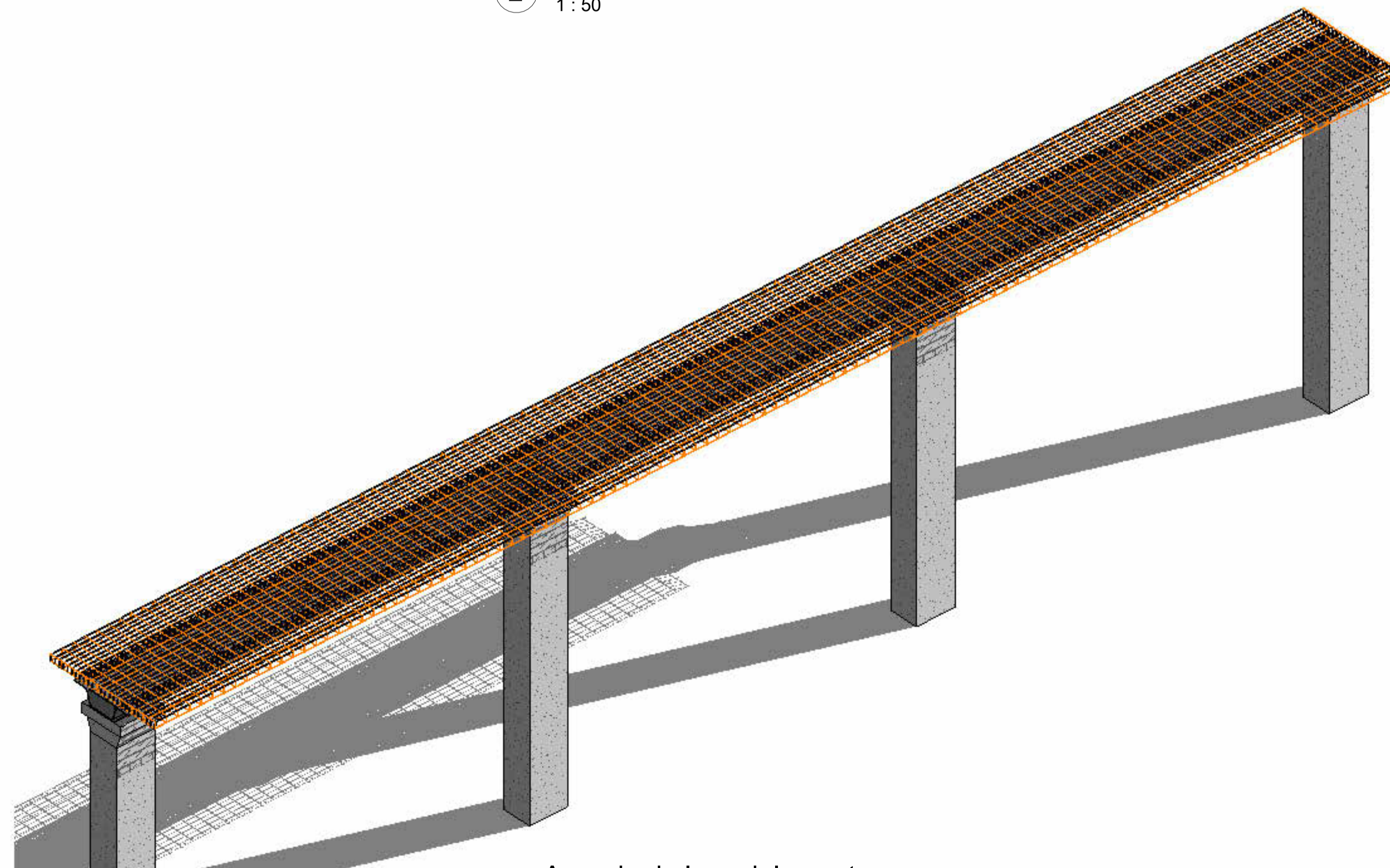
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°3 (Longitud 26 metros, ancho 2.50 metros)		
CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 13



1 Armado superior de la losa
1 : 50



2 Armado inferior de la losa
1 : 50



3 Armado de losa del puente

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°3 (Longitud 26 metros, ancho 2.50 metros)

CONTIENE: Armado del acero en el tablero

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

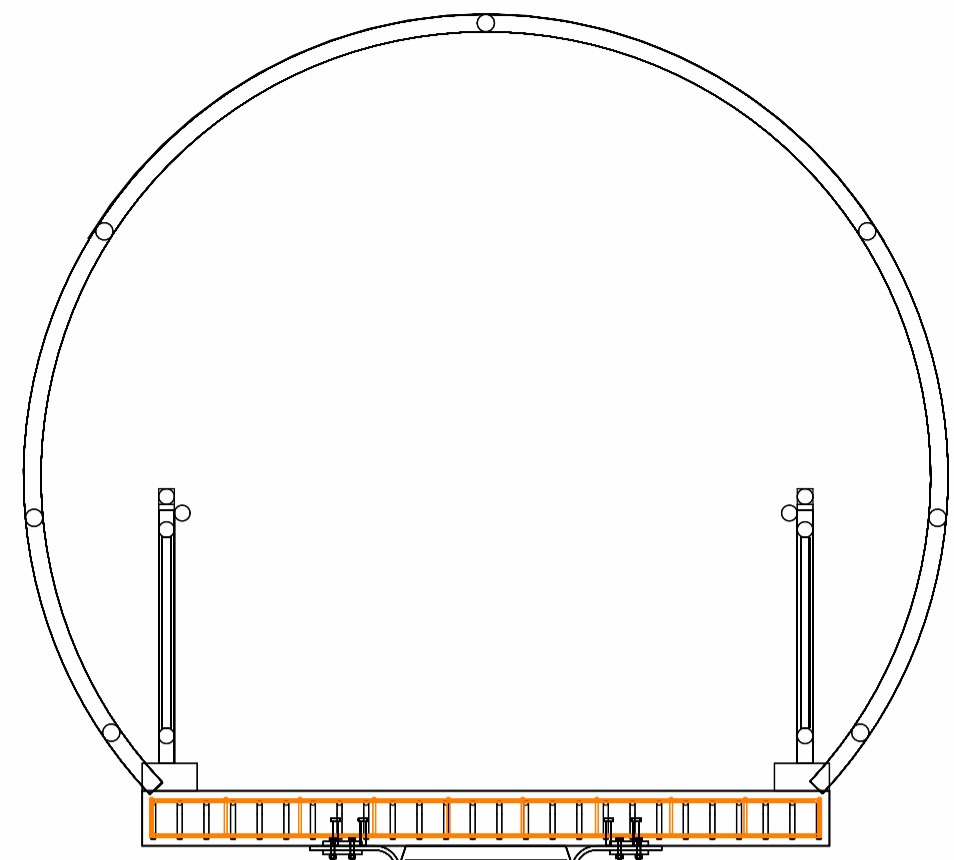
REVISADO POR:

Ph.D. Stefan Leiva M.

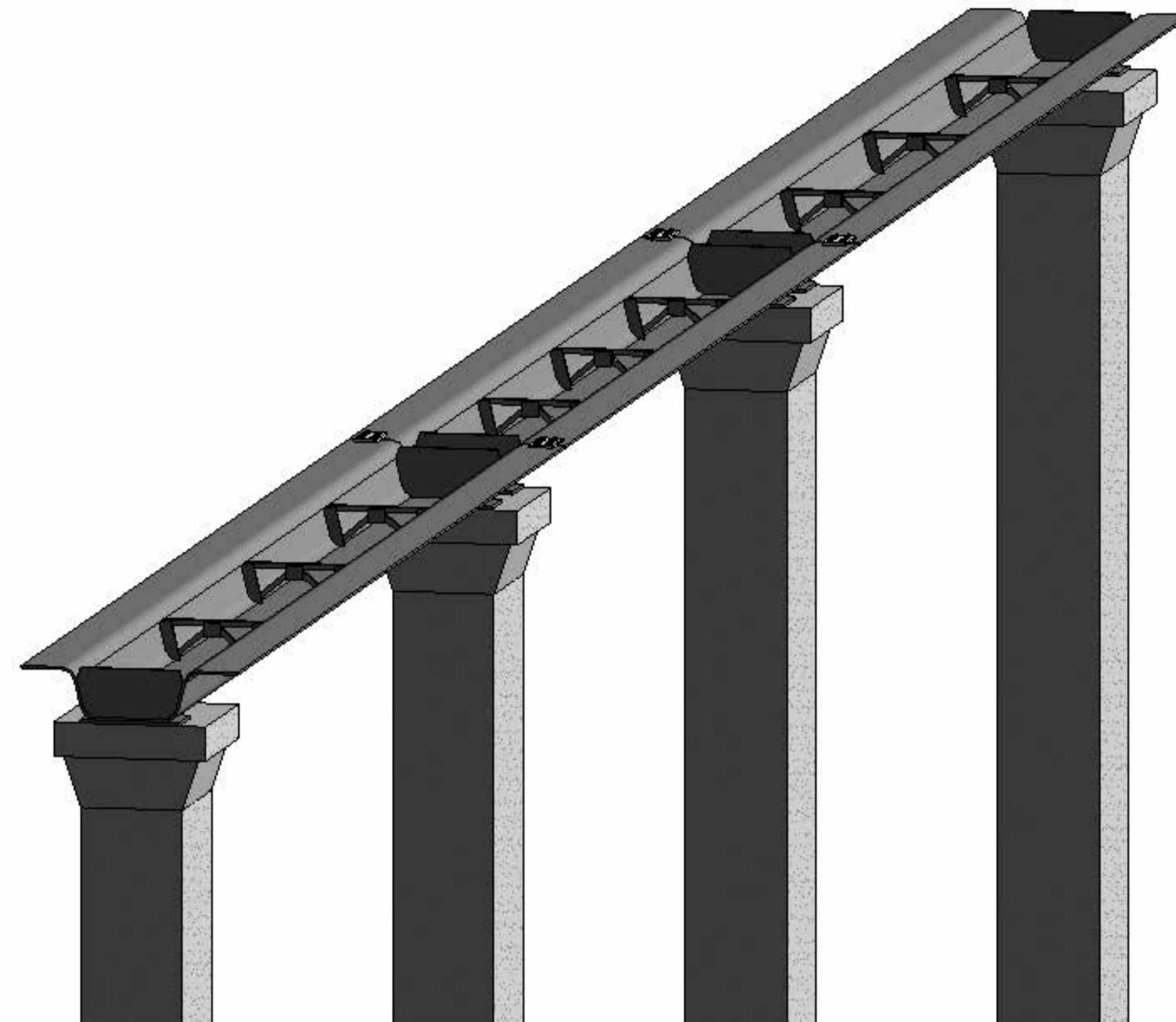
FECHA: 10-12-2025

ESCALA: INDICADAS

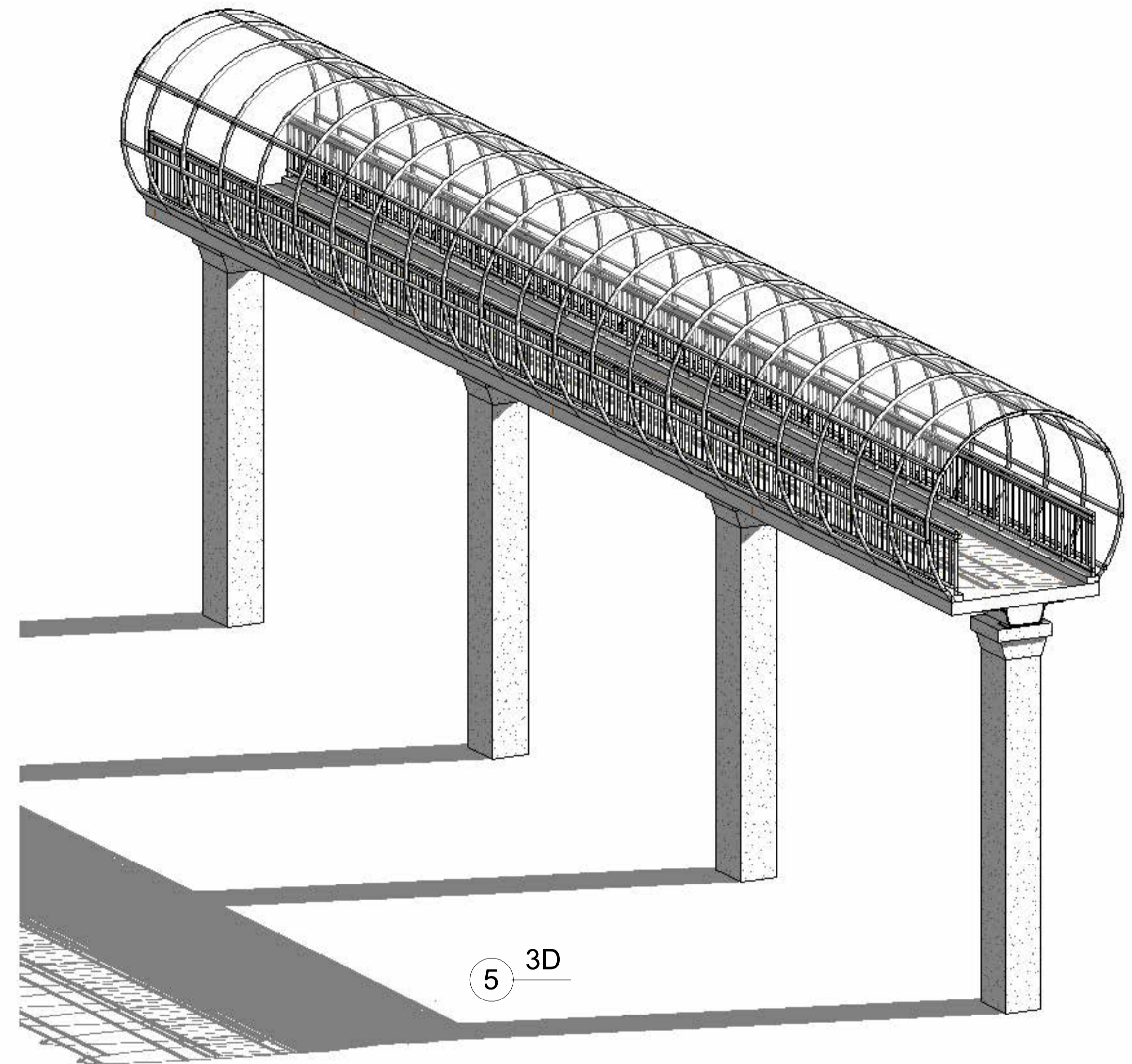
PLANO N°: 14



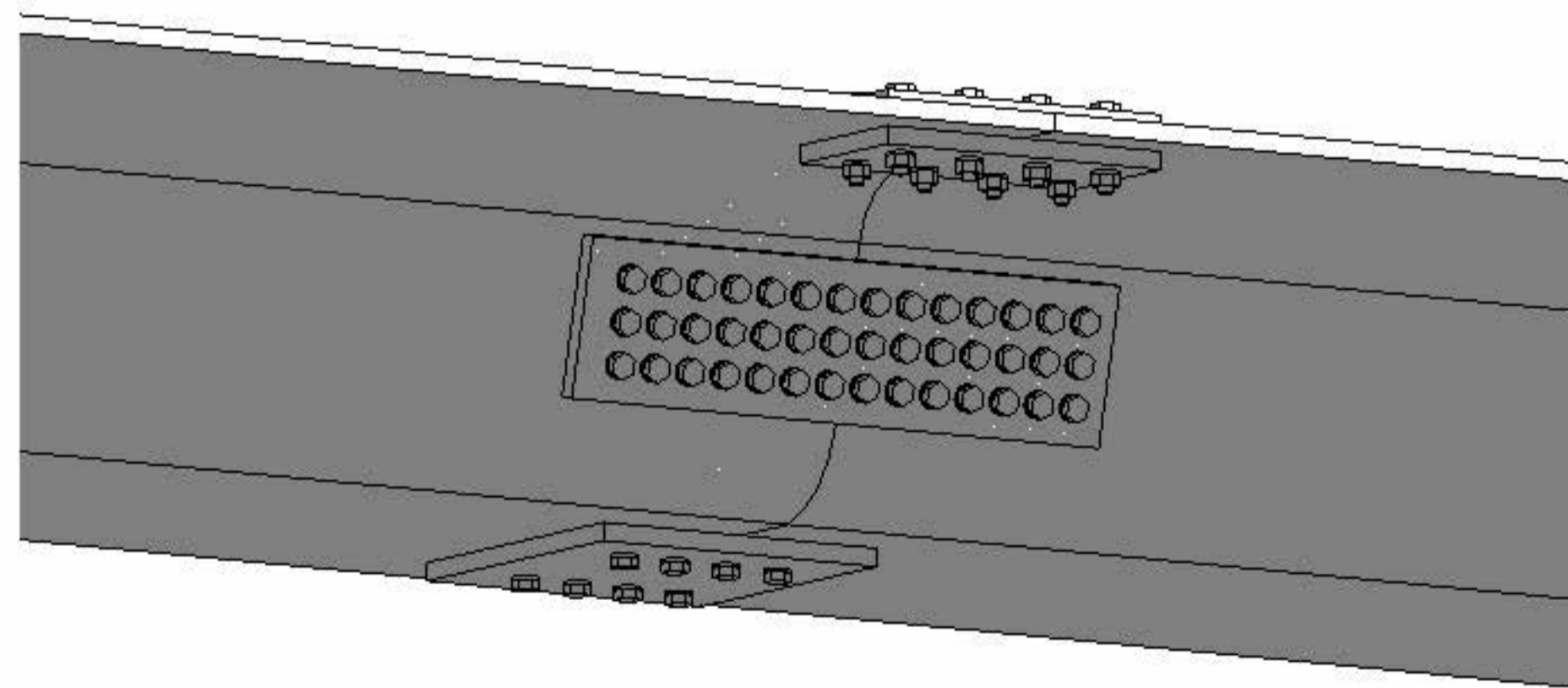
1 Frontal



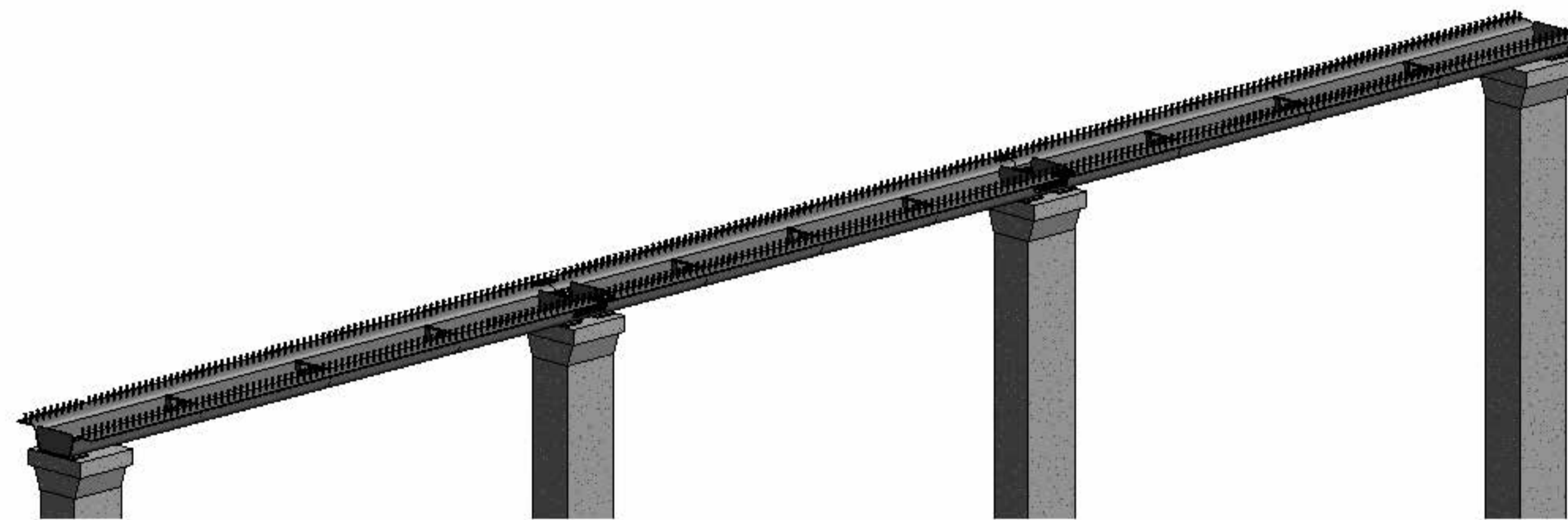
2 Arriostamiento



5 3D



3 Empalmes de viga



4 Conectores

Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	26150 mm	173013.48 cm ³	1352.97 kg
10 mm	1	26190 mm	20569.58 cm ³	160.85 kg
10 mm	2	2690 mm	23239.93 cm ³	181.74 kg
10 mm	2	2690 mm	23239.93 cm ³	181.74 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°3 (Longitud 26 metros, ancho 2.50 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

ELABORADO POR:

Ing. Heidi Coello A.

REVISADO POR:

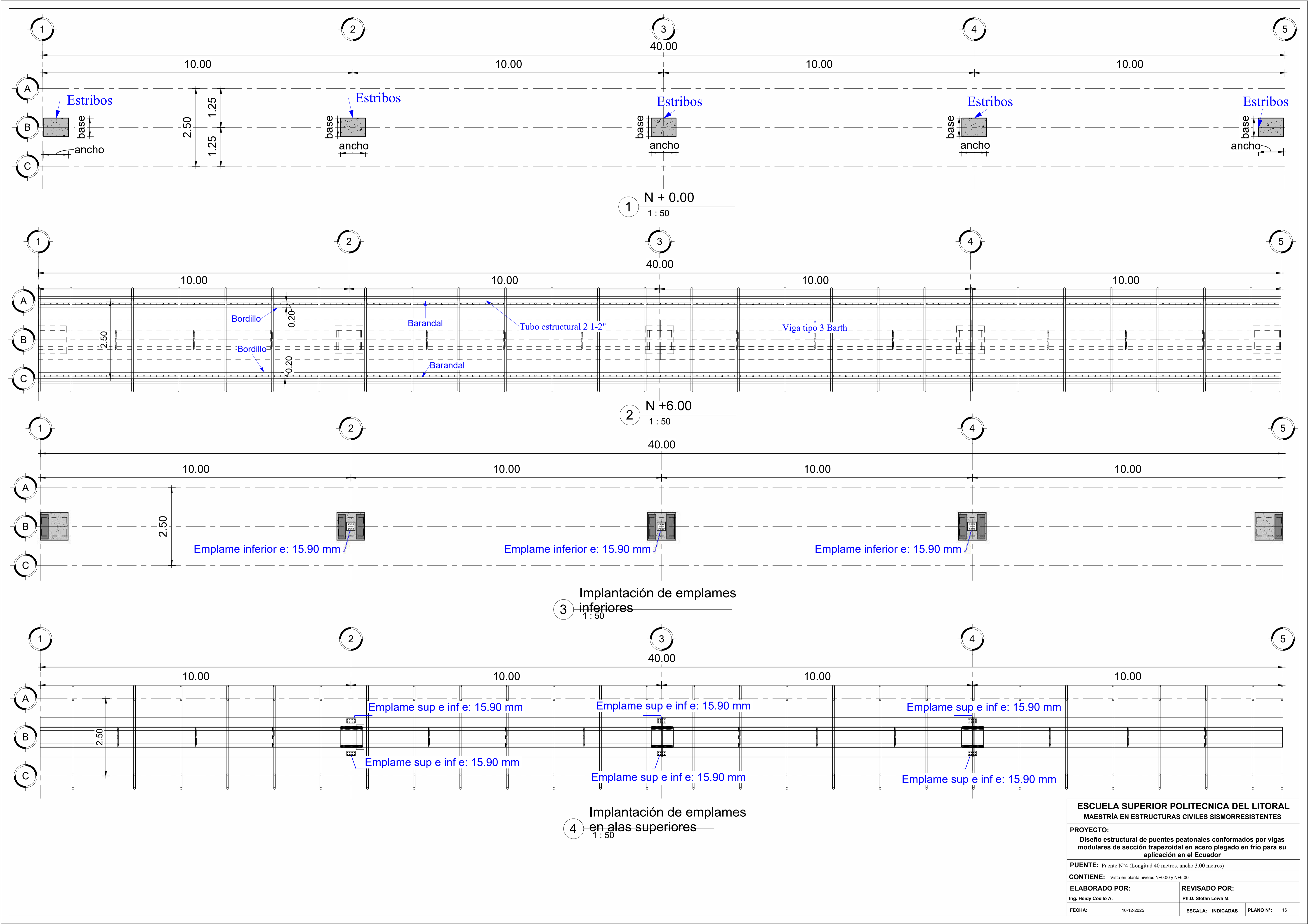
Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025

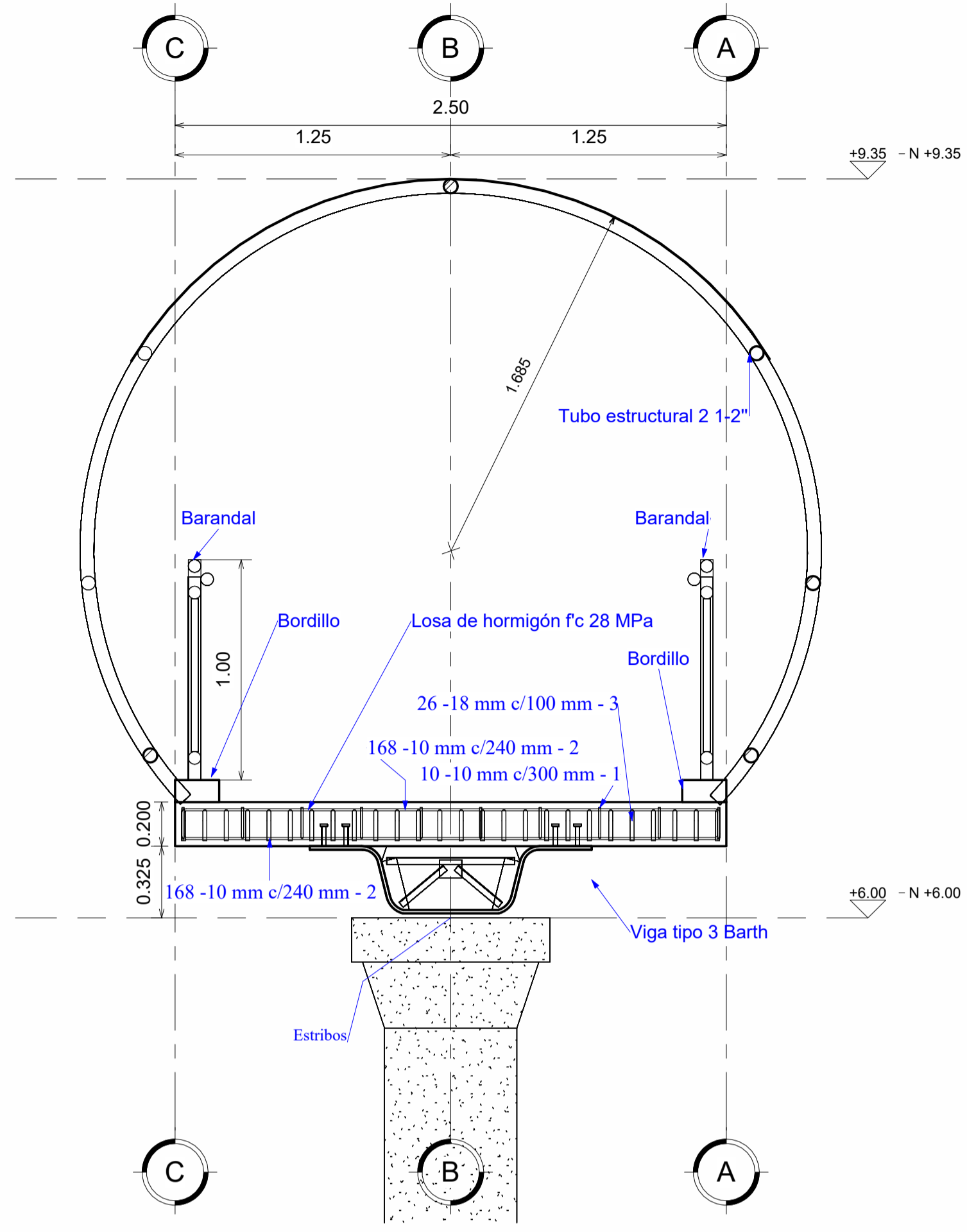
ESCALA: INDICADAS

PLANO N°: 15

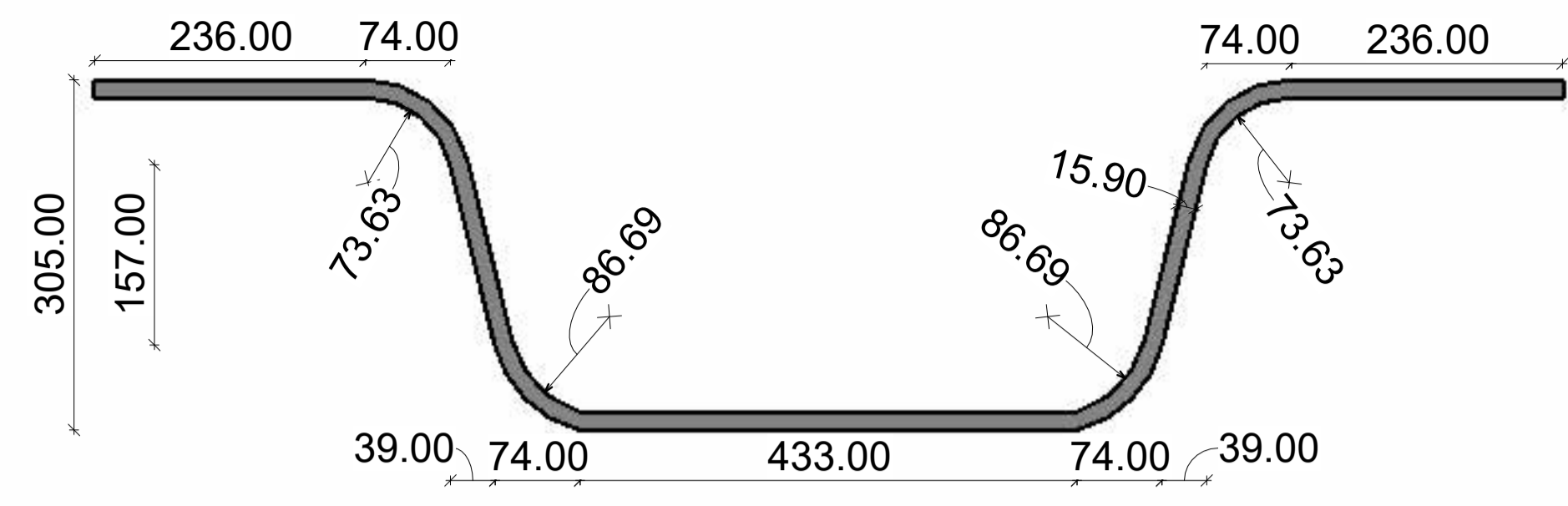
Planos del puente peatonal N°4



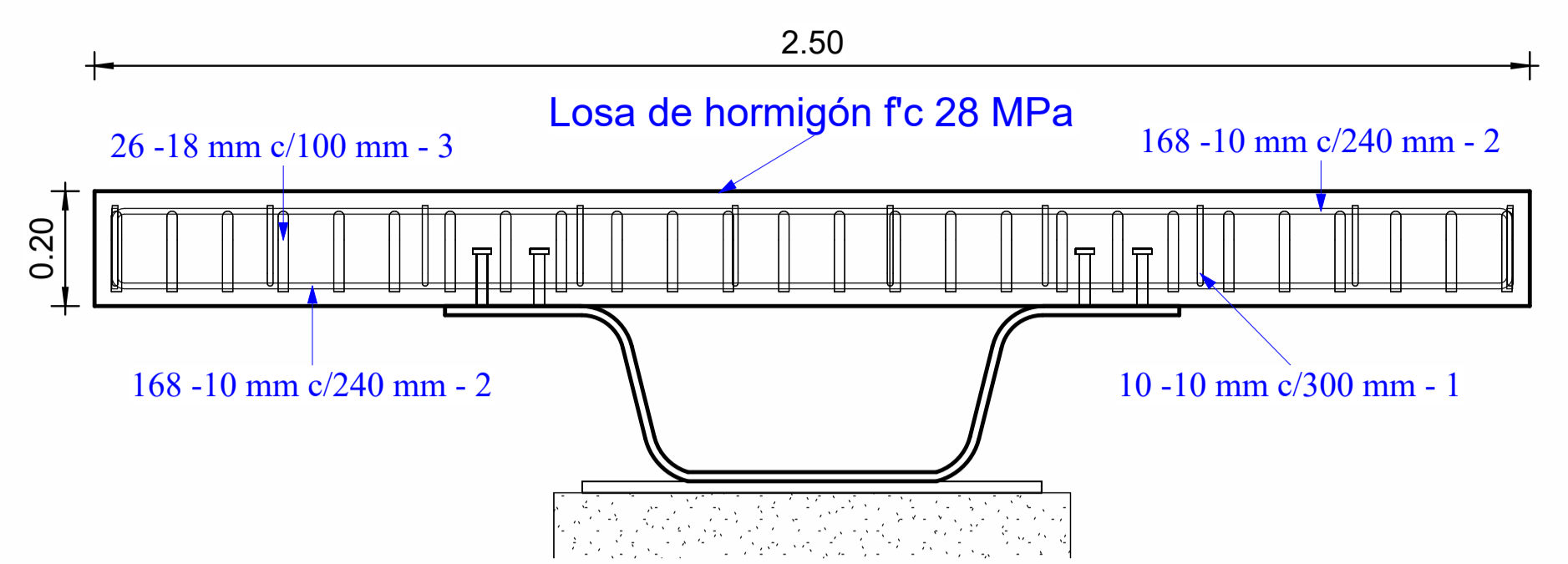
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°4 (Longitud 40 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 16



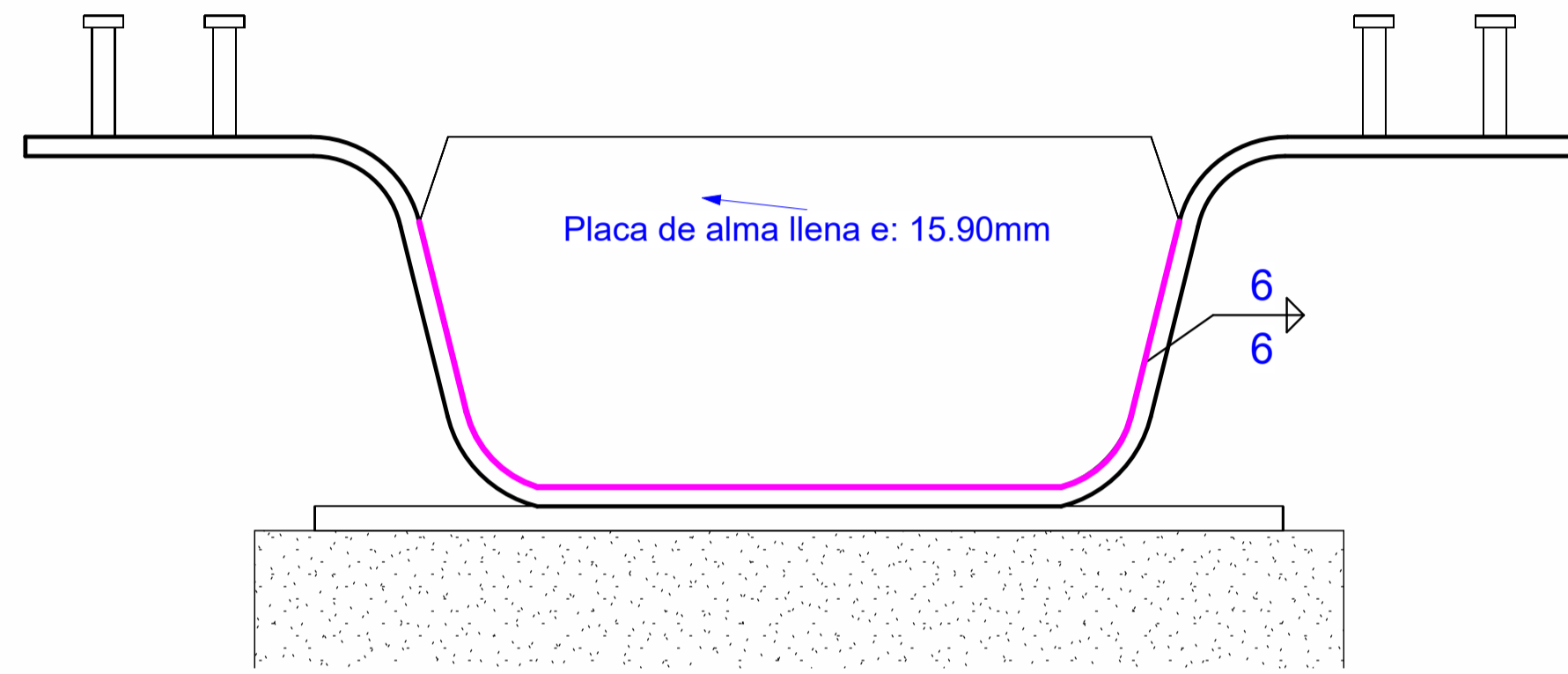
1 Vista frontal
1:20



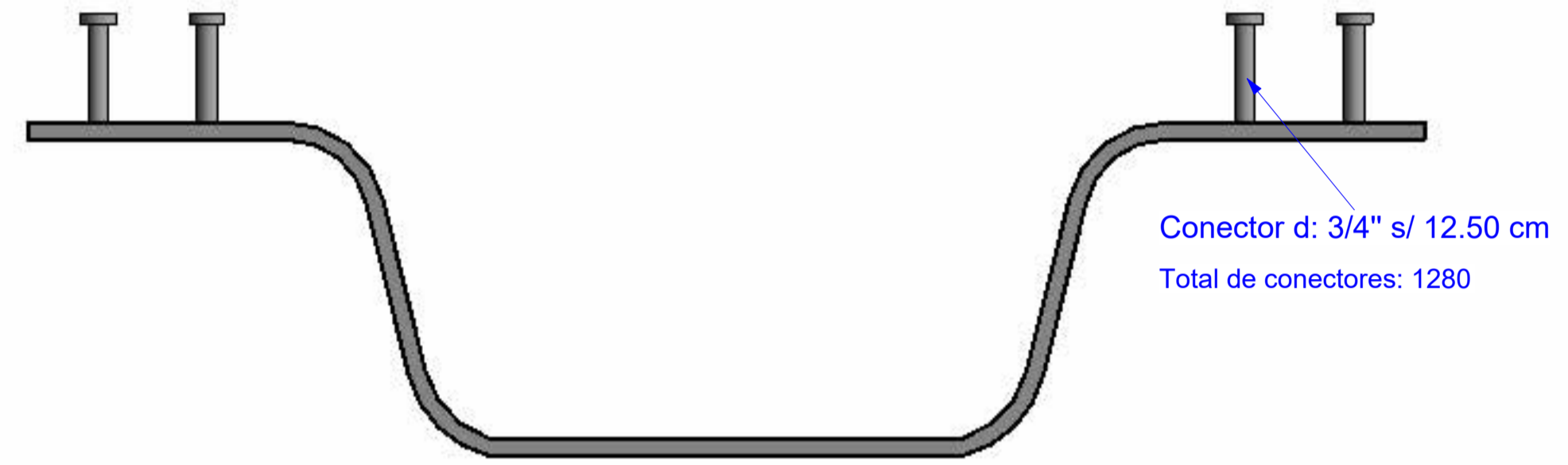
2 Sección viga tipo 3 - Barth
1:5



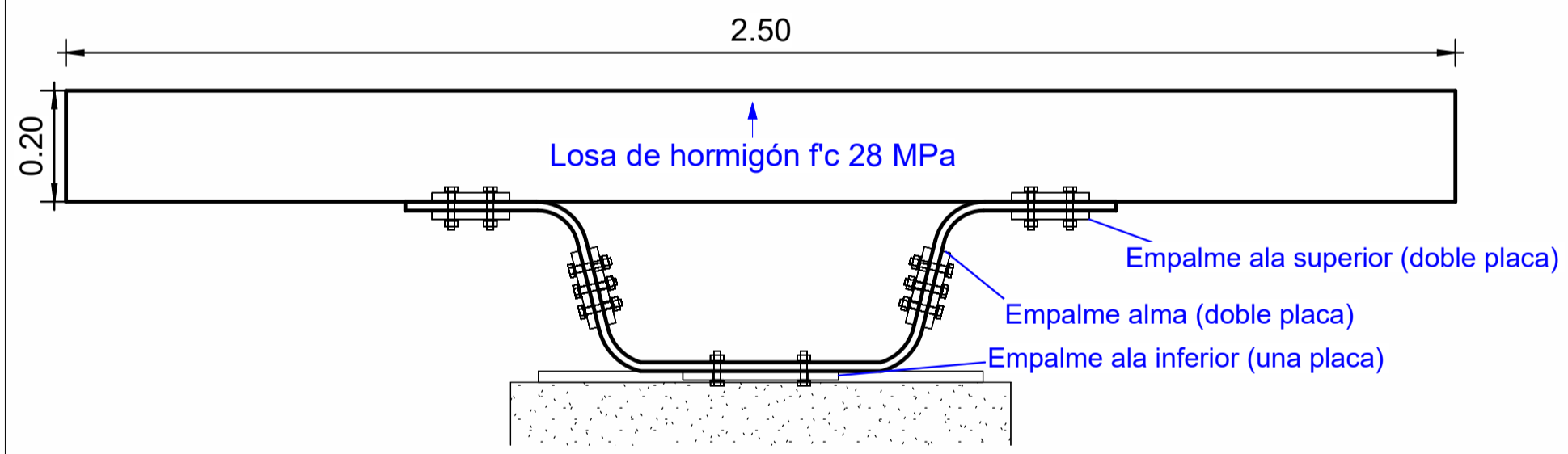
7 Refuerzo en losa
1:10



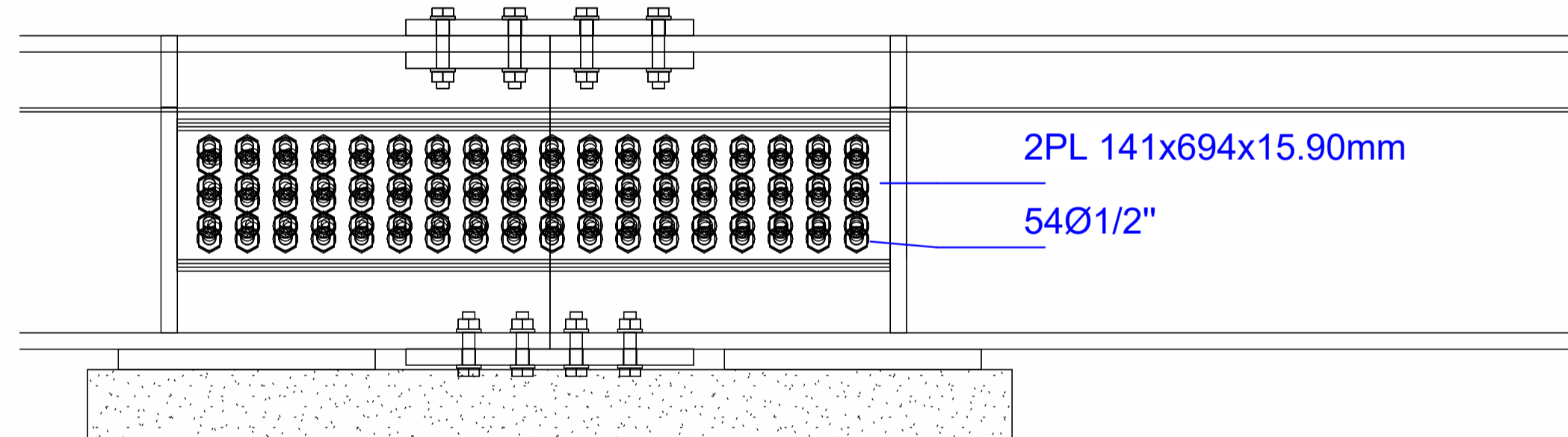
3 Placa para extremos de viga
1:5



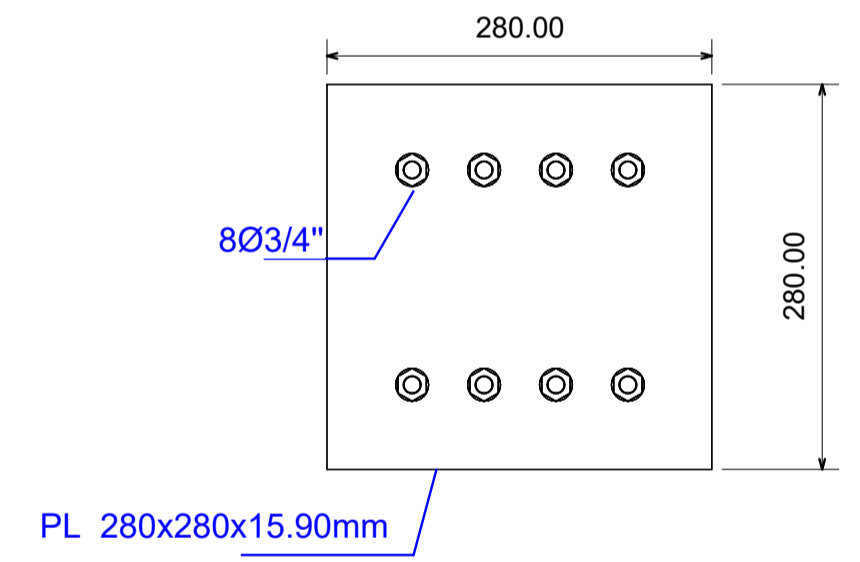
8 Conectores de cortante
1:5



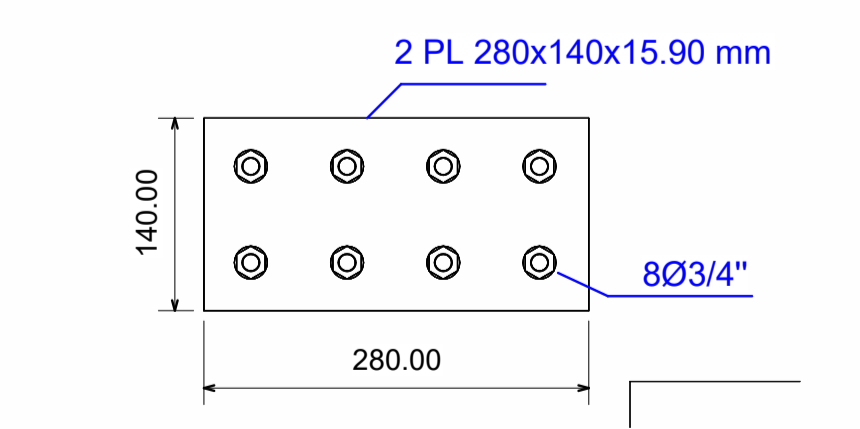
4 Empalme viga - viga
1:10



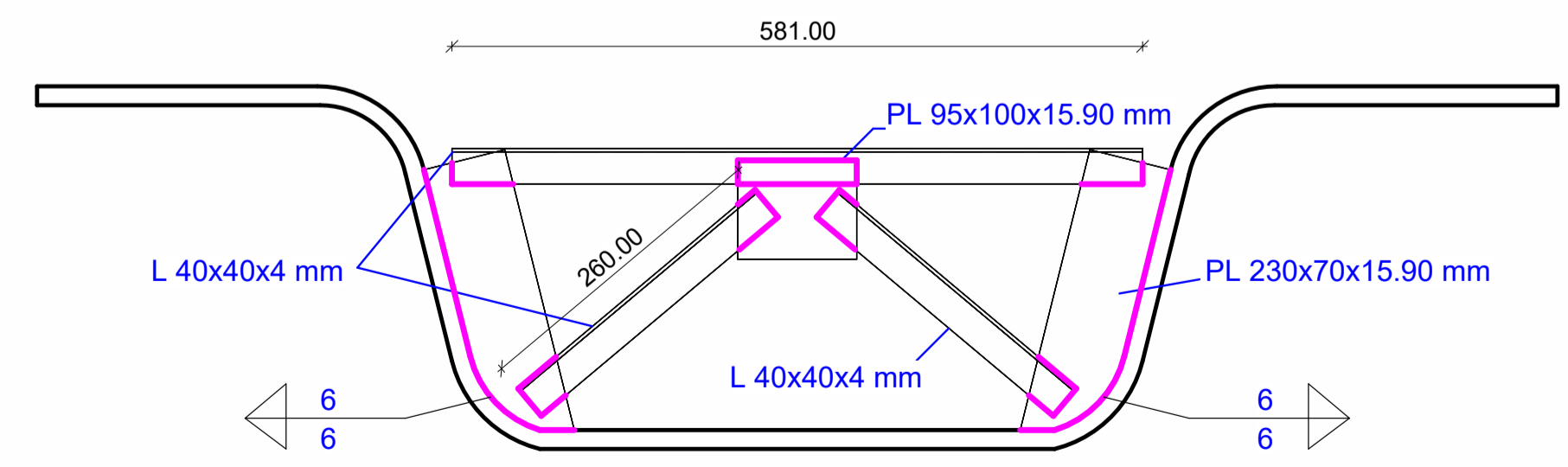
11 Empalme en alma
1:5



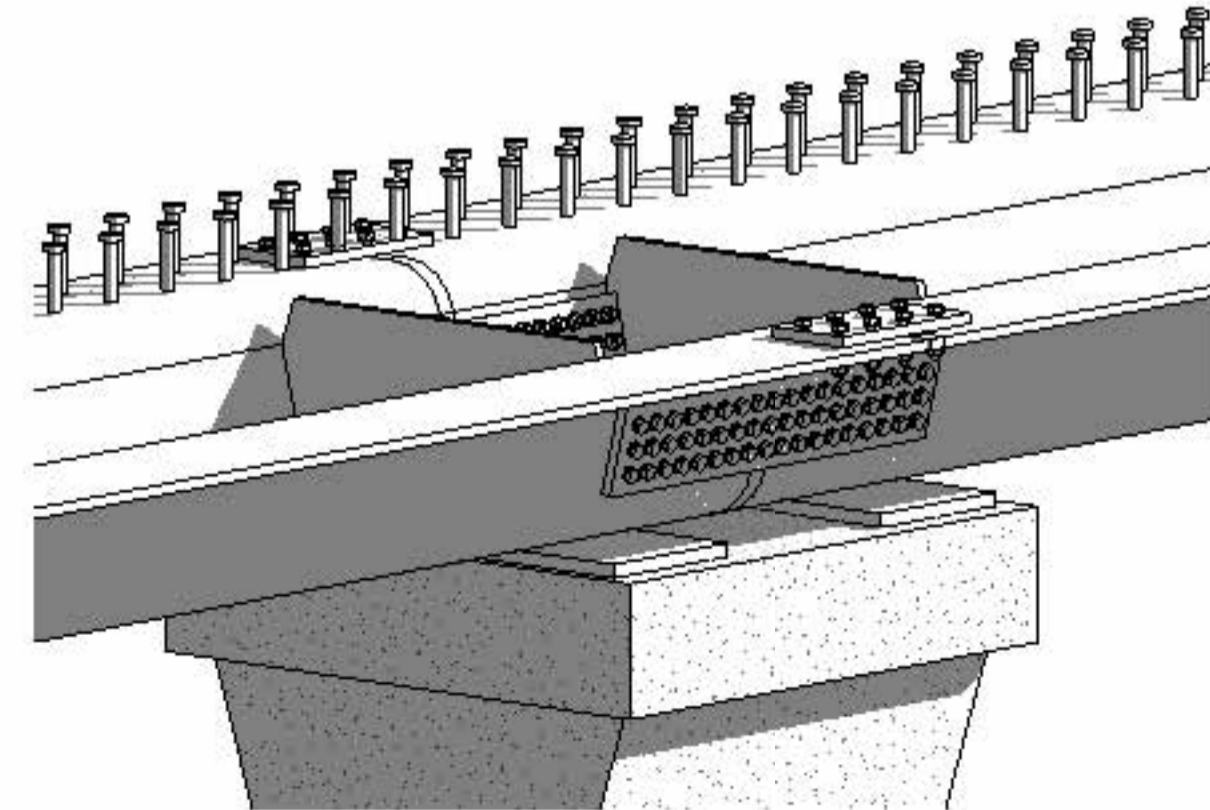
10 Empalme en ala inferior
1:5



5 Emplame en alas superiores
1:5

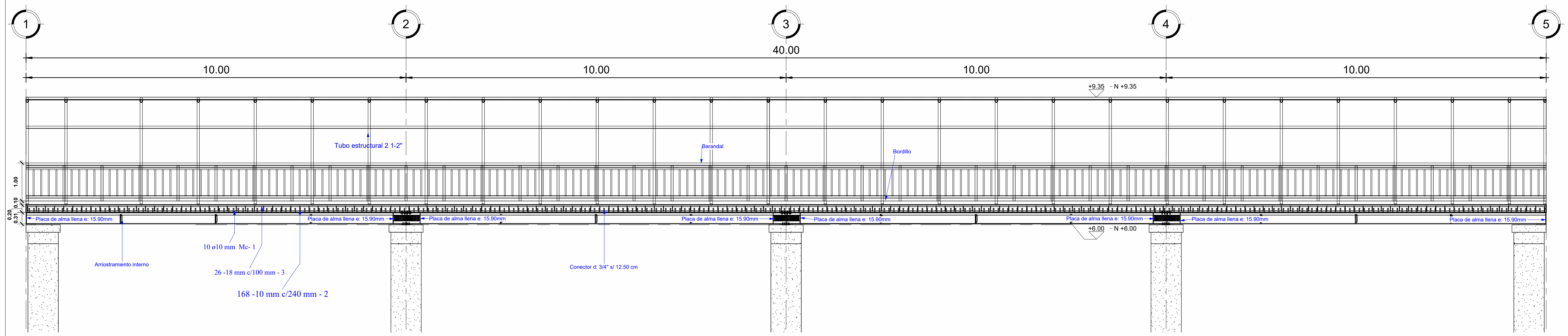


6 Arriostramientos internos
1:5

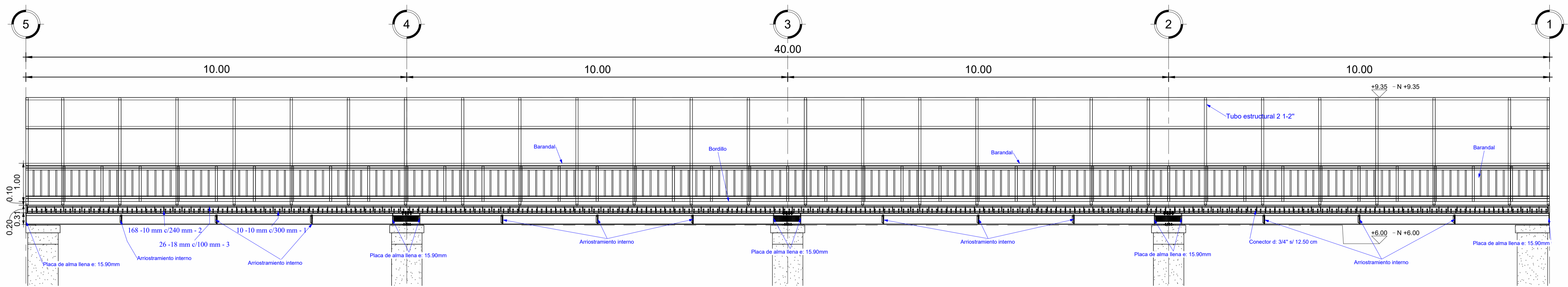


9 Empalme viga-viga

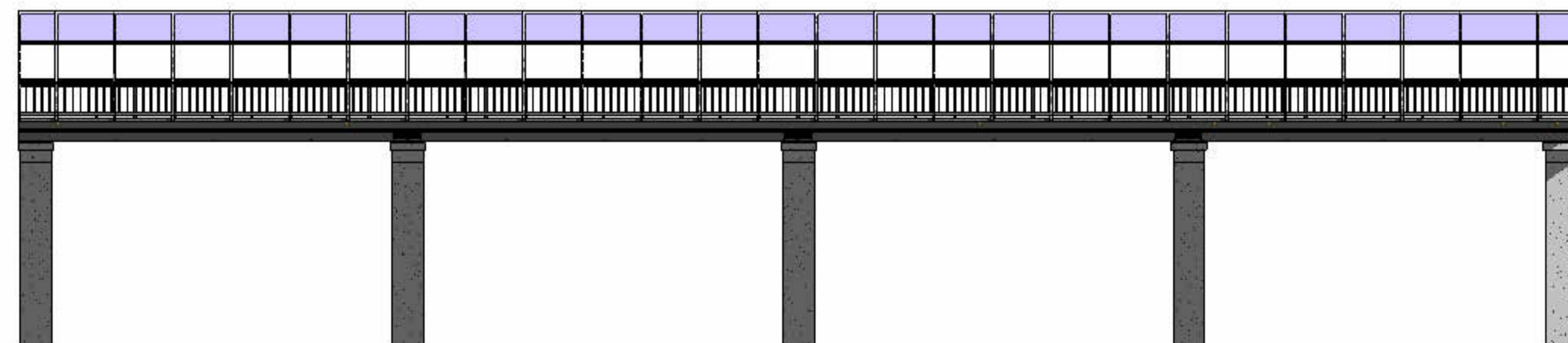
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°4 (Longitud 40 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 17



1 Lateral izquierda
1:50



2 Lateral derecha
1:50



3 Lateral
1:50

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°4 (Longitud 40 metros, ancho 3.00 metros)

CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

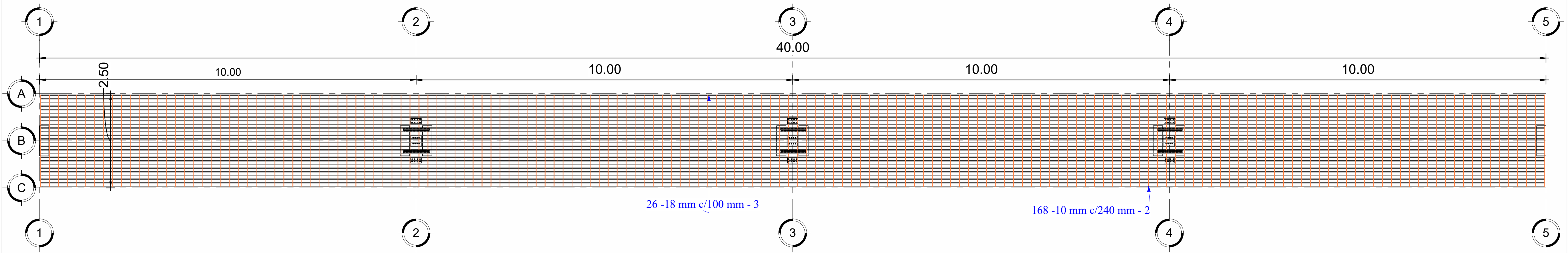
REVISADO POR:

Ph.D. Stefan Leiva M.

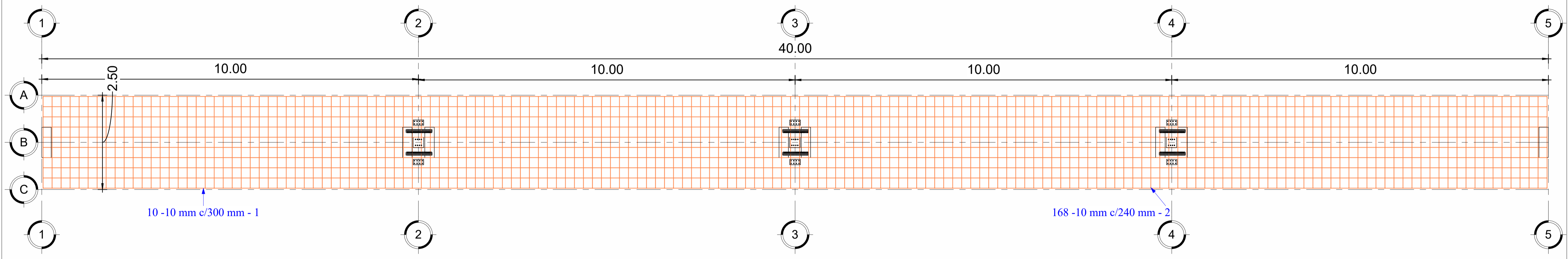
FECHA: 10-12-2025

ESCALA: INDICADAS

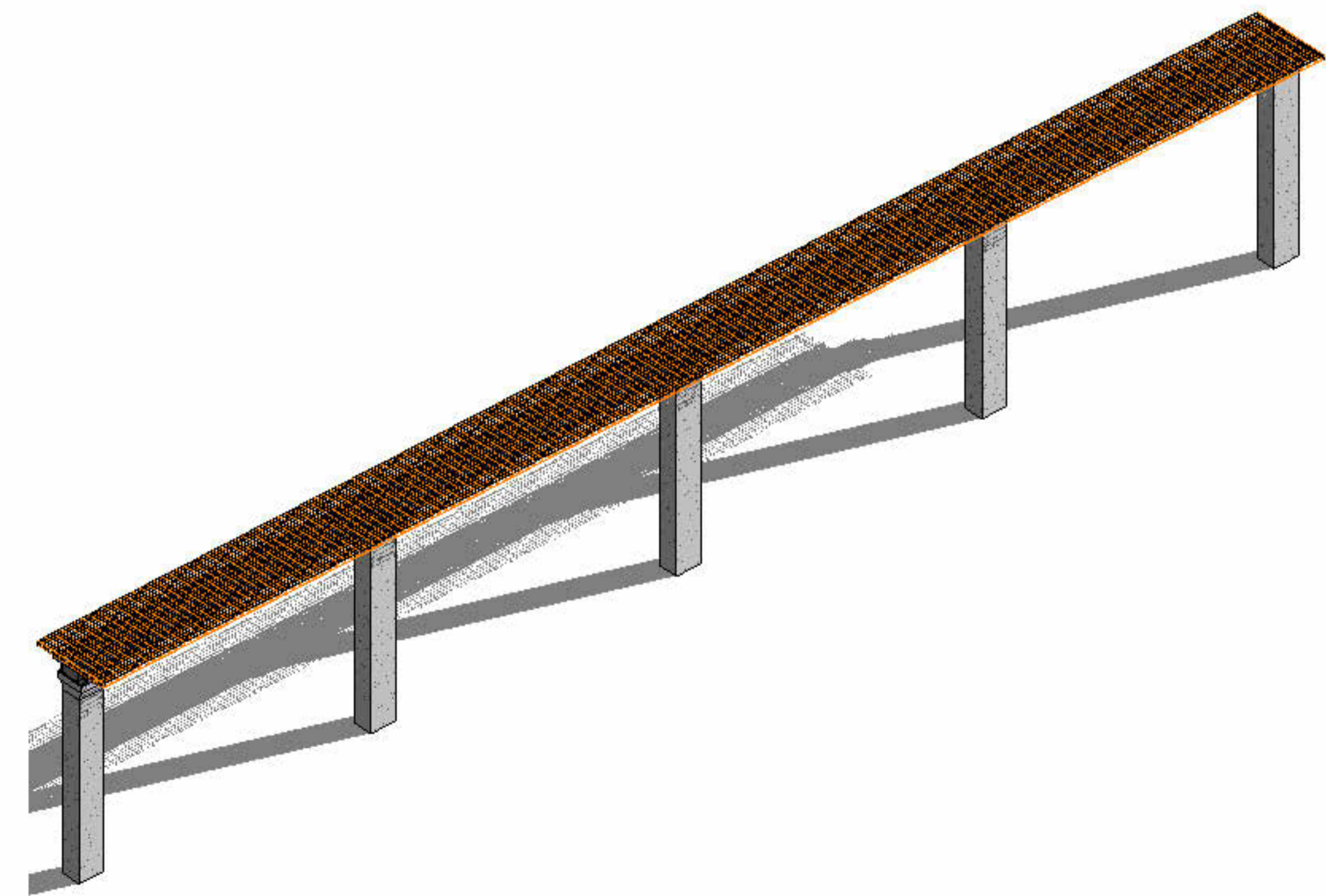
PLANO N°: 18



1 Armado superior de la losa
1 : 50

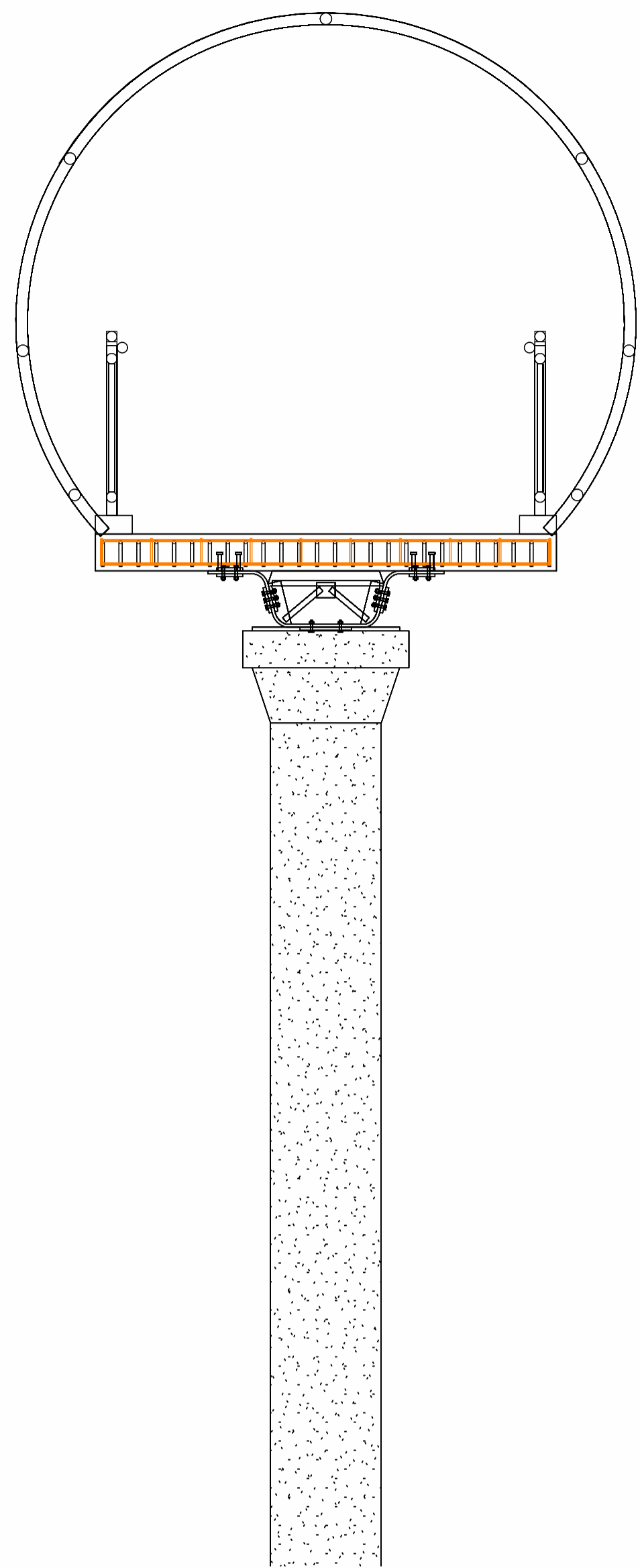


2 Armado inferior de la losa
1 : 50

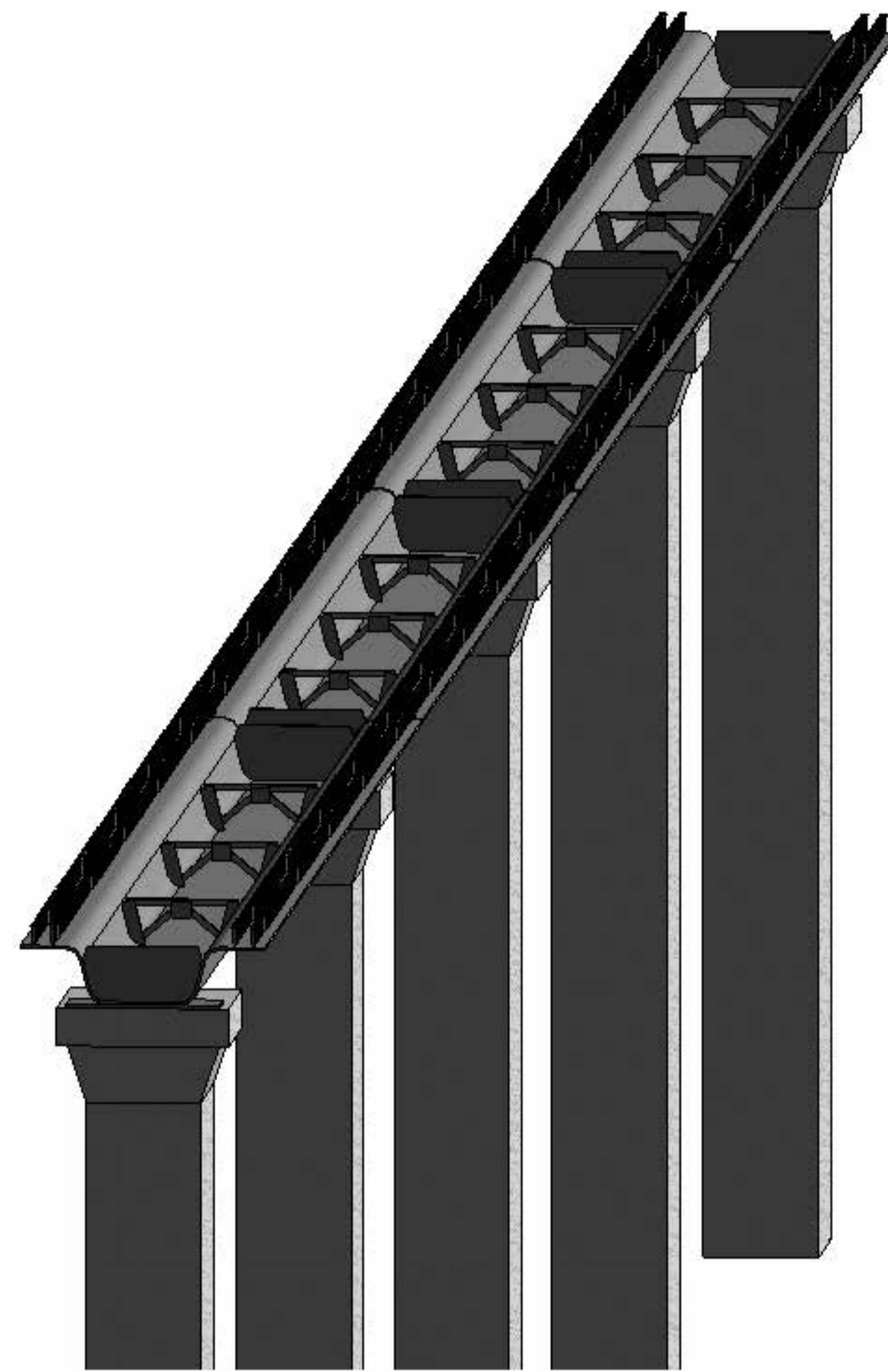


3 Armado de losa del puente

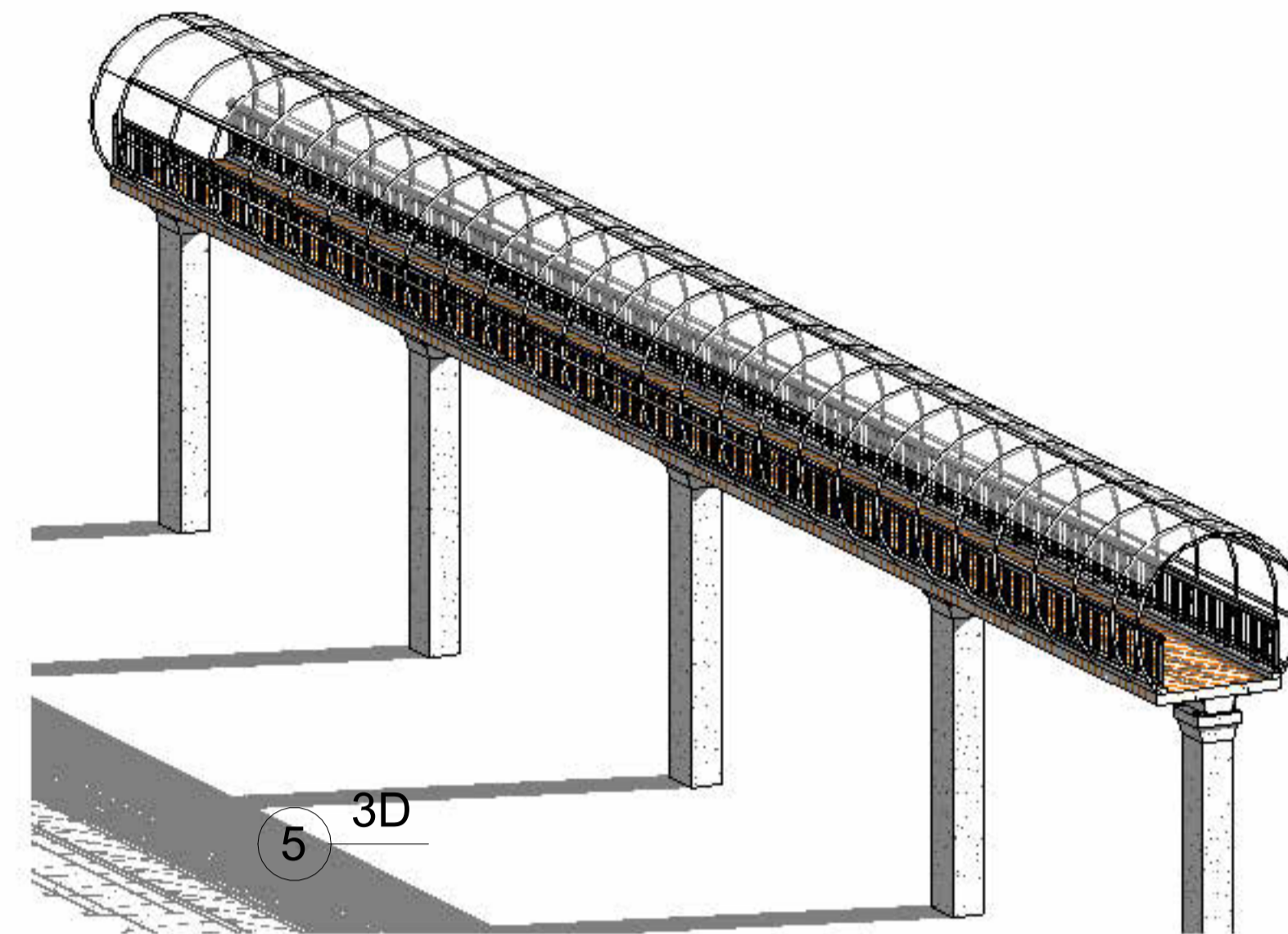
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Longitud 26 metros, ancho 2.50 metros		
CONTIENE: Armado del acero en el tablero		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 19



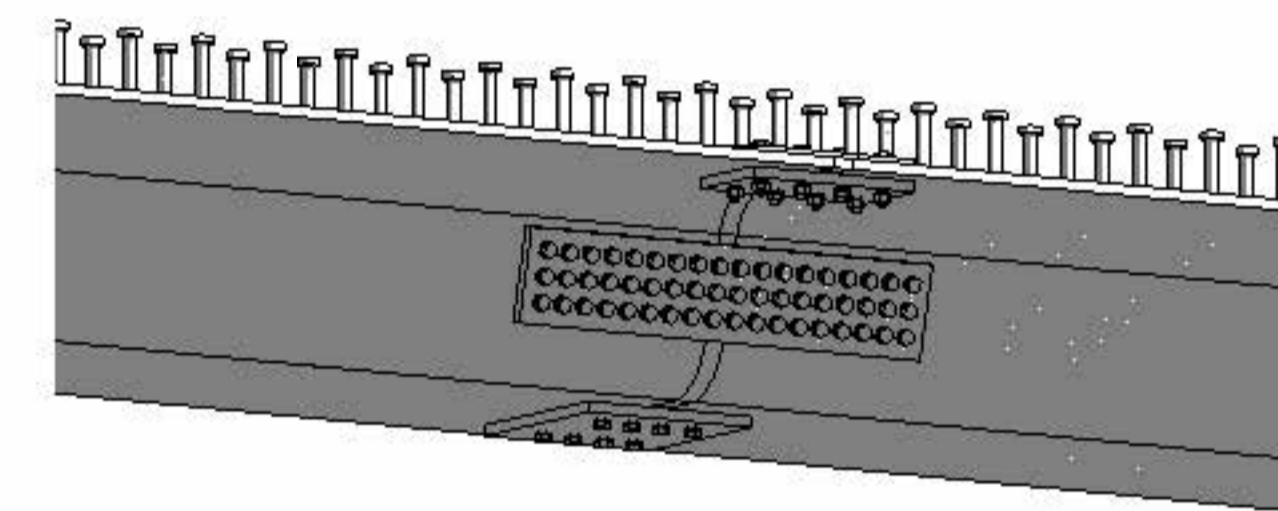
1 Frontal



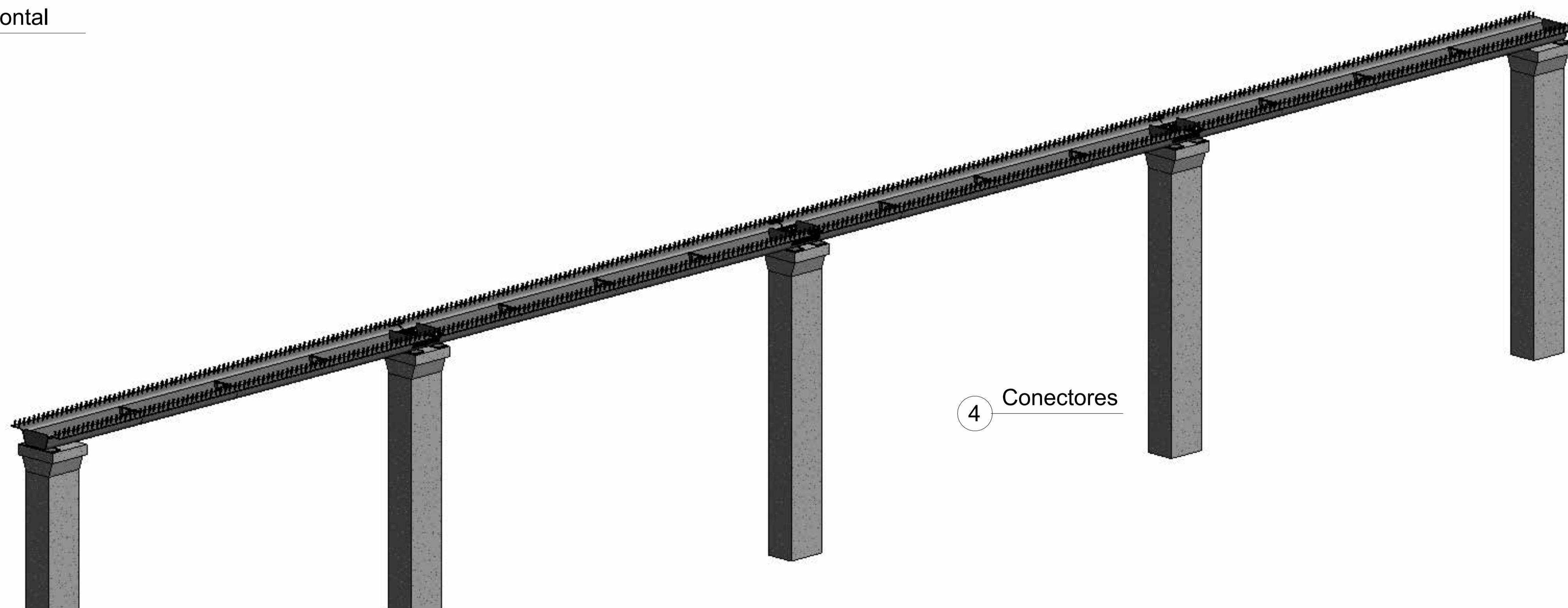
2 Arriostramiento



5 3D



3 Empalmes de viga



4 Conectores

Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	40150 mm	265640.19 cm ³	2077.31 kg
10 mm	1	40190 mm	31565.15 cm ³	246.84 kg
10 mm	2	2690 mm	35493.71 cm ³	277.56 kg
10 mm	2	2690 mm	35493.71 cm ³	277.56 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegados en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°4 (Longitud 40 metros, ancho 3.00 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

REVISADO POR:

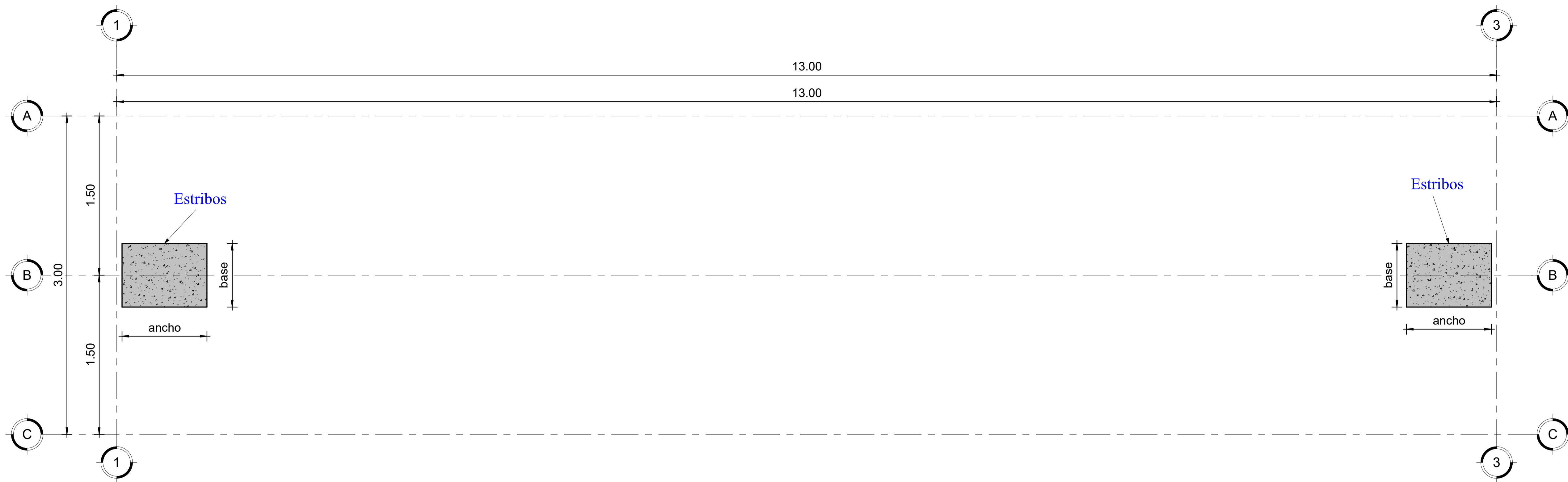
Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025

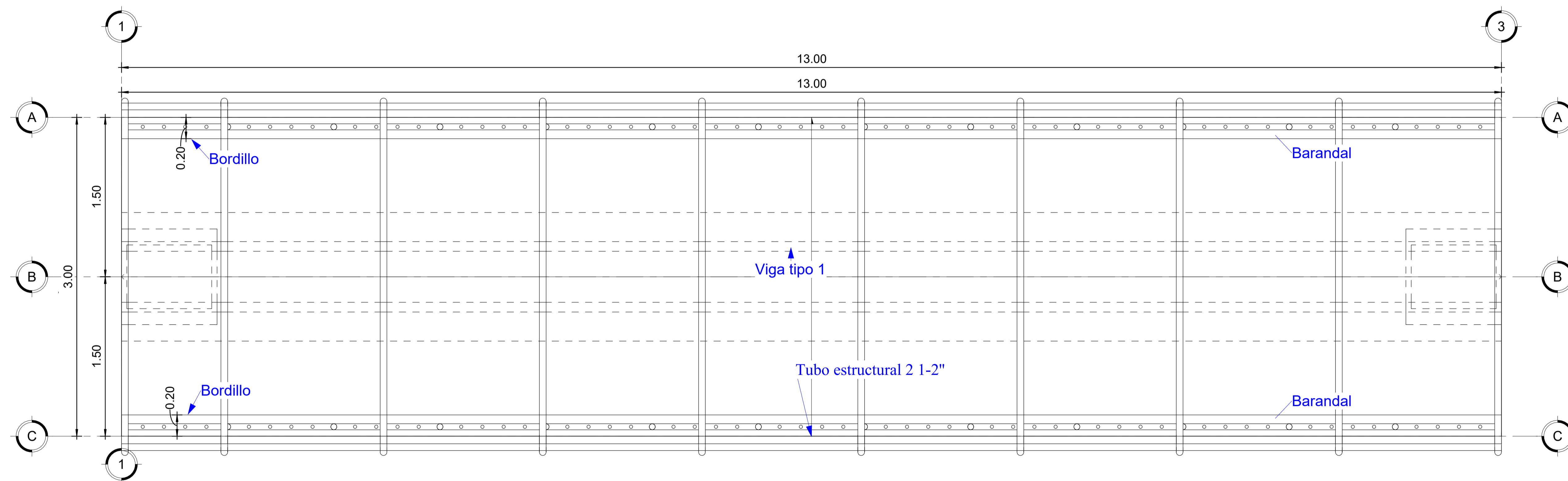
ESCALA: INDICADAS

PLANO N°: 20

Planos del puente peatonal N°5



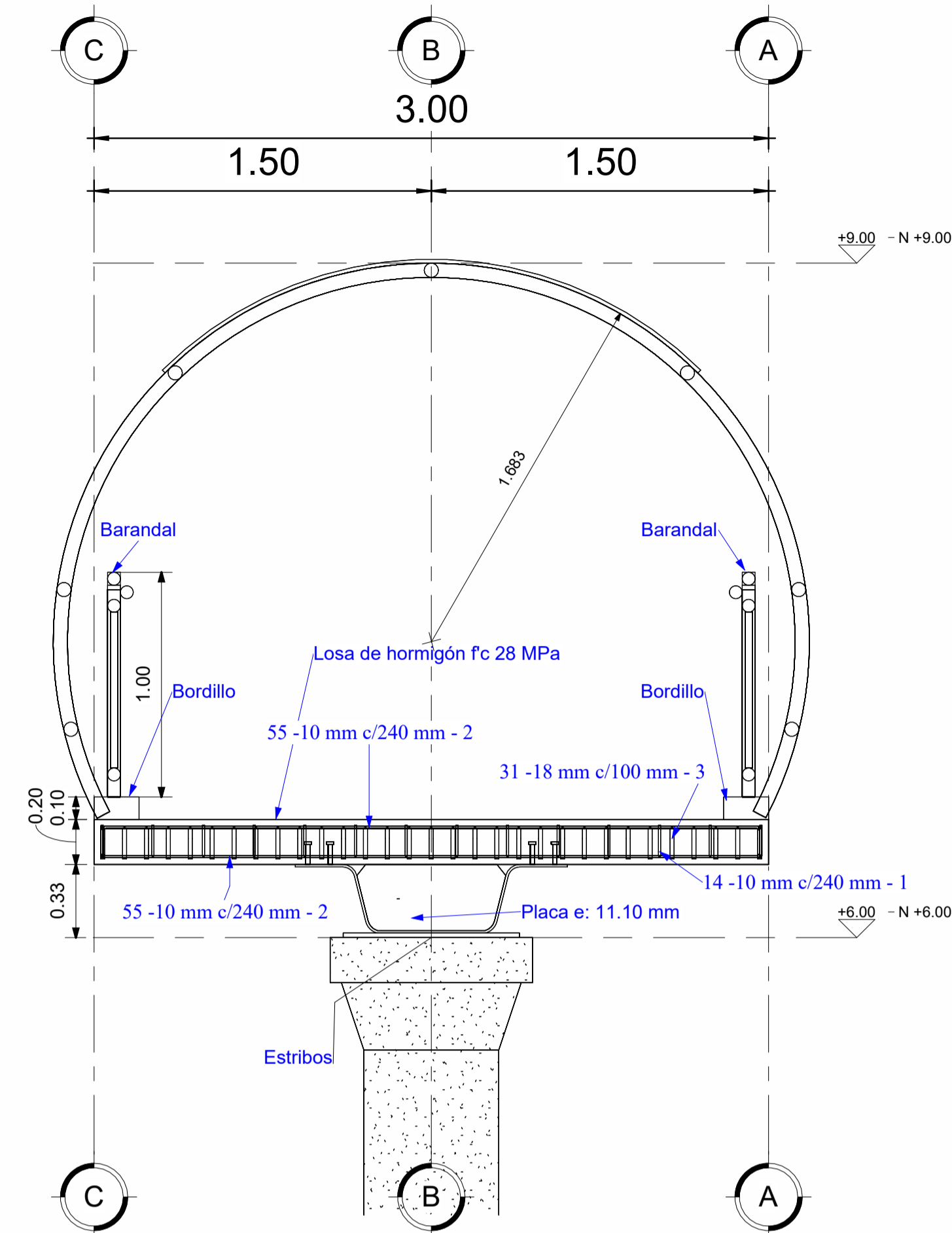
1 N + 0.00
1 : 20



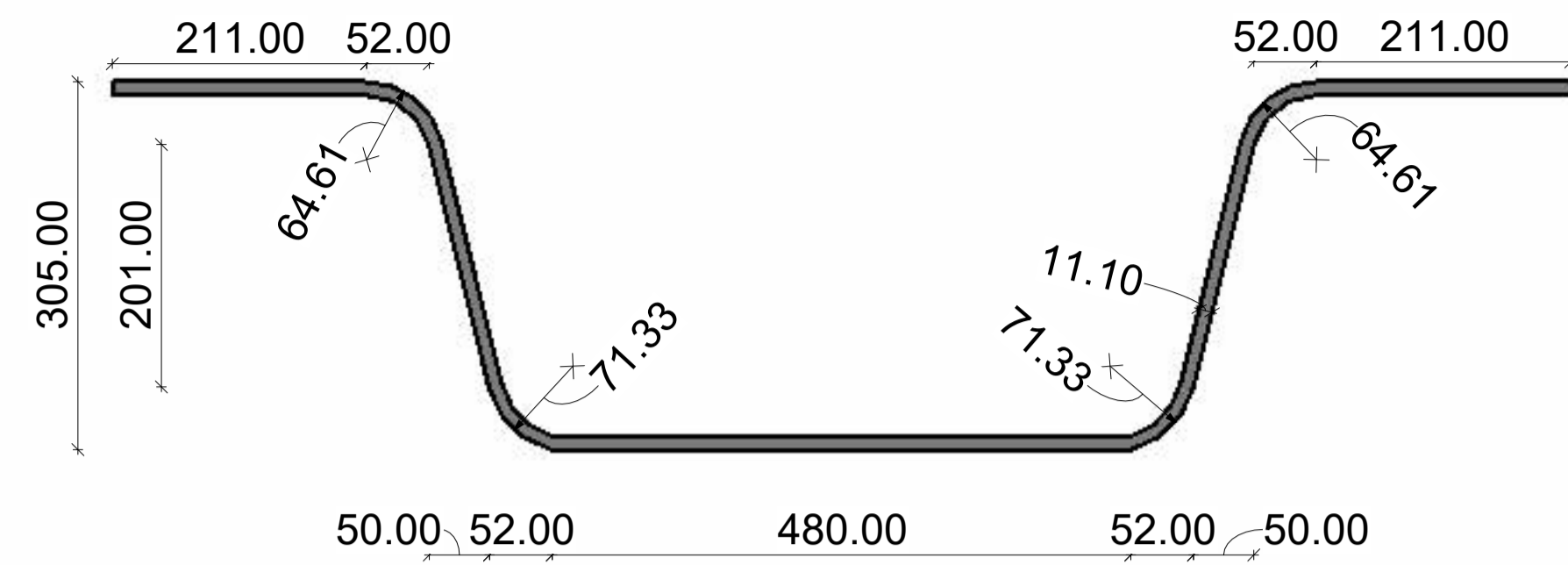
2 N + 6.00
1 : 20

NOTA: El análisis estructural se realizó únicamente para la superestructura del puente. Para la infraestructura en asumieron las dimensiones.

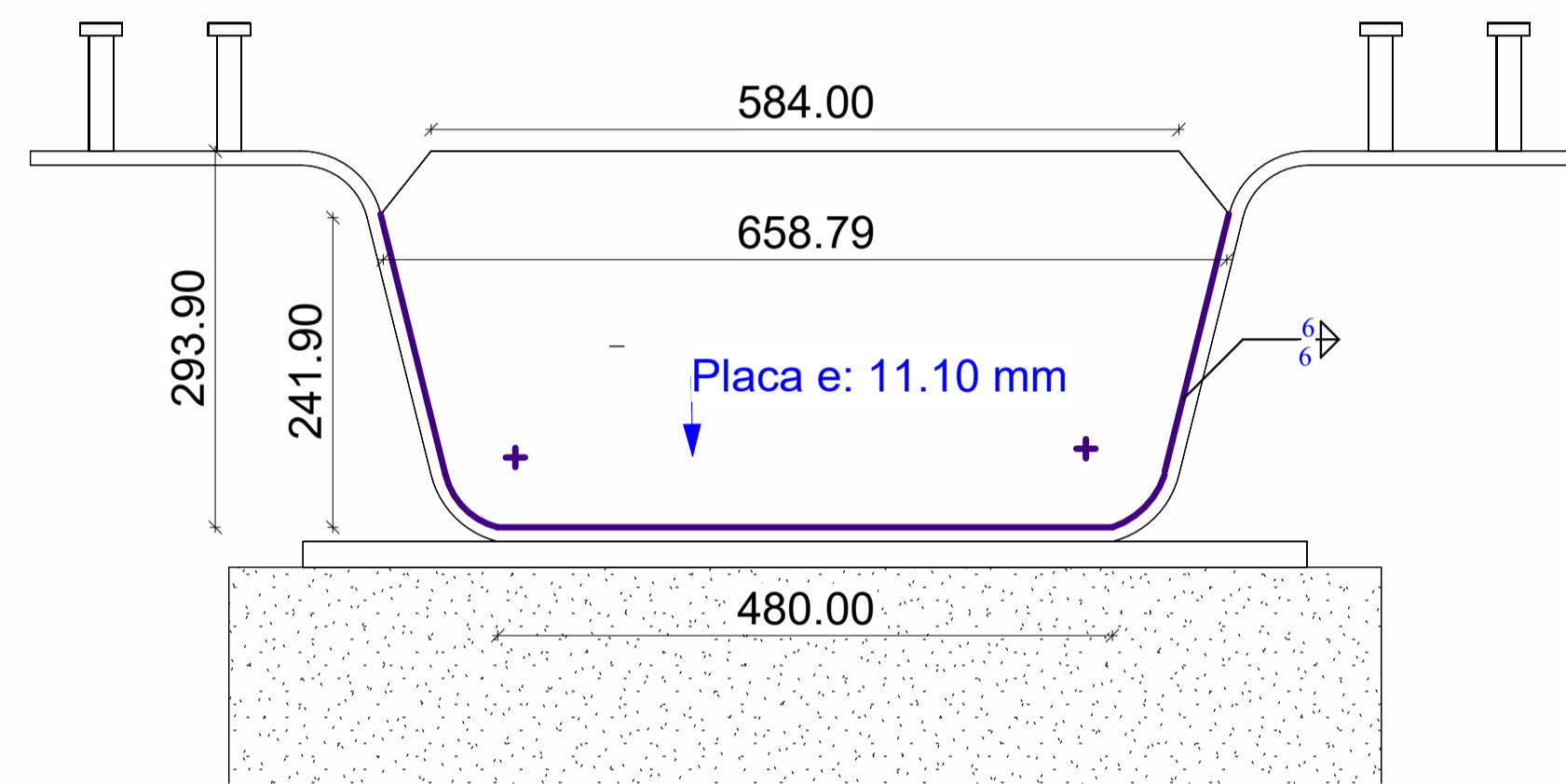
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°5 (Longitud 13 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 21



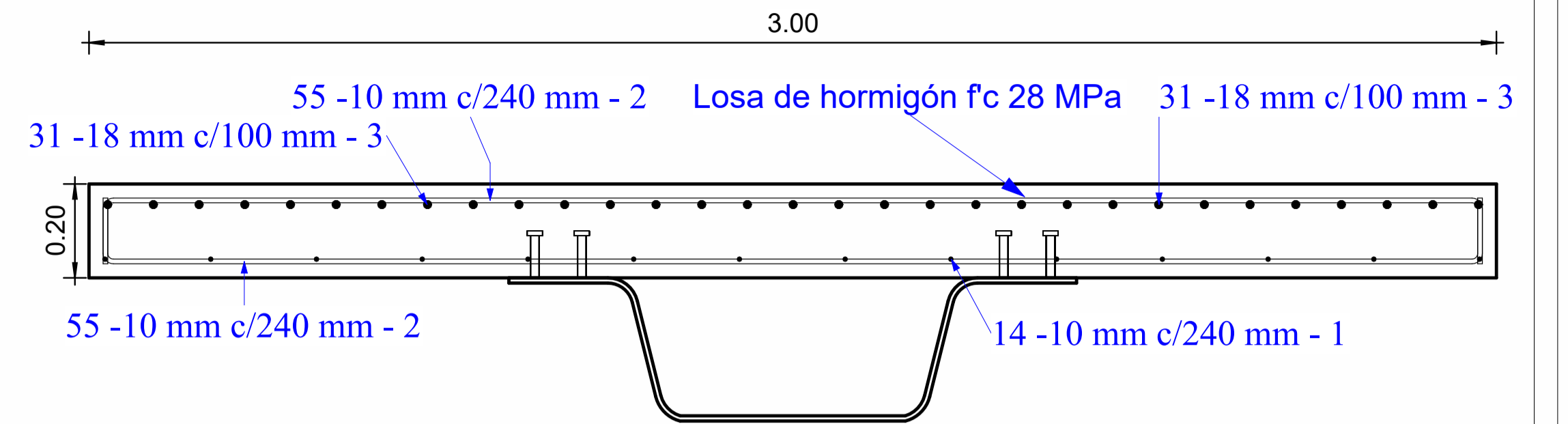
1 Vista frontal
1 : 20



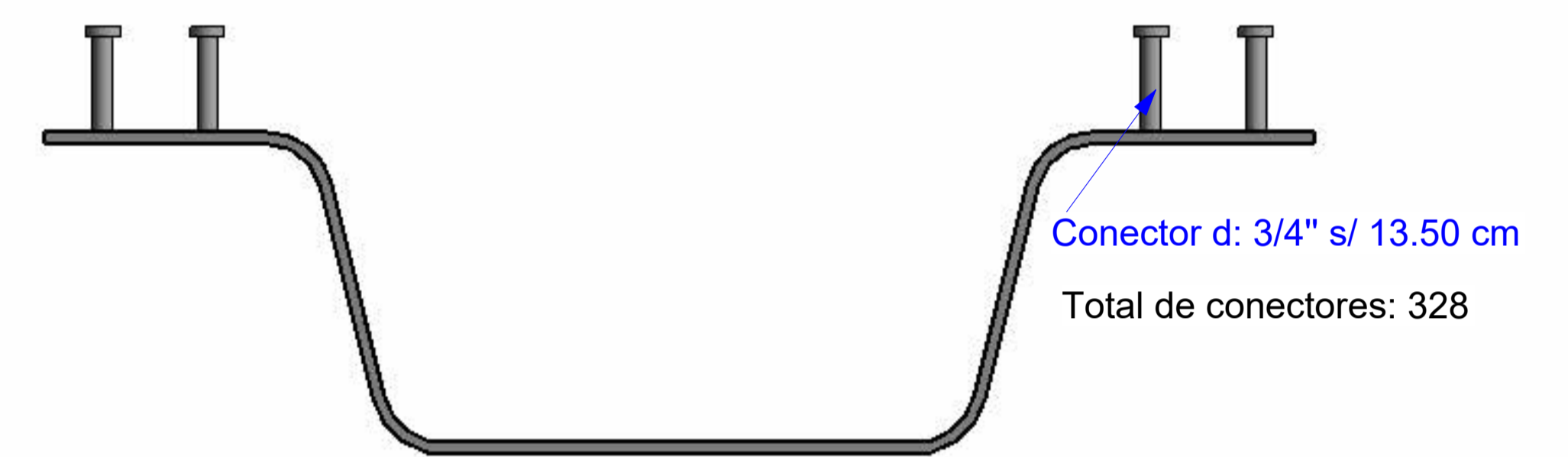
2 Sección viga tipo 1 - Barth
1 : 5



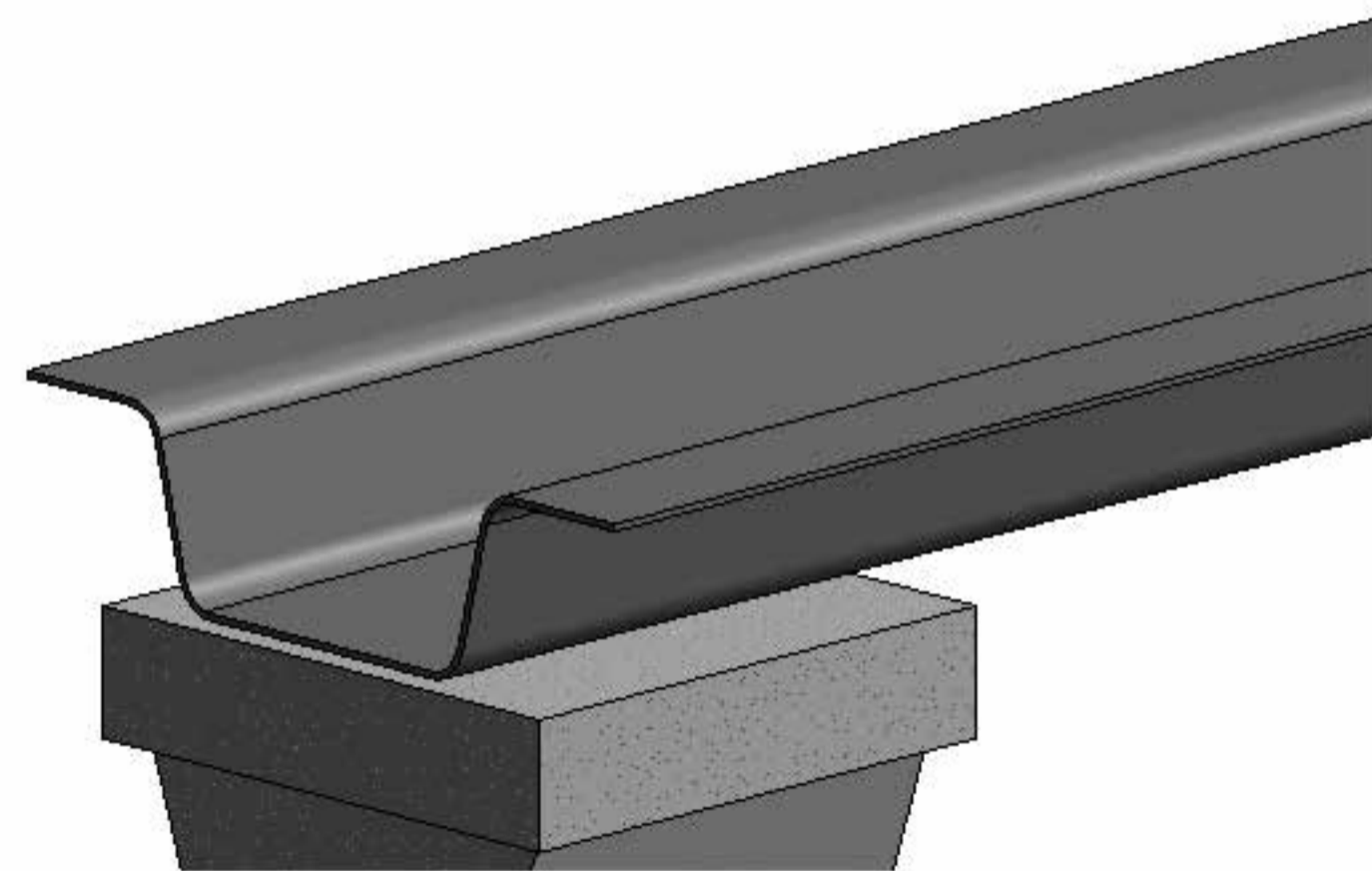
4 Placa para extremos de viga
1 : 5



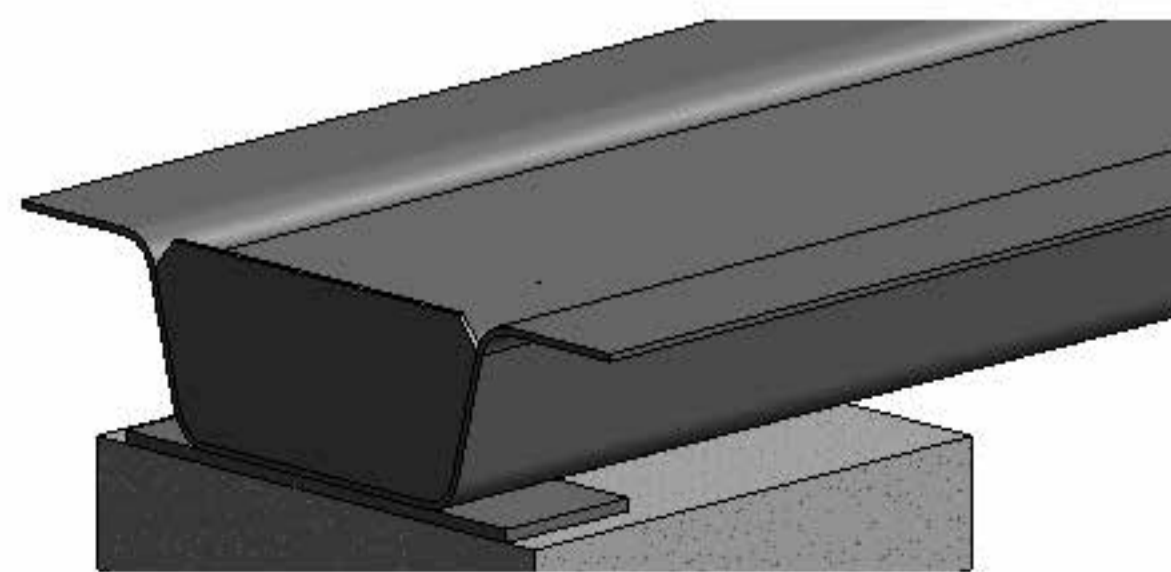
3 Refuerzo en losa
1 : 10



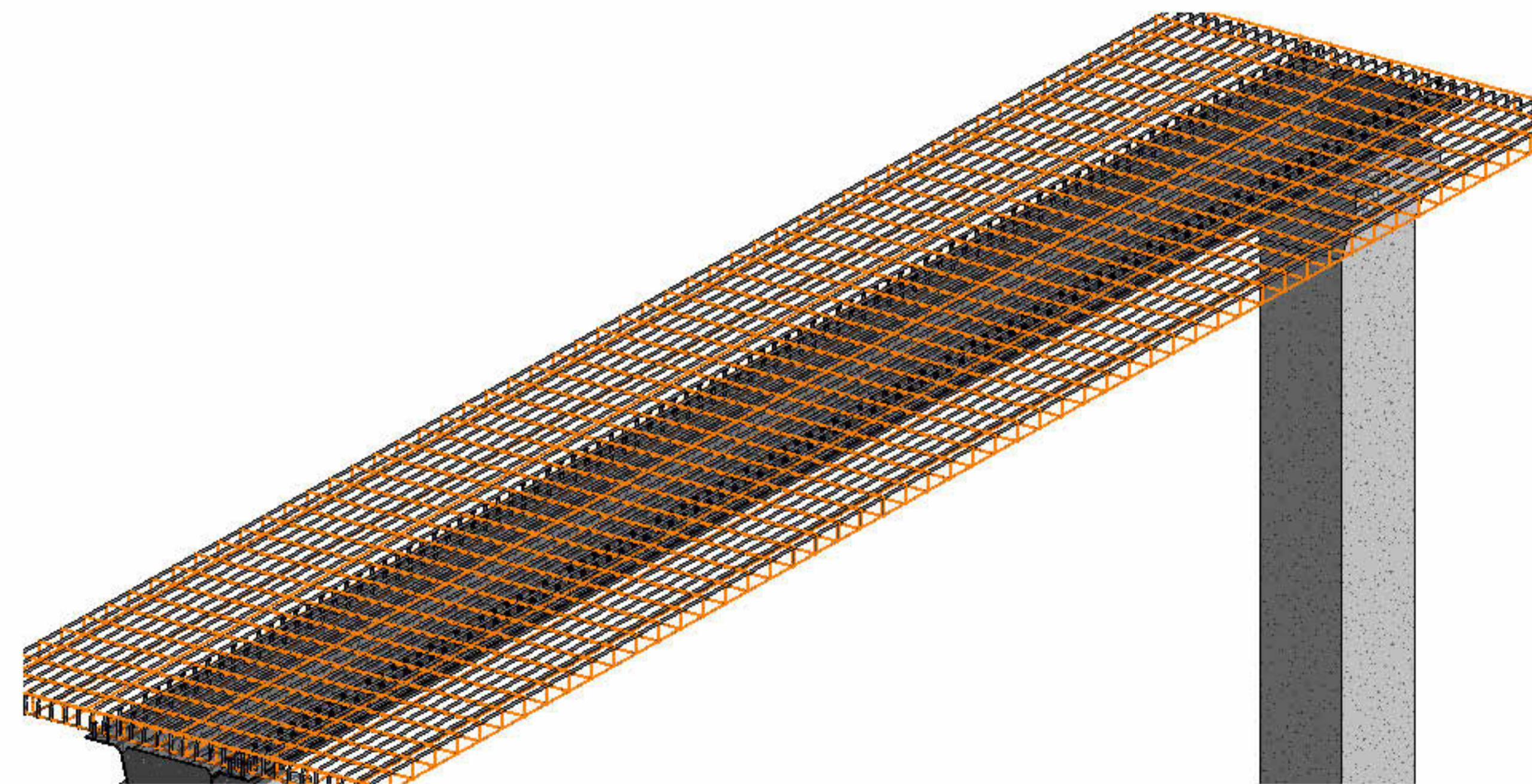
5 Conectores de cortante
1 : 5



6 Viga trapezoidal

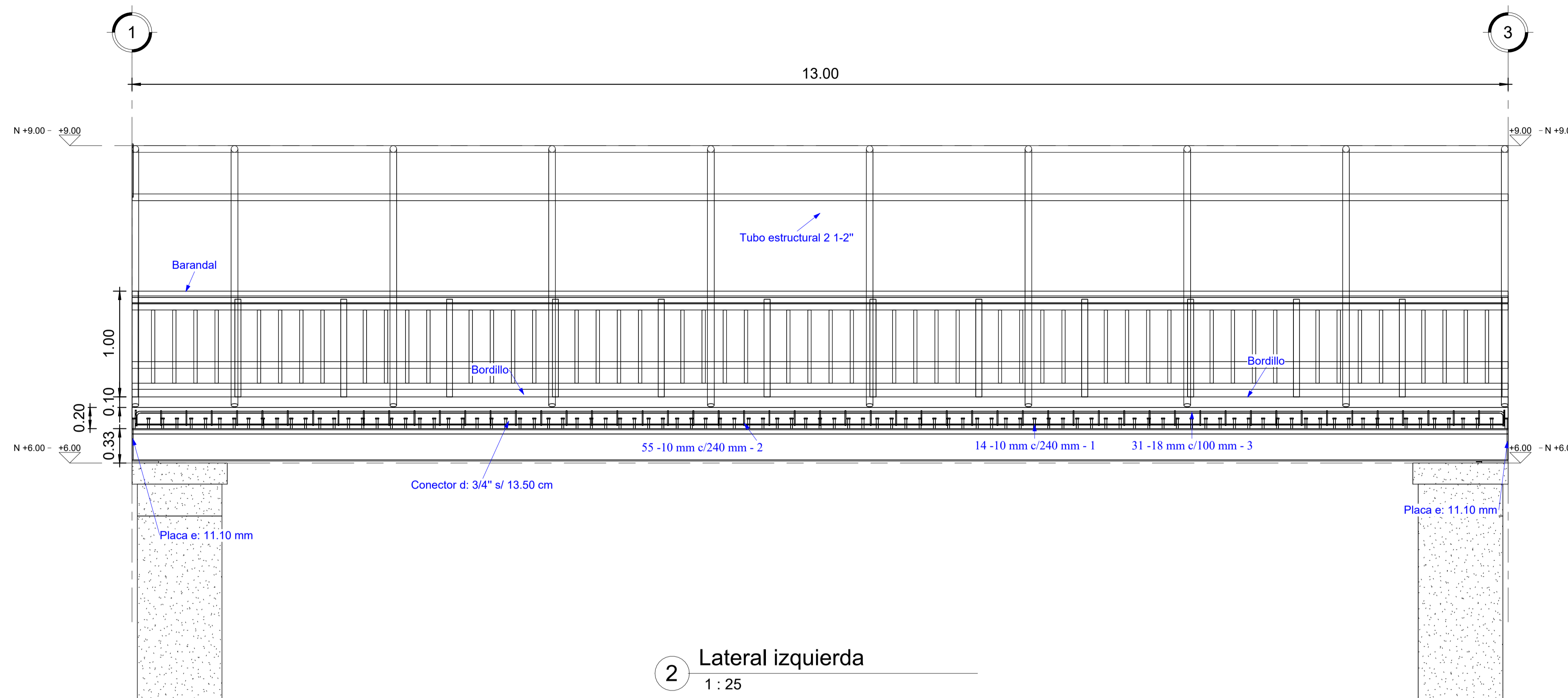


7 Viga y placas

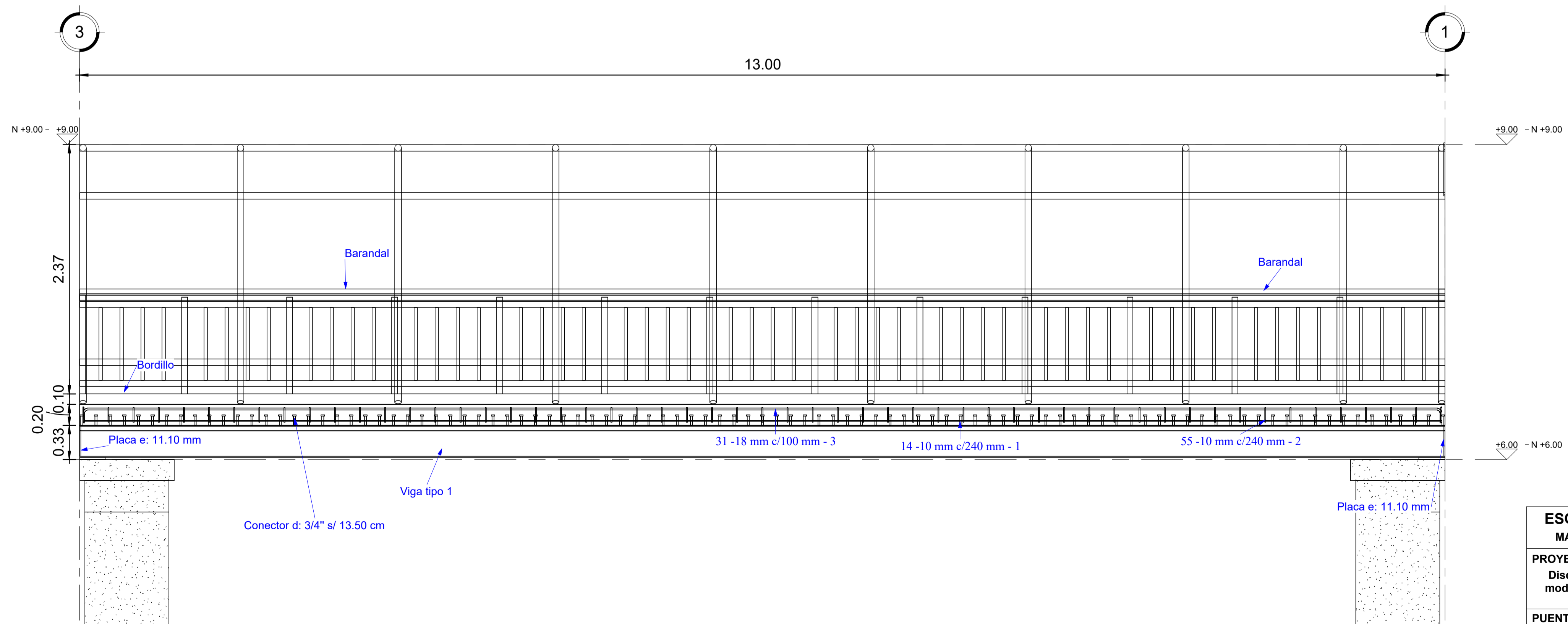


8 Armado del acero en losa

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°5 (Longitud 13 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 22

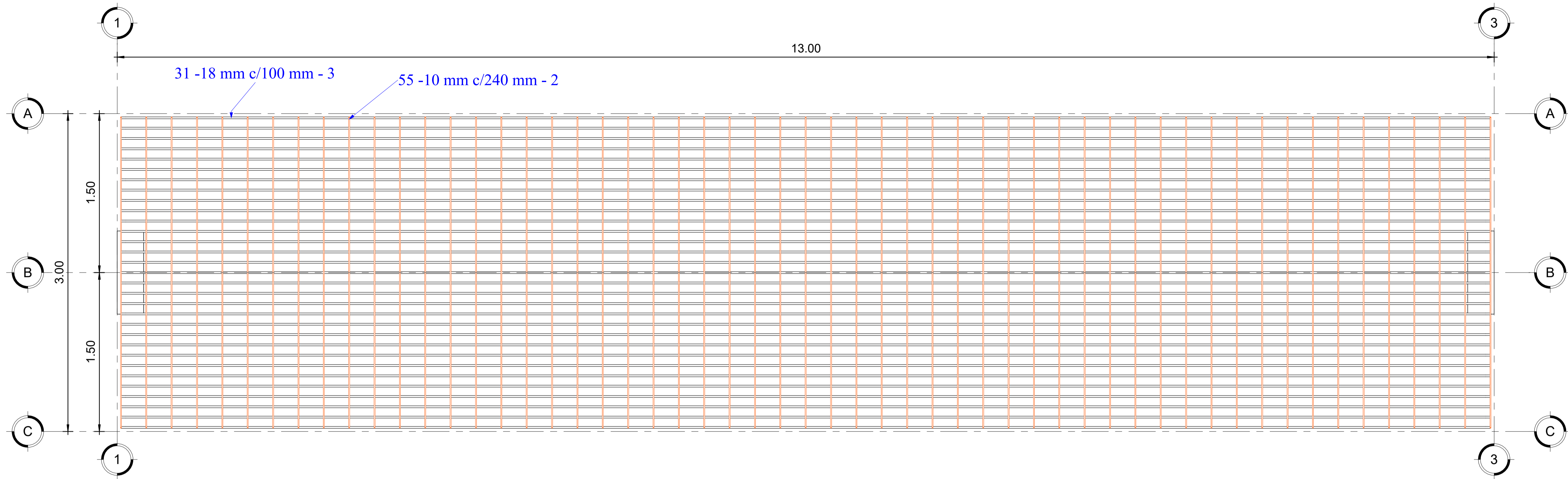


2 Lateral izquierda
1 : 25

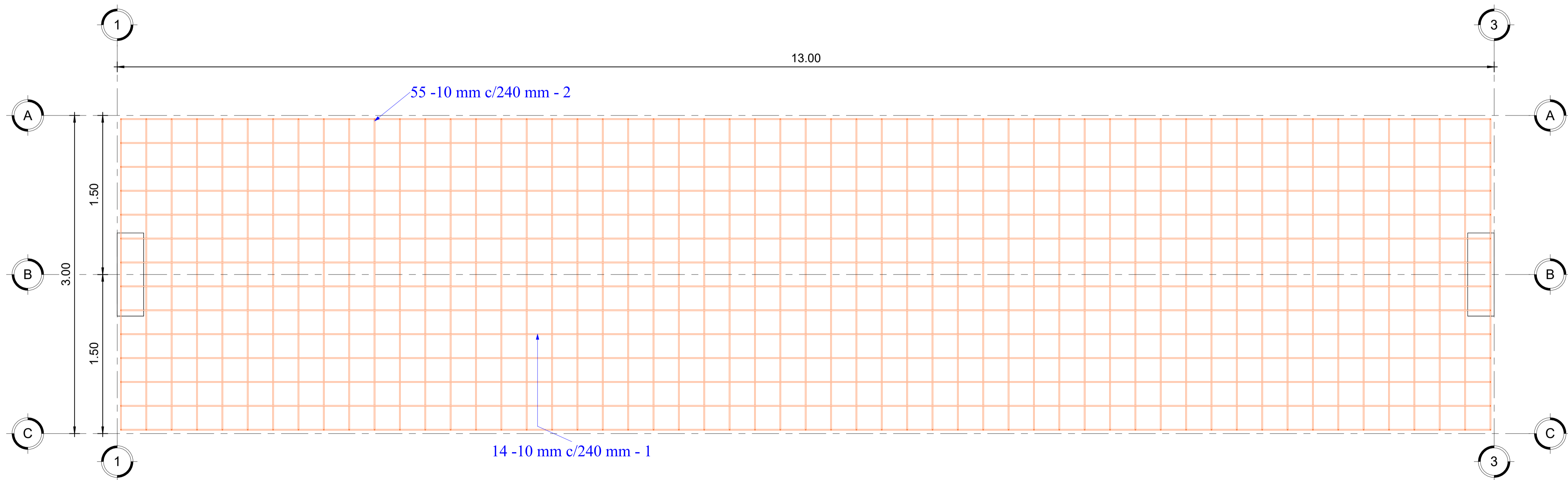


1 Lateral derecha
1 : 25

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°5 (Longitud 13 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 23

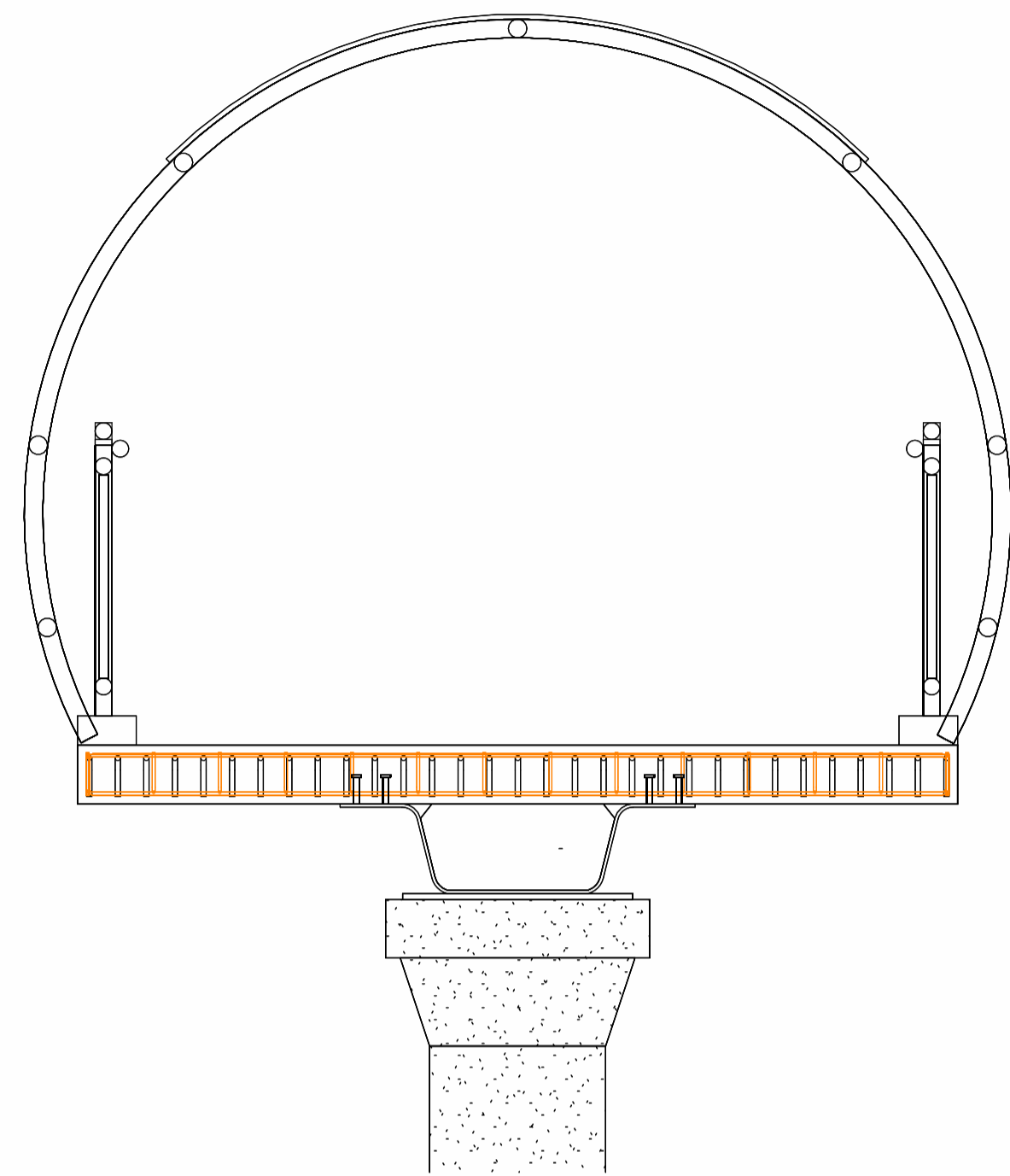


1 Armado superior de la losa
1 : 20

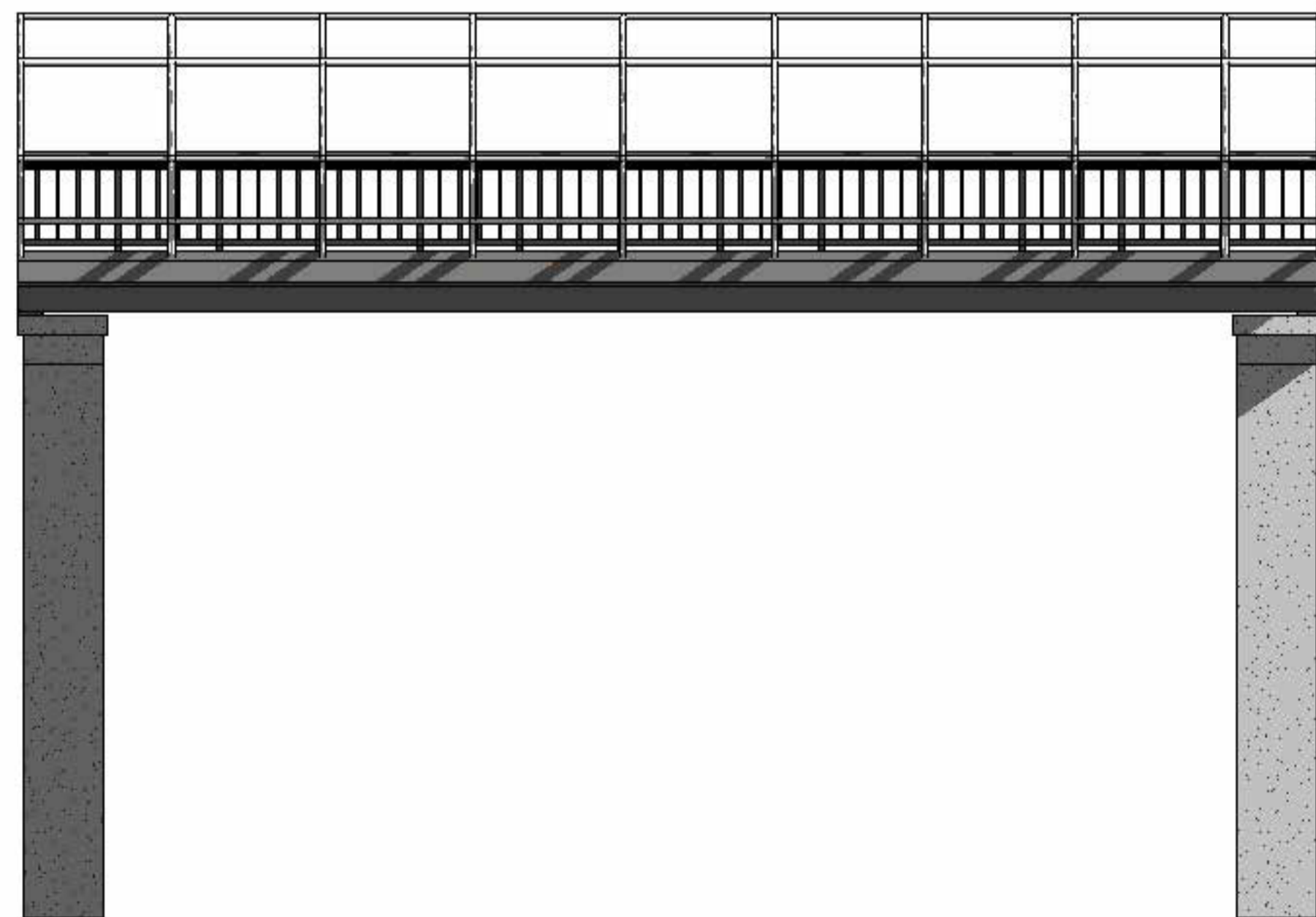


2 Armado inferior de la losa
1 : 20

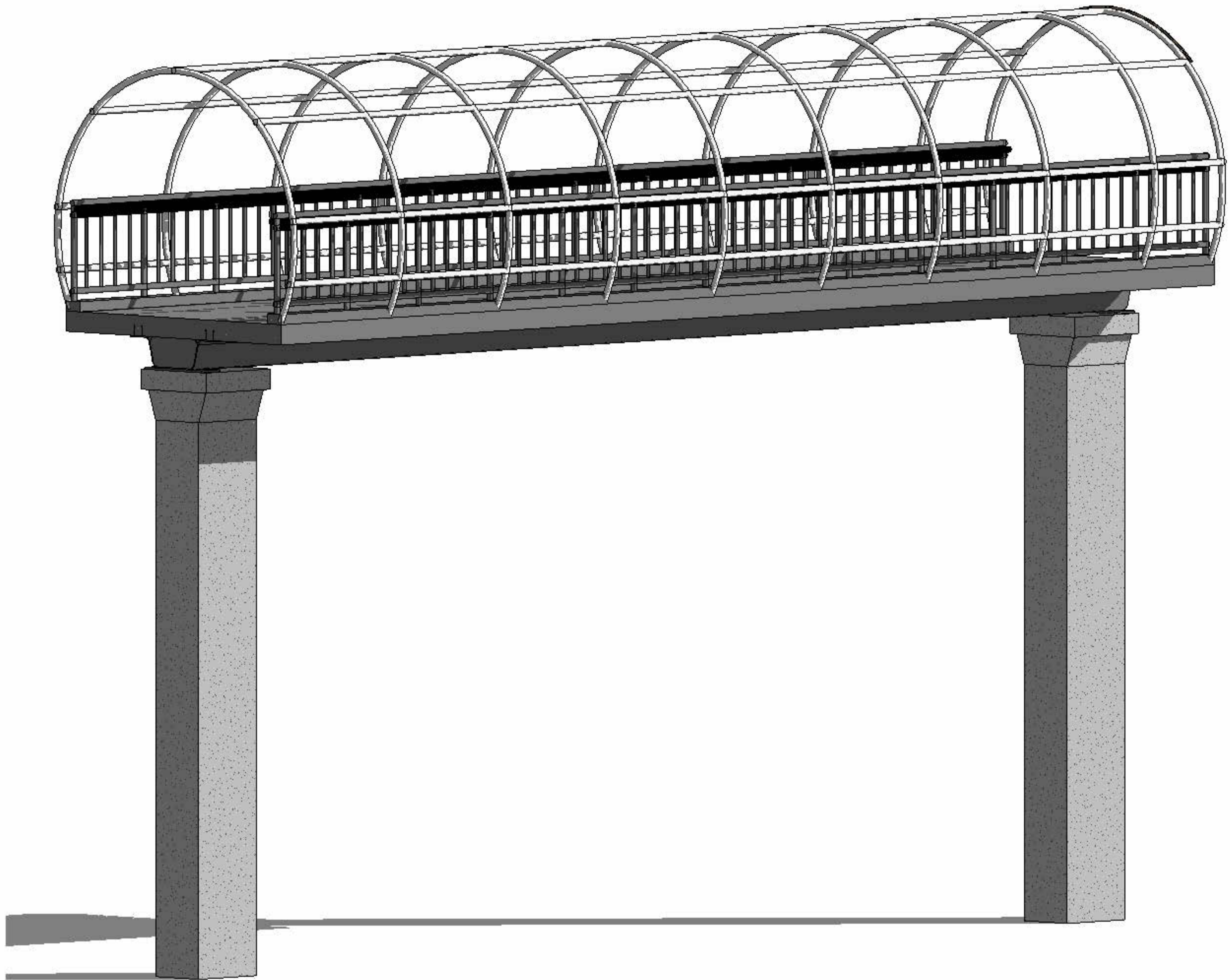
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°5 (Longitud 13 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Armado del acero en el tablero		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 24



2 Vista frontal



3 Vista lateral



1 3D

Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	13150 mm	103734.29 cm ³	811.20 kg
10 mm	1	13190 mm	14503.16 cm ³	113.41 kg
10 mm	2	3190 mm	13779.81 cm ³	107.76 kg
10 mm	2	3190 mm	13779.81 cm ³	107.76 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°5 (Longitud 13 metros, ancho 3.00 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

REVISADO POR:

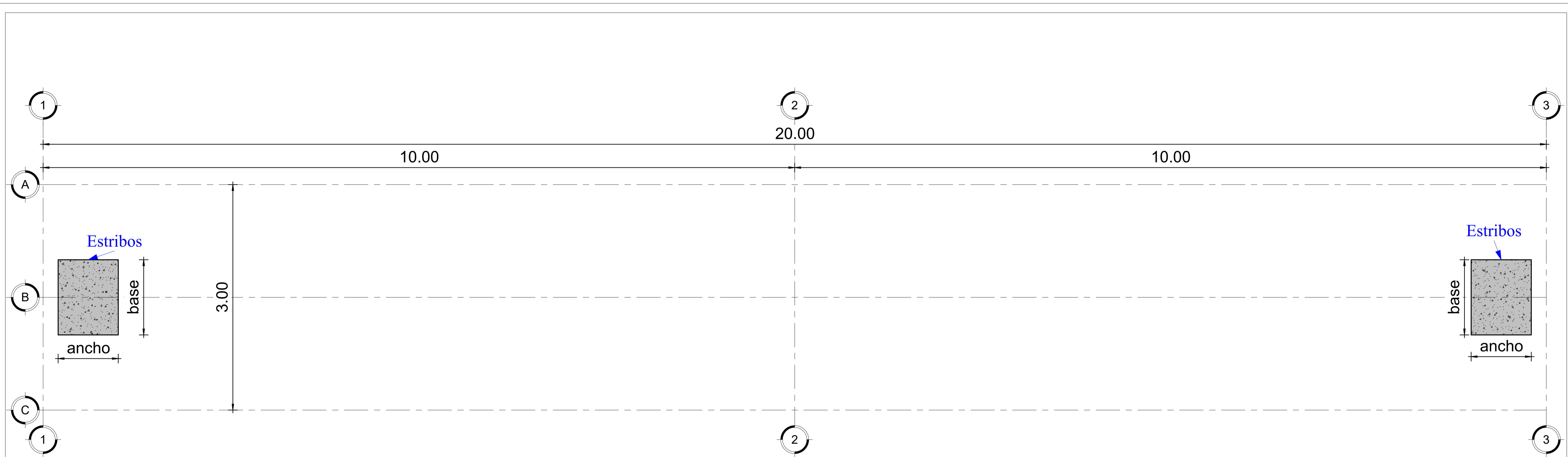
Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025

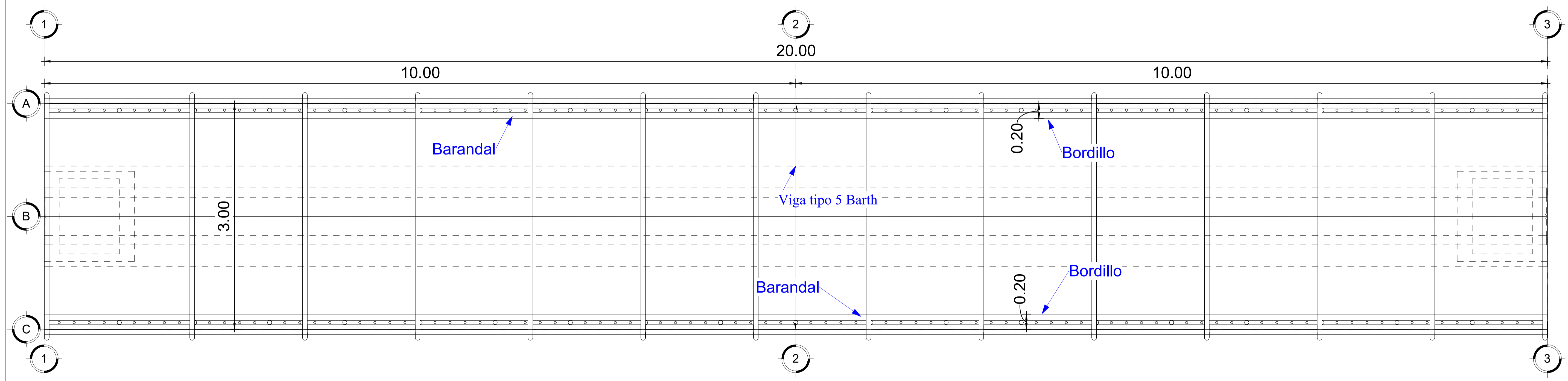
ESCALA: INDICADAS

PLANO N°: 25

Planos del puente peatonal N°6



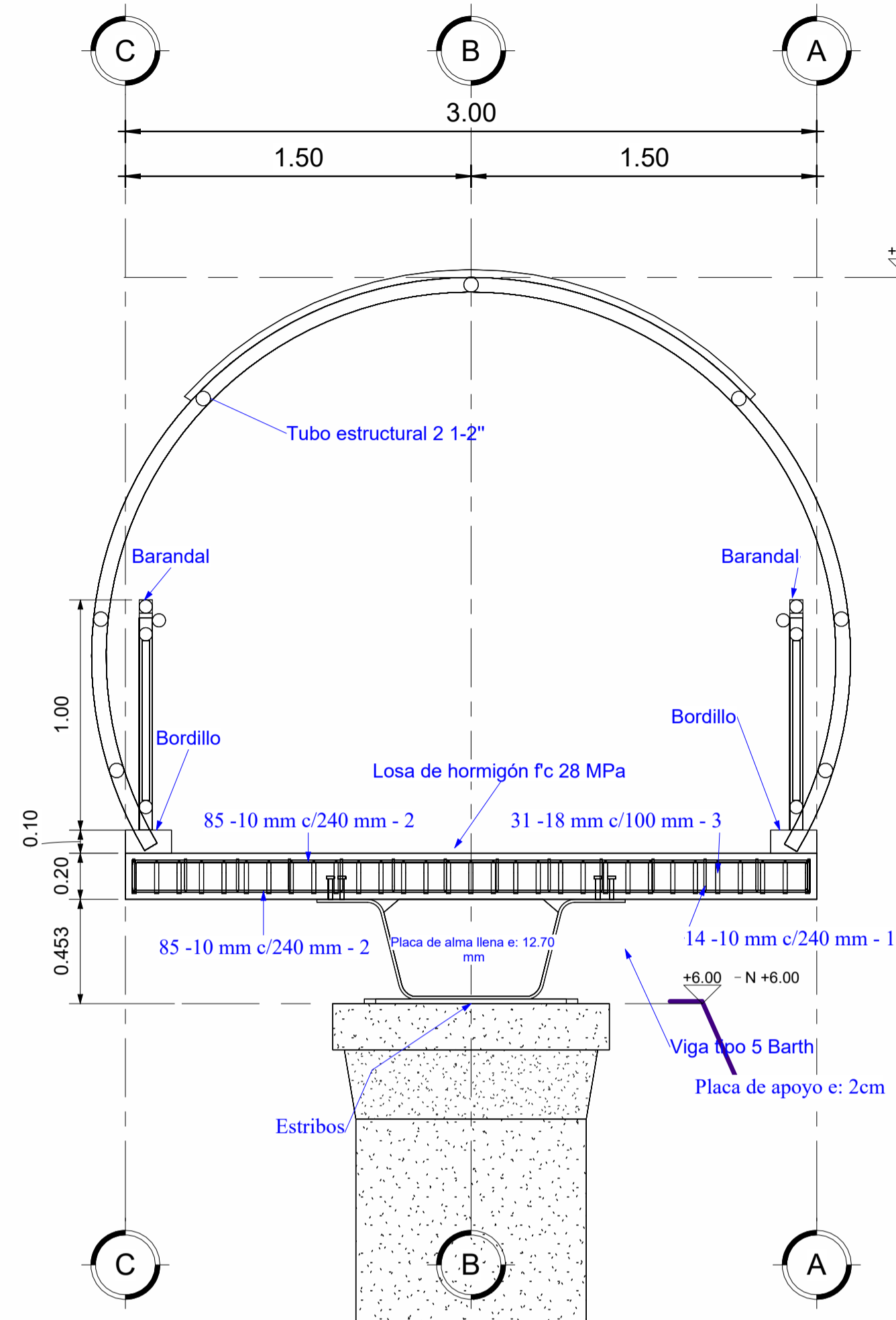
1 N + 0.00
1 : 25



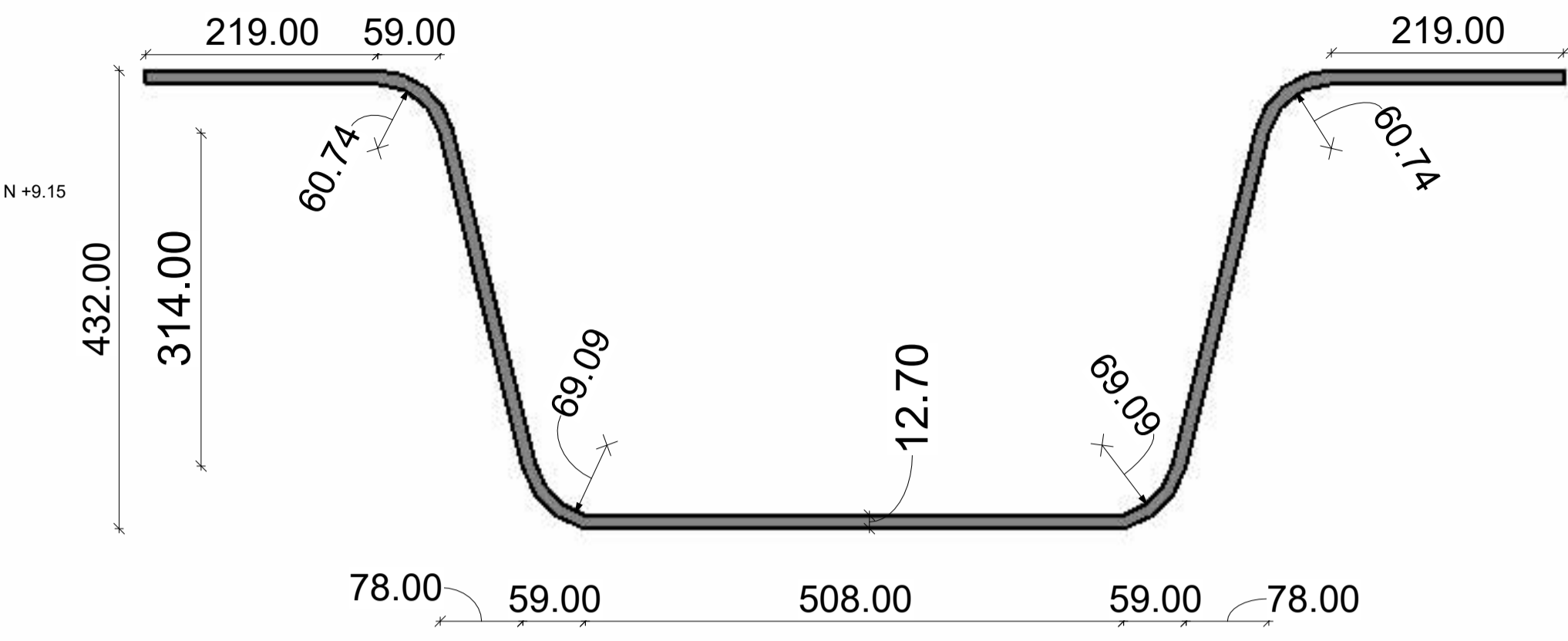
2 N + 6.00
1 : 25

NOTA: El análisis estructural solo se realizó únicamente para la superestructura, las dimensiones de los estribos fueron asumidas.

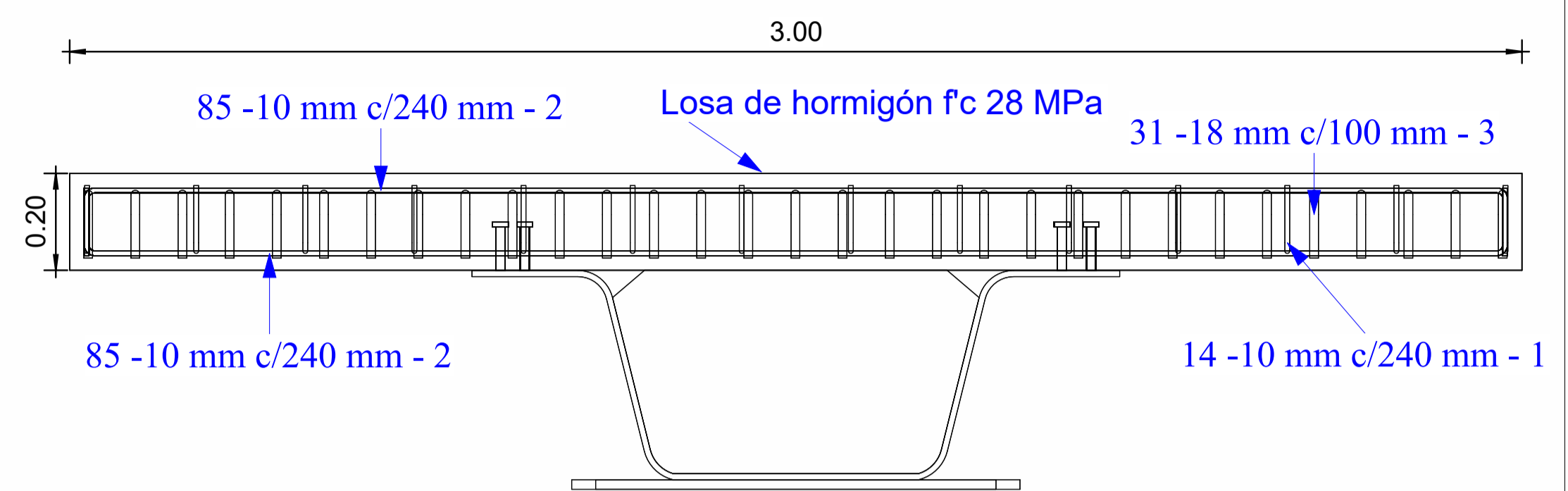
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°6 (Longitud 20 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 26



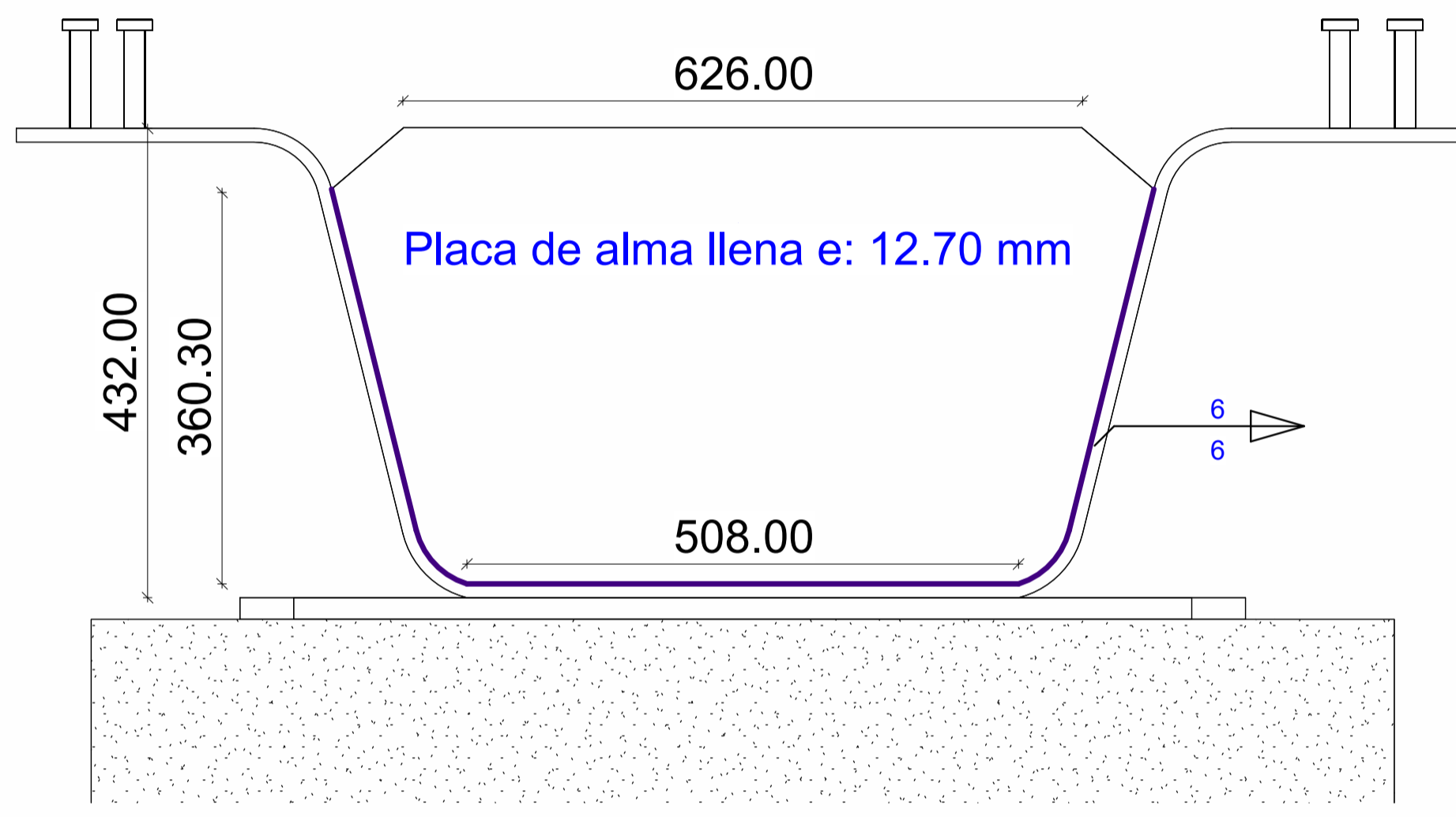
1 Vista frontal
1 : 20



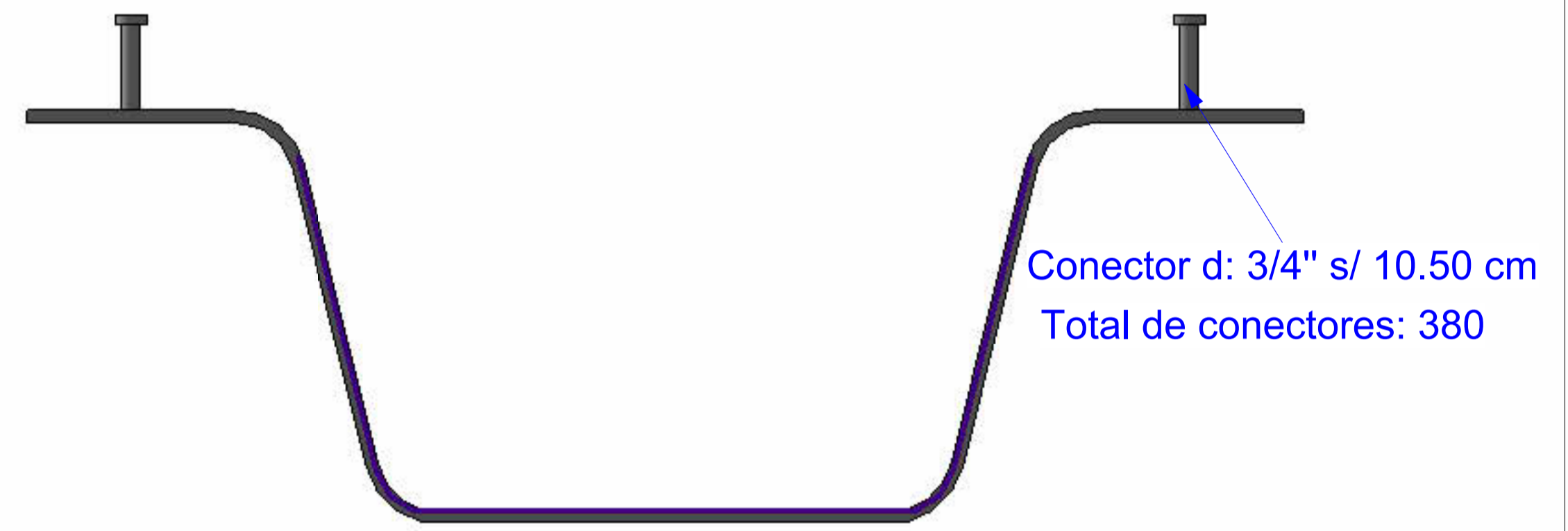
2 Sección viga tipo 5 - Barth
1 : 5



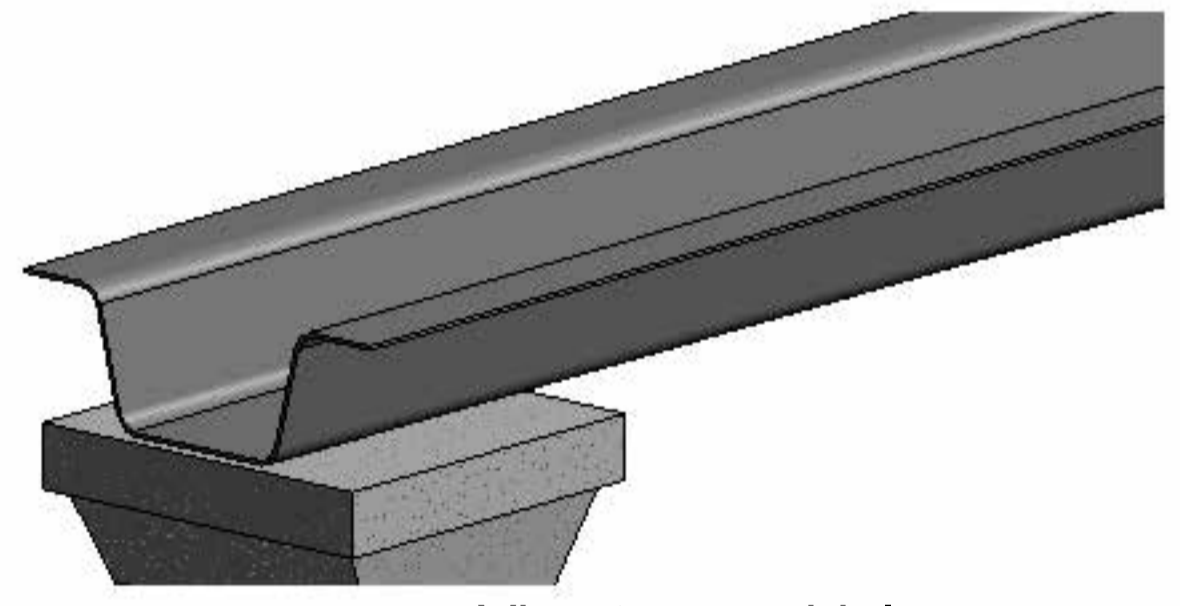
3 Refuerzo en losa
1 : 10



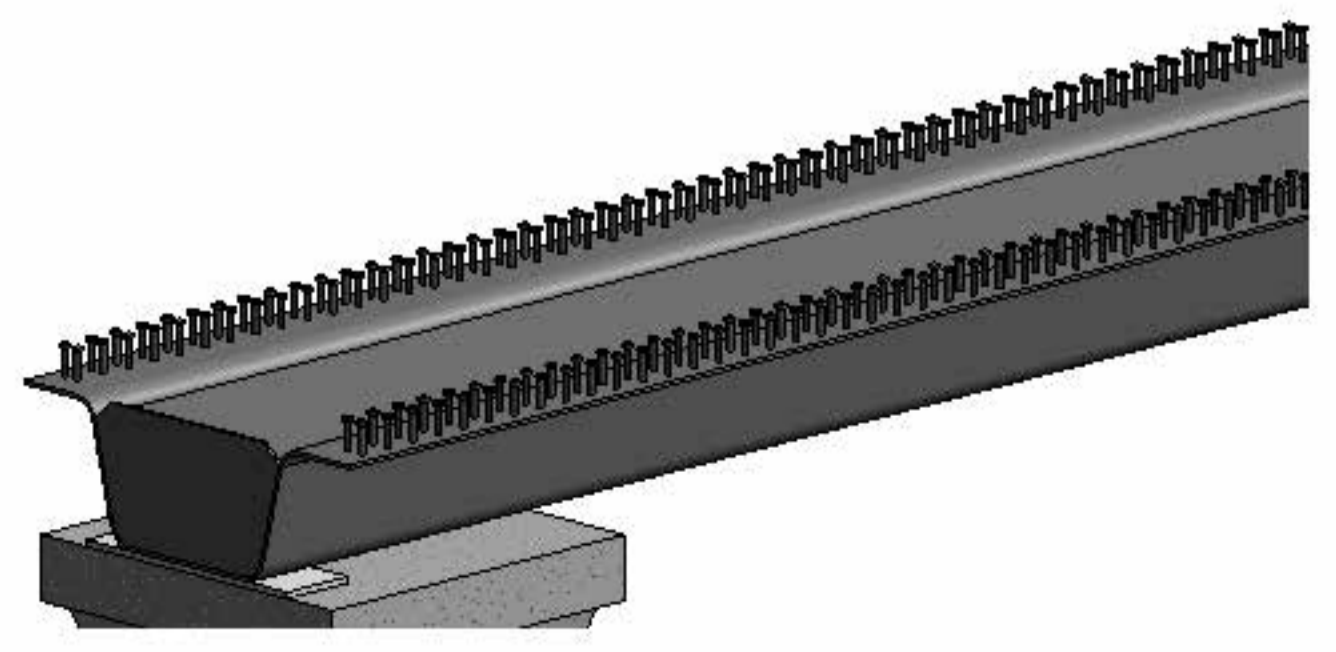
4 Placa para extremos de viga
1 : 5



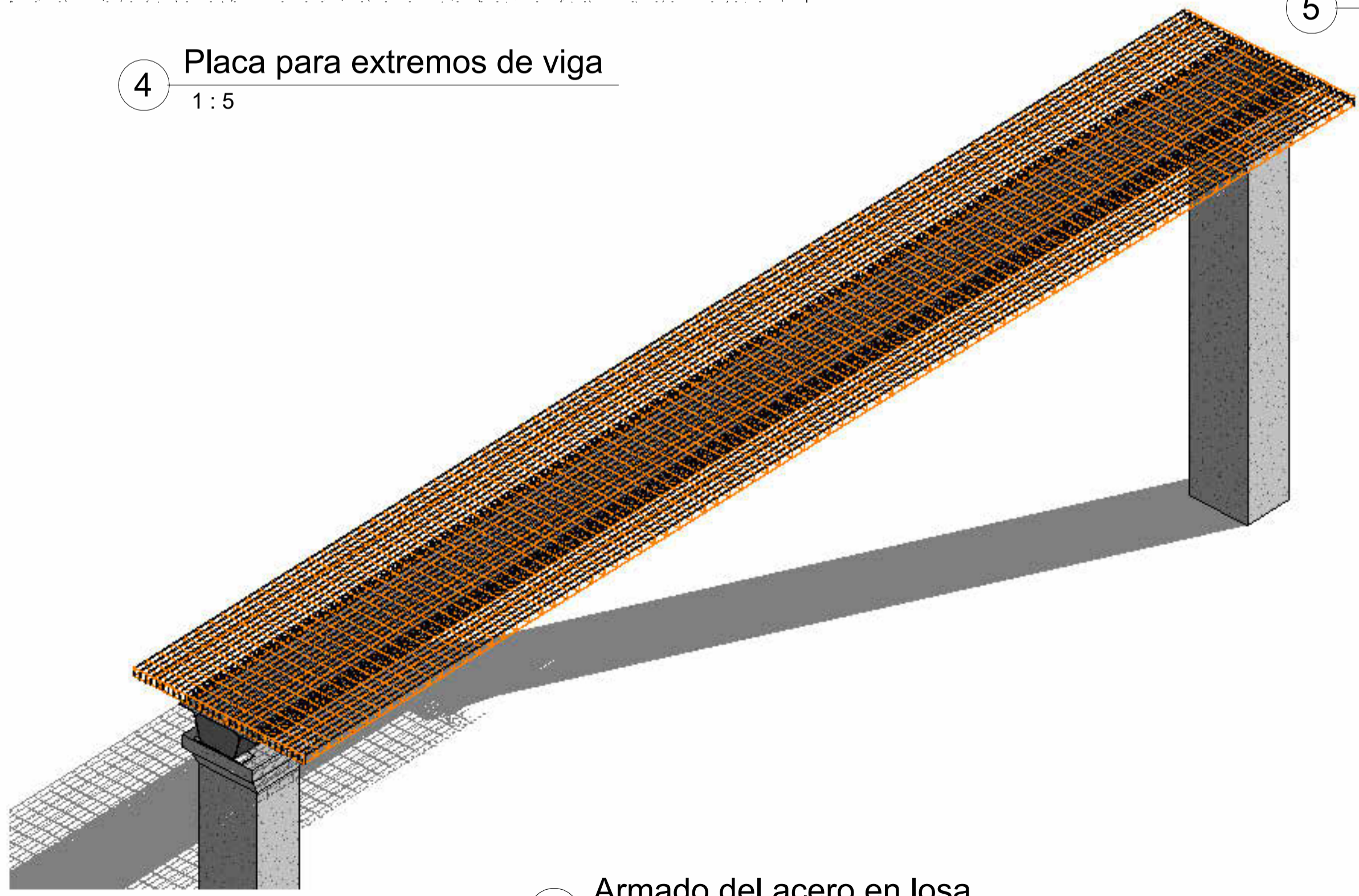
5 Conectores de cortante
1 : 5



6 Viga trapezoidal

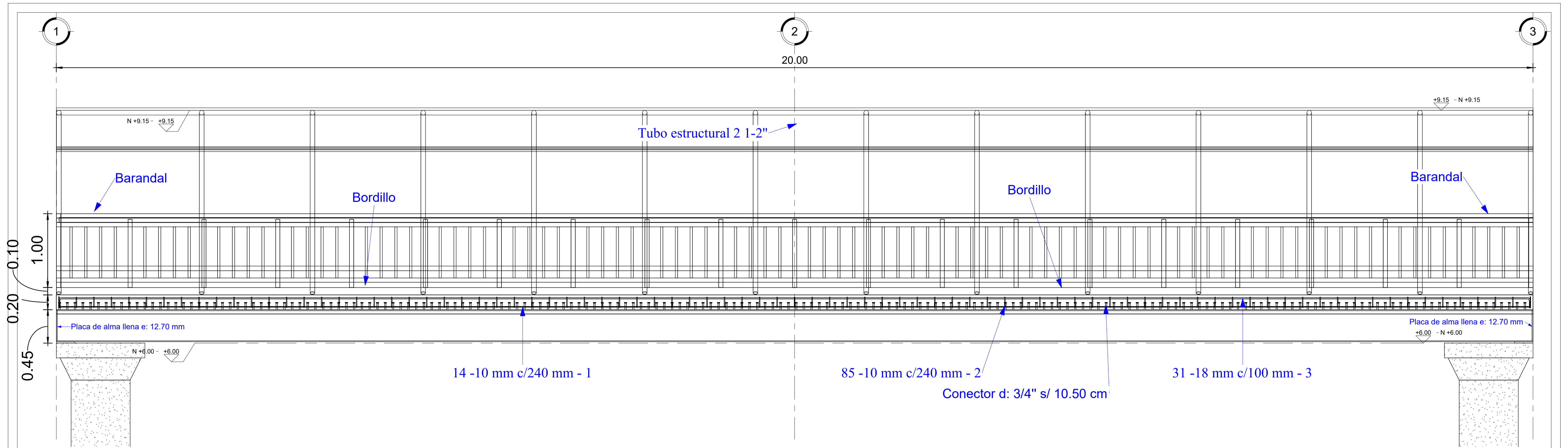


7 Viga y placas

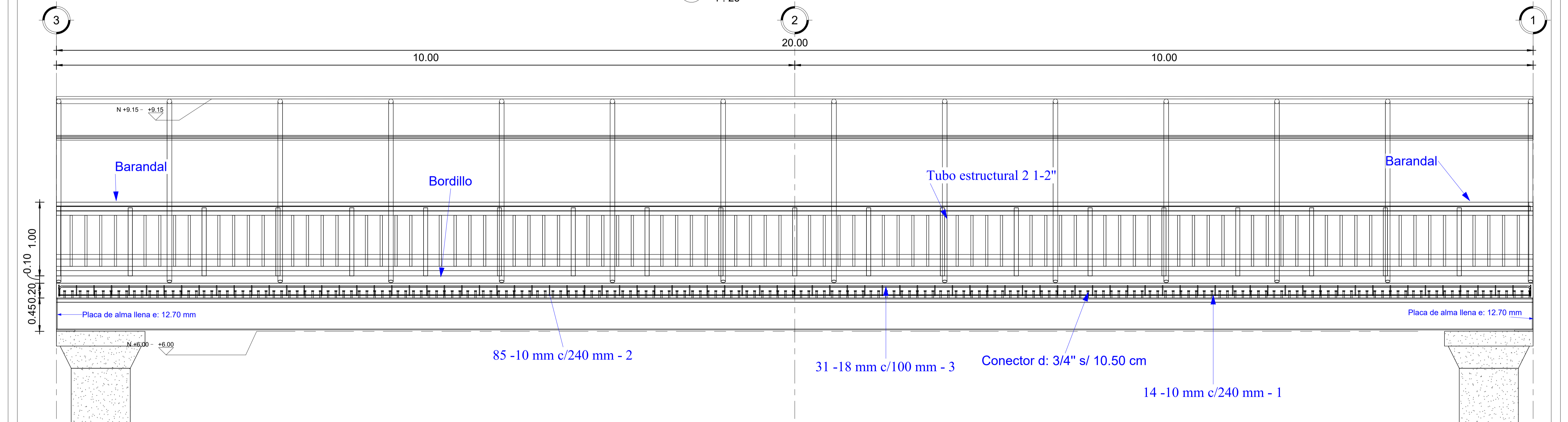


8 Armado del acero en losa

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°6 (Longitud 20 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	PLANO N°: 27
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 27

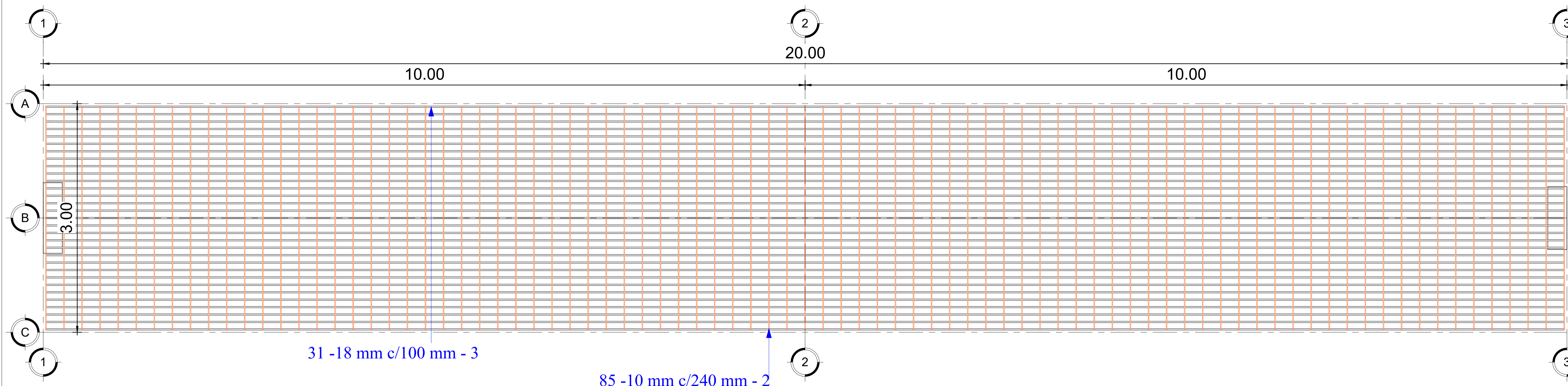


1 Lateral izquierda
1 : 25

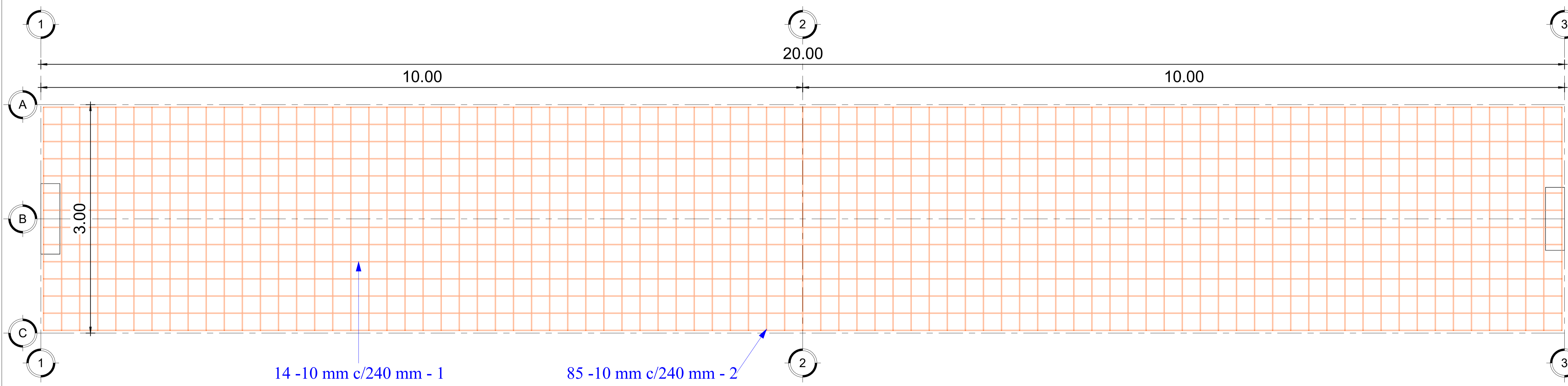


2 Lateral derecha
1 : 25

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°6 (Longitud 20 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 28

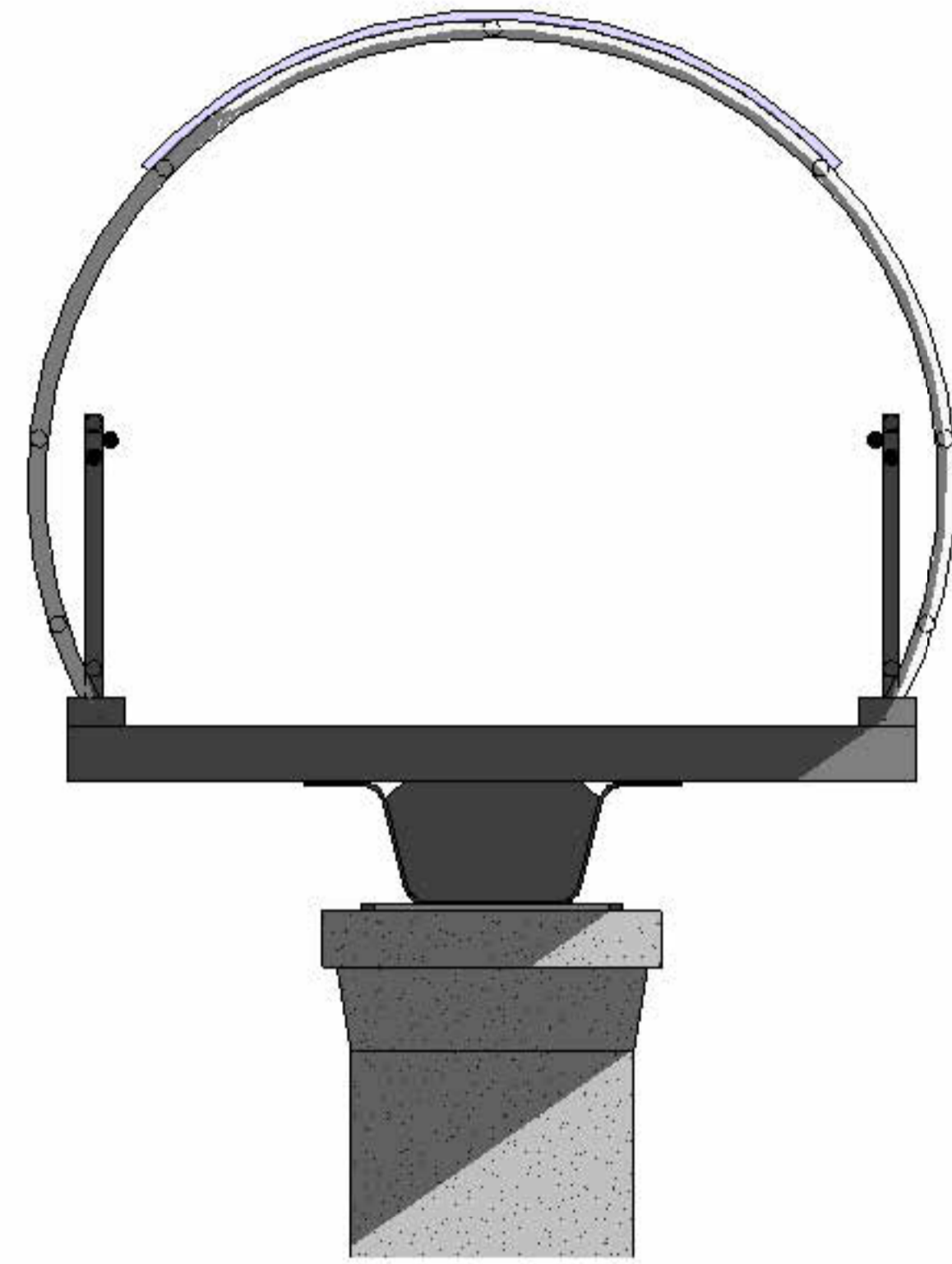


1 Armado superior de la losa
1 : 25

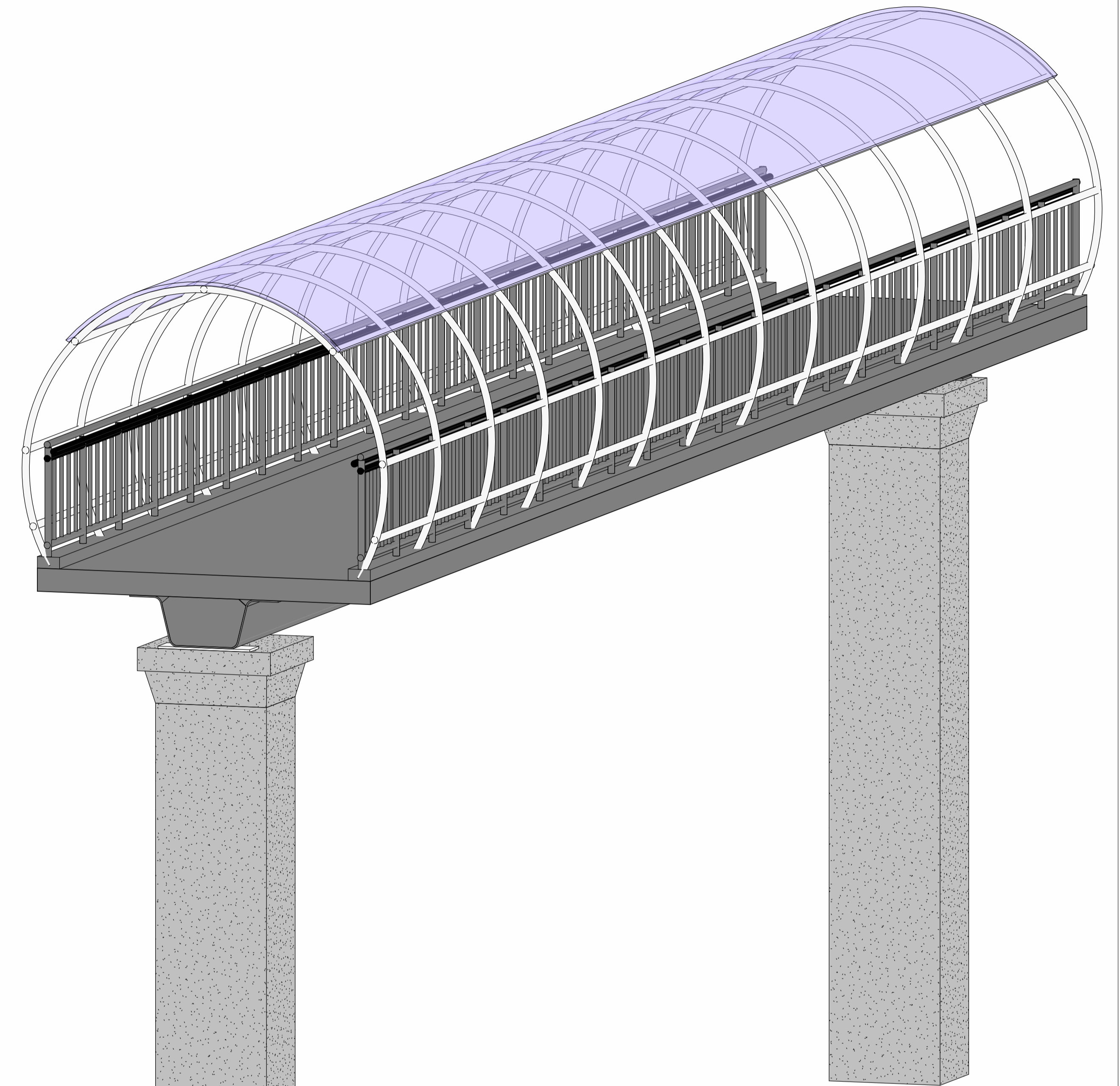


2 Armado inferior de la losa
1 : 25

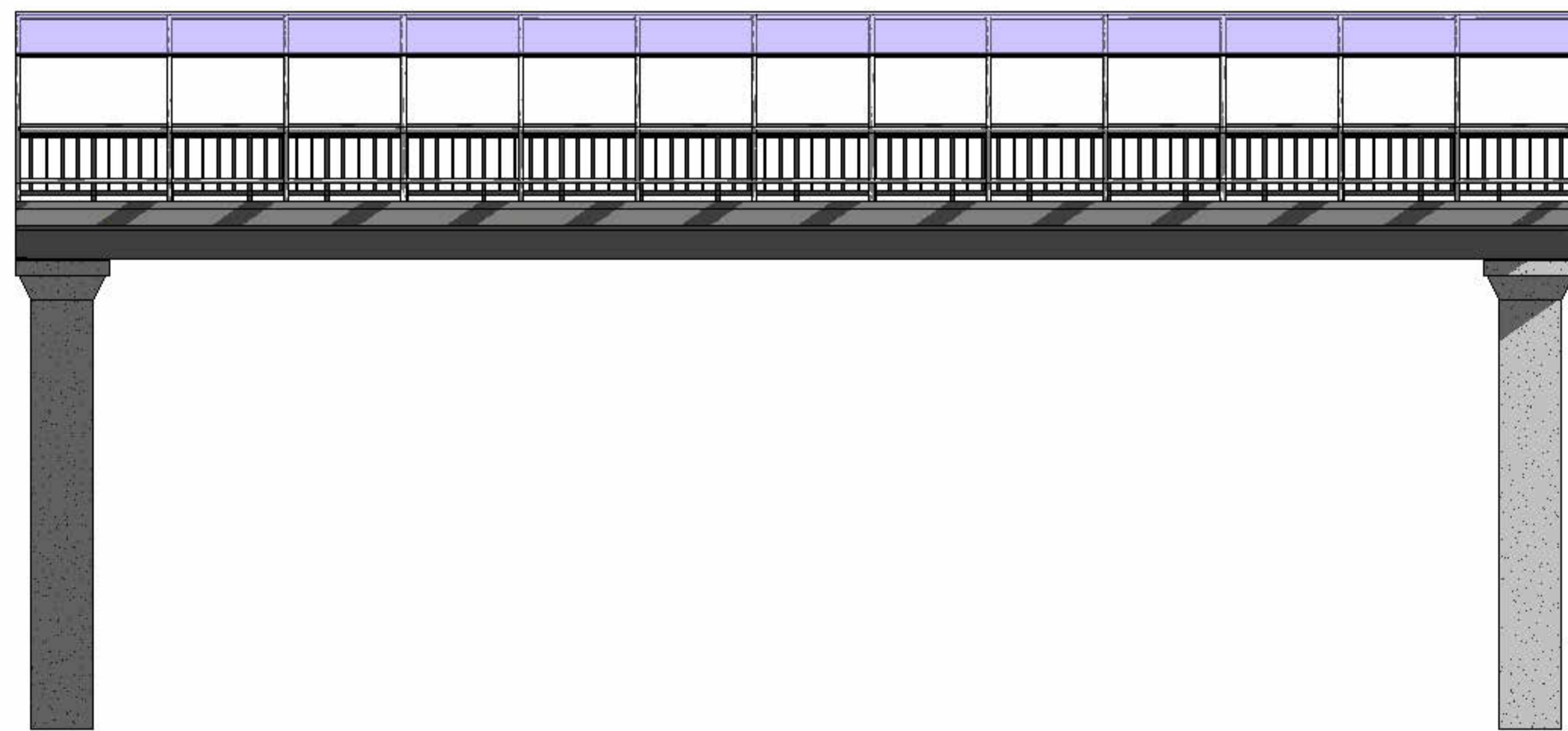
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°6 (Longitud 20 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Armado del acero en el tablero		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 29



1 Vista frontal



2 3D



3 Vista lateral

Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	20150 mm	158954.06 cm ³	1243.02 kg
10 mm	1	20190 mm	22200.06 cm ³	173.60 kg
10 mm	2	3190 mm	21296.07 cm ³	166.54 kg
10 mm	2	3190 mm	21296.07 cm ³	166.54 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°6 (Longitud 20 metros, ancho 3.00 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

REVISADO POR:

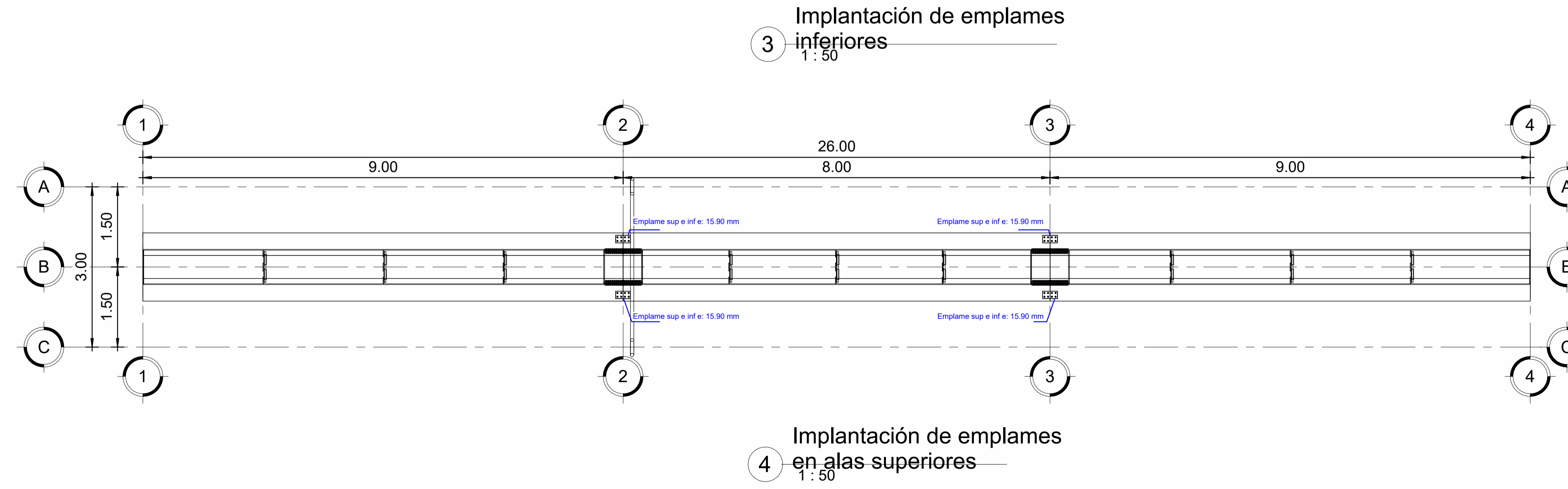
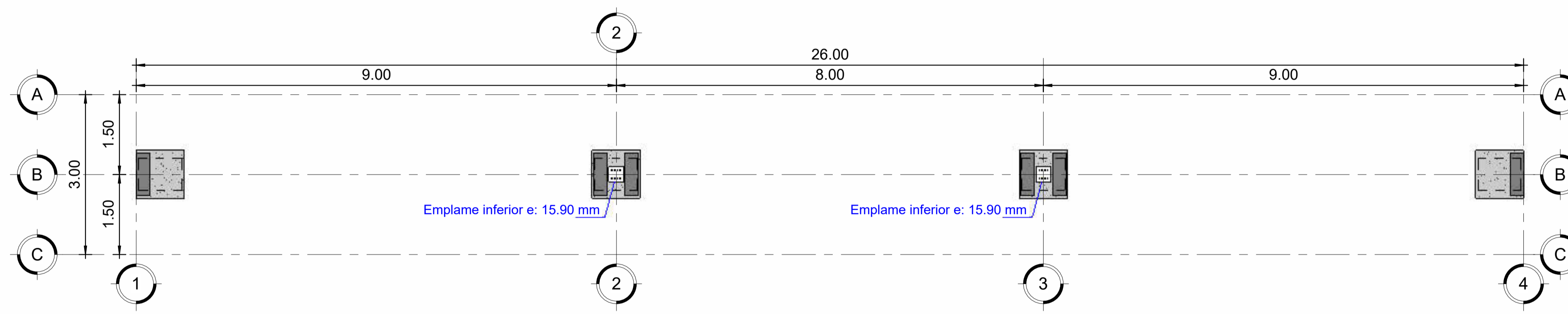
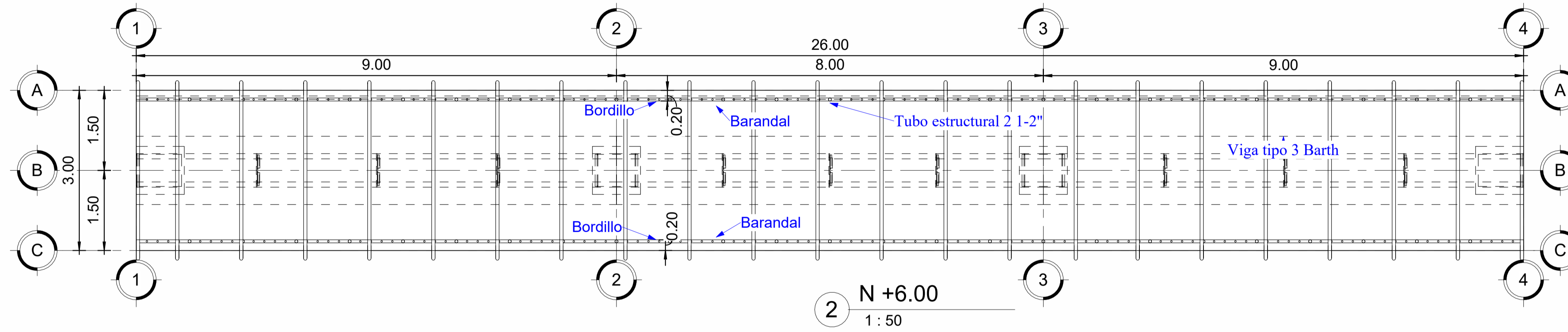
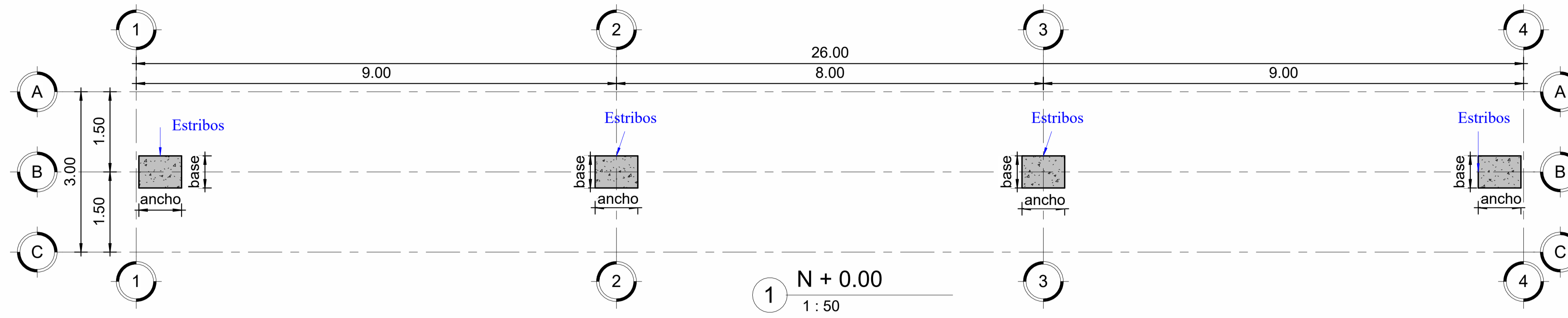
Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025

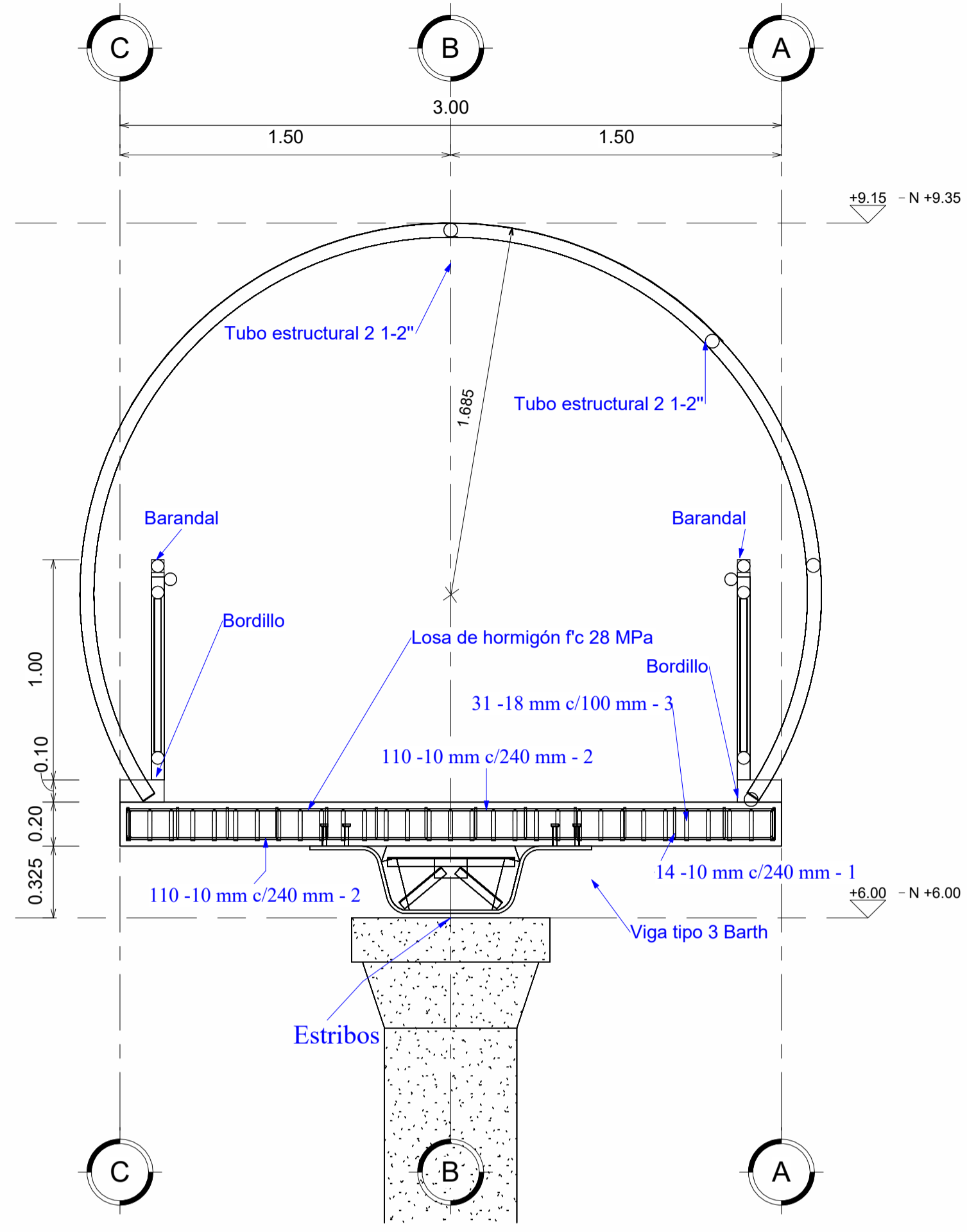
ESCALA: INDICADAS

PLANO N°: 30

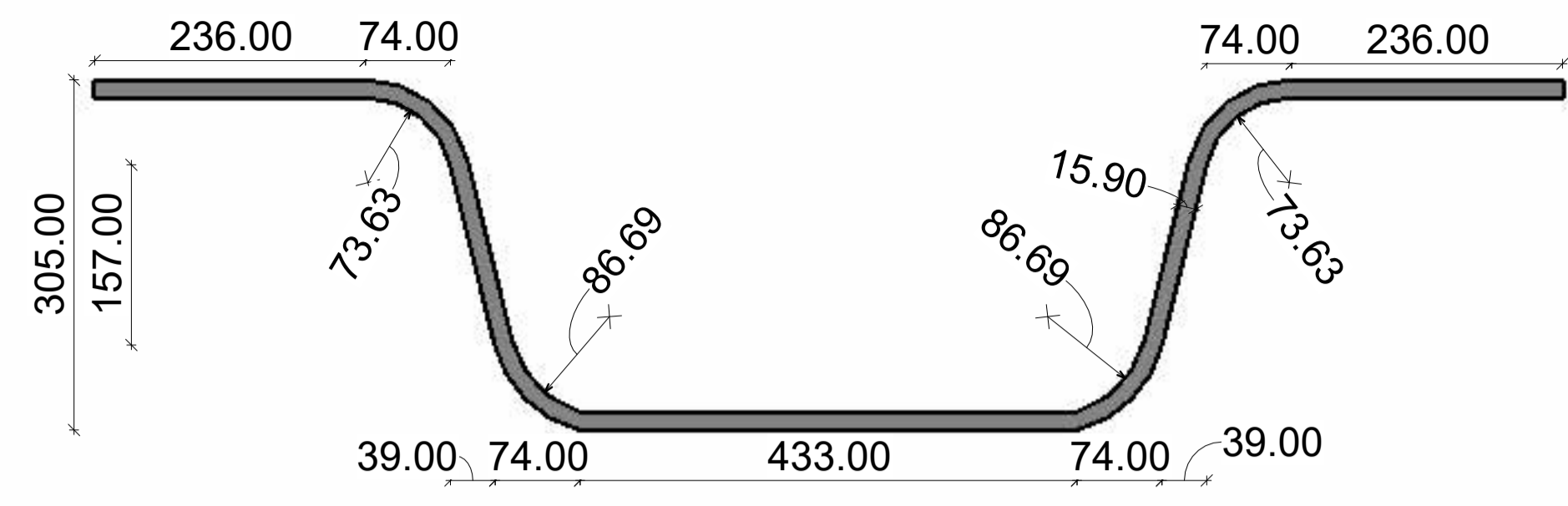
Planos del puente peatonal N°7



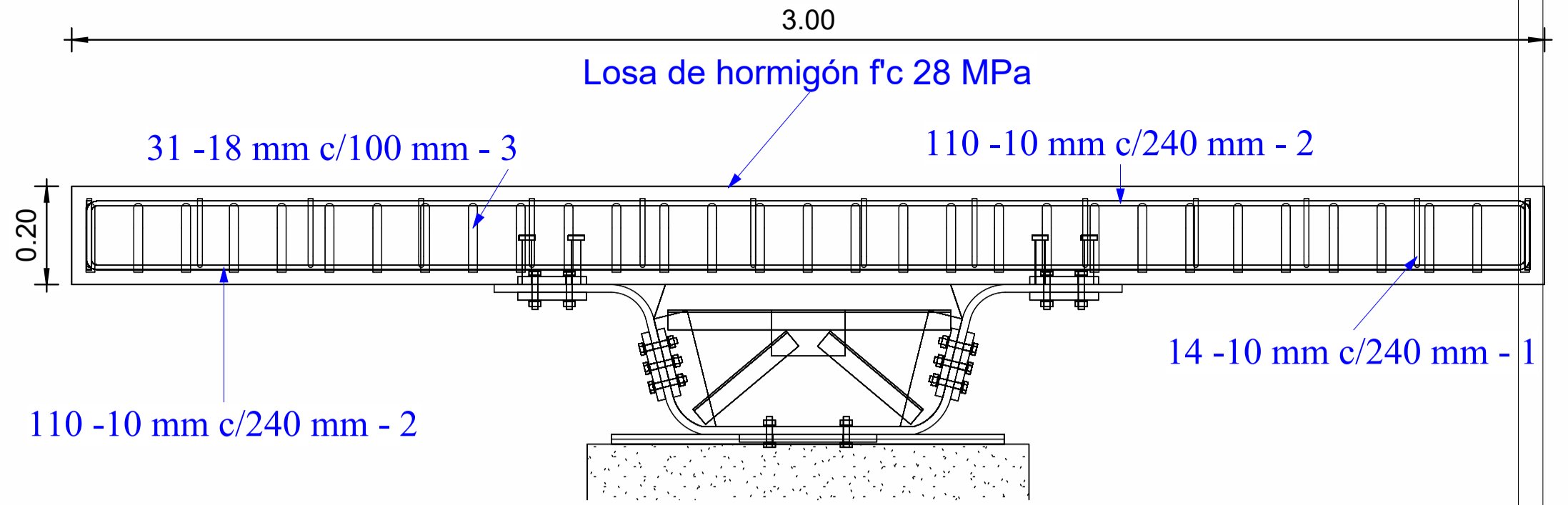
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL		
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO:		
Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°7 (Longitud 26 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00		
ELABORADO POR:	REVISADO POR:	
Ing. Heidy Coello A.	Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA:	ESCALA:	PLANO N°:
10-12-2025	INDICADAS	31



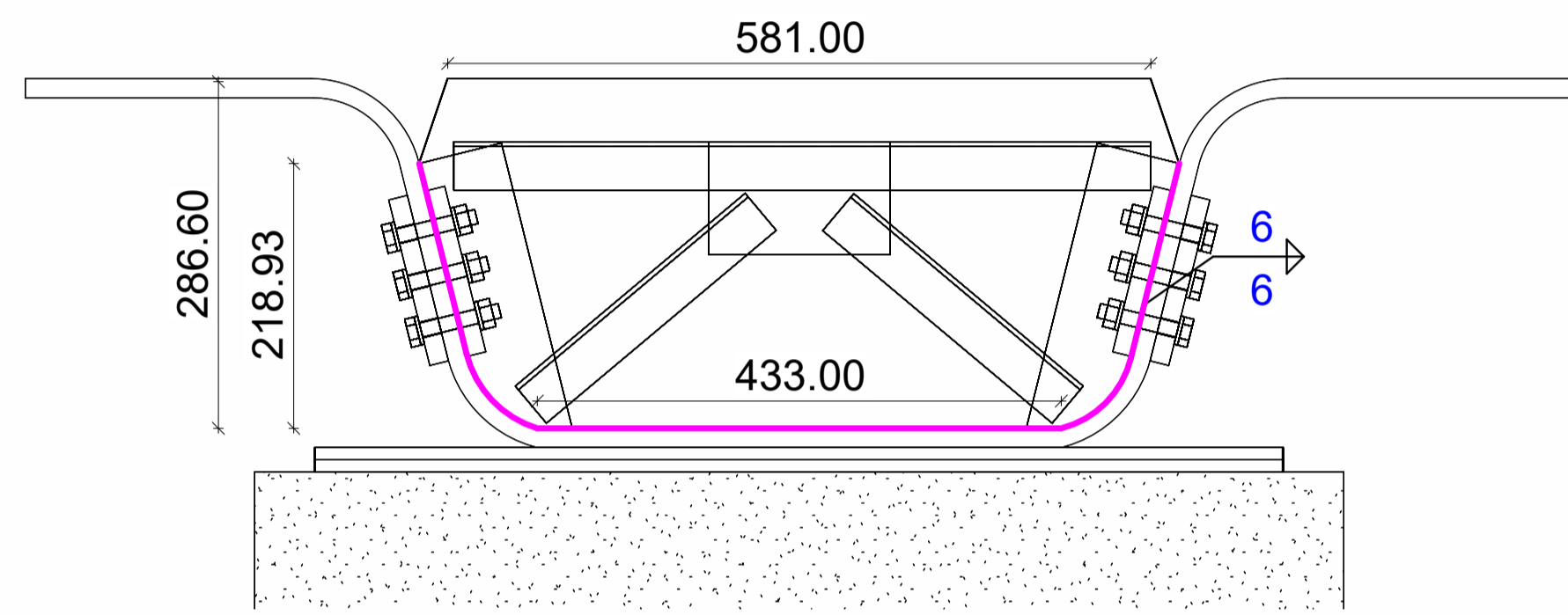
1 Vista frontal
1: 20



2 Sección viga tipo 3 - Barth
1: 5



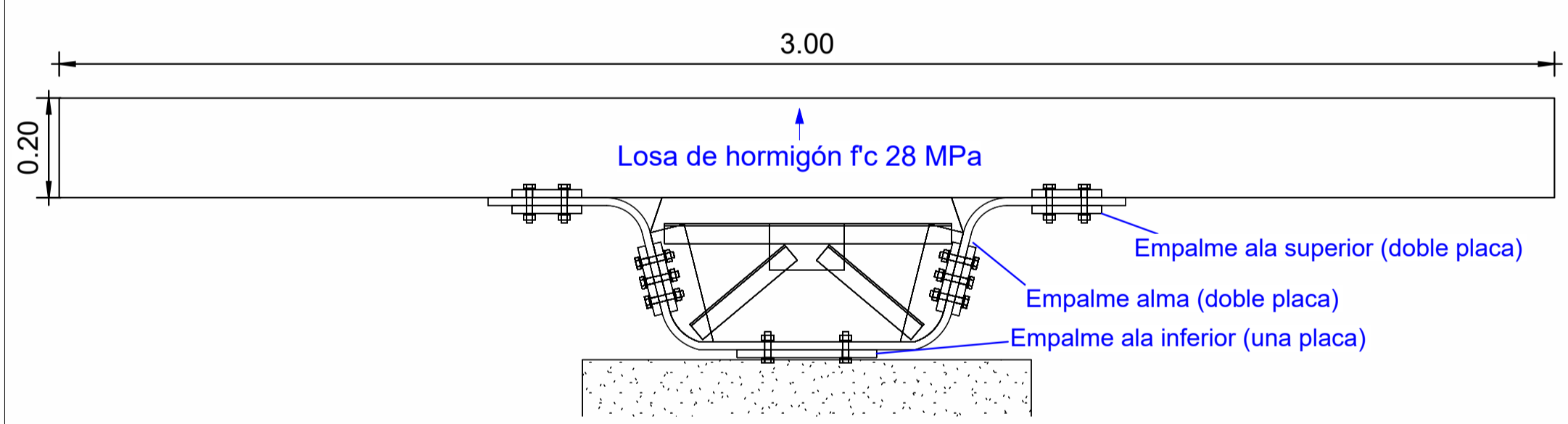
7 Refuerzo en losa
1: 10



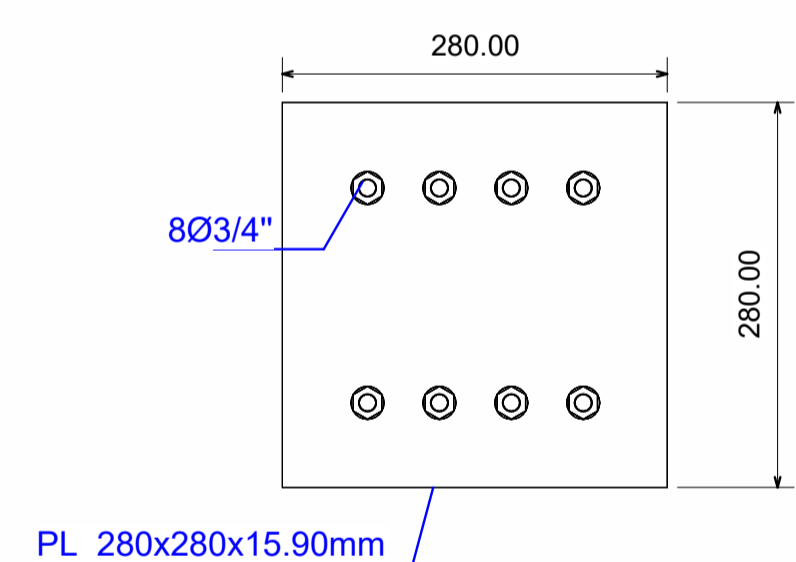
3 Placa para extremos de viga
1: 5



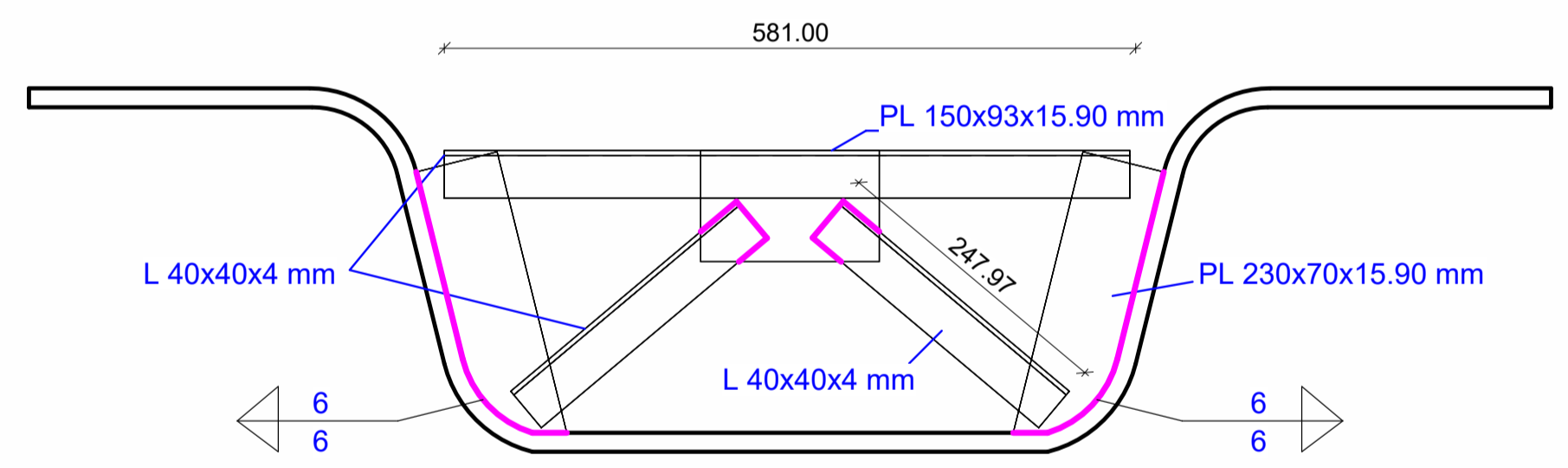
8 Conectores de cortante
1: 5



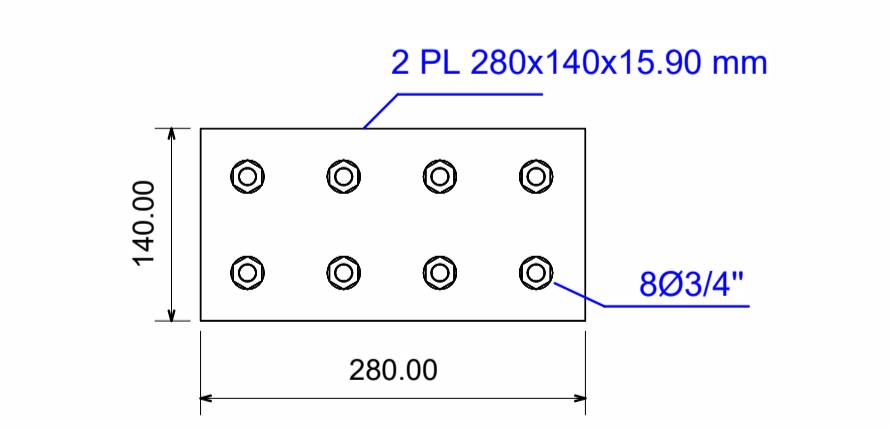
4 Empalme viga - viga
1: 10



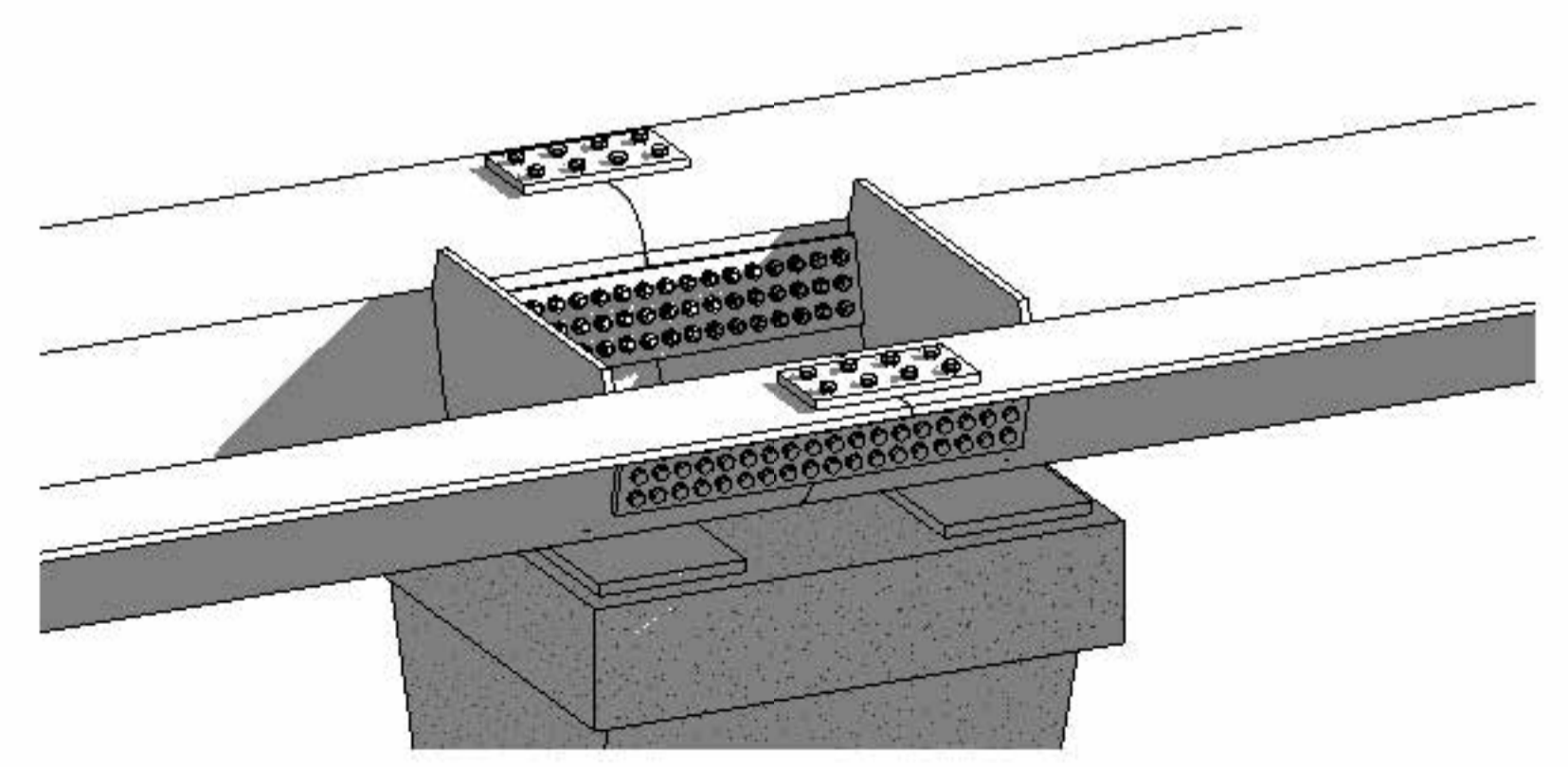
9 Empalme en ala inferior
1: 5



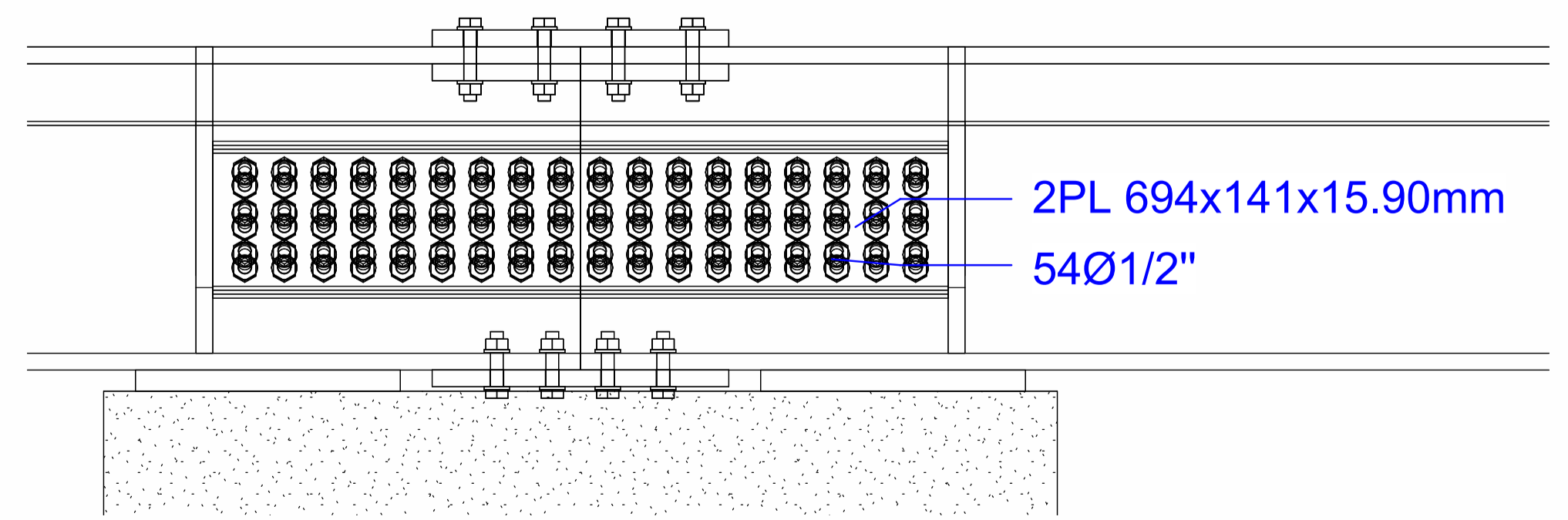
10 Arriostramientos internos
1: 5



5 Empalme en alas superiores
1: 5

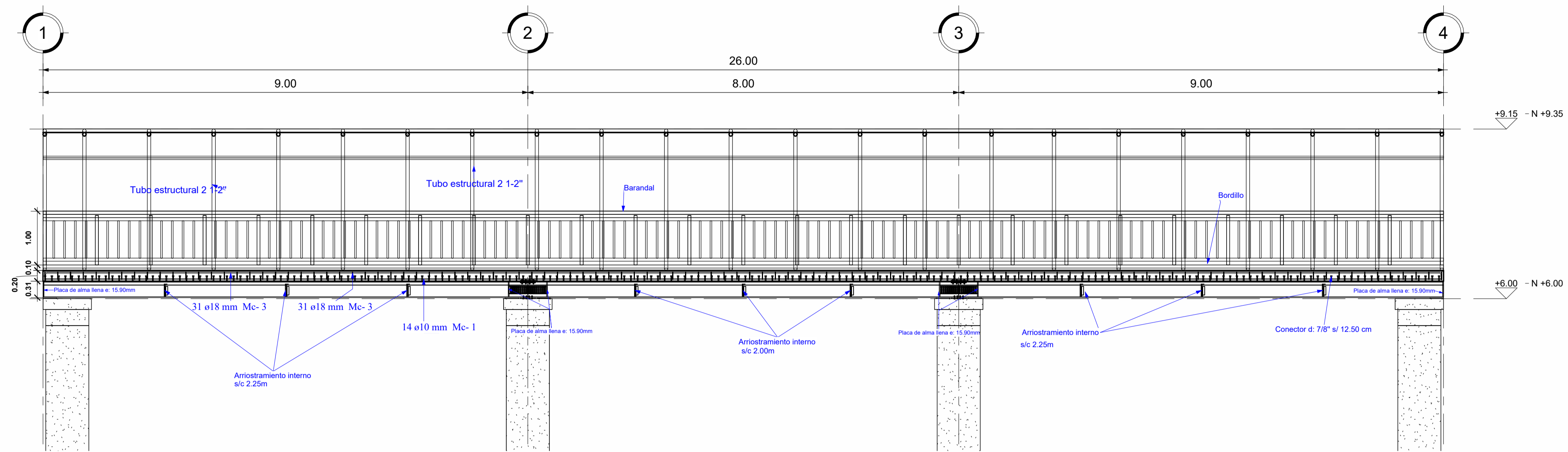


6 Empalme viga-viga

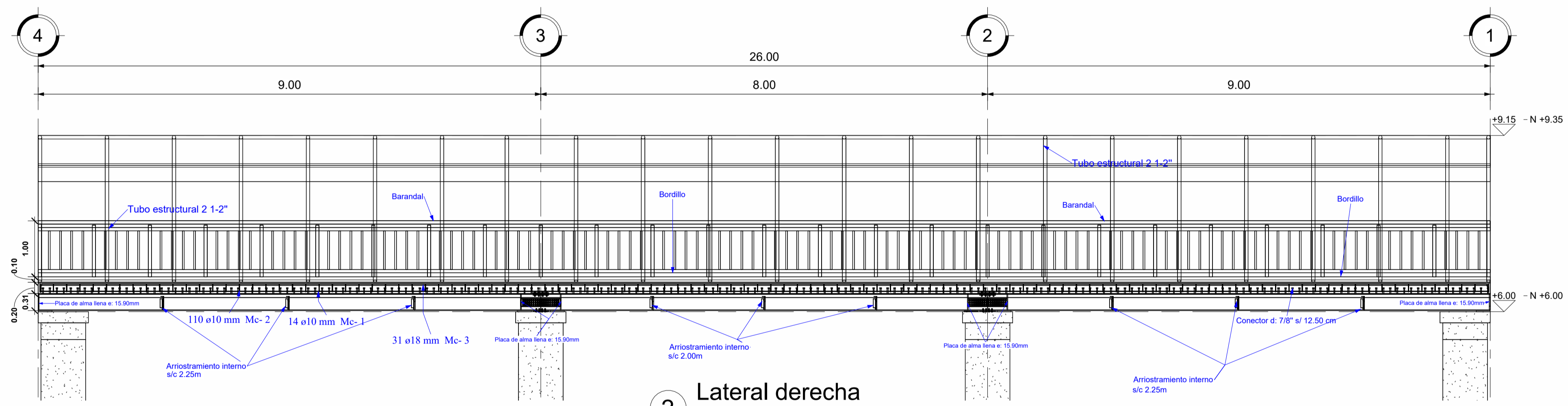


11 Empalme en ala
1: 5

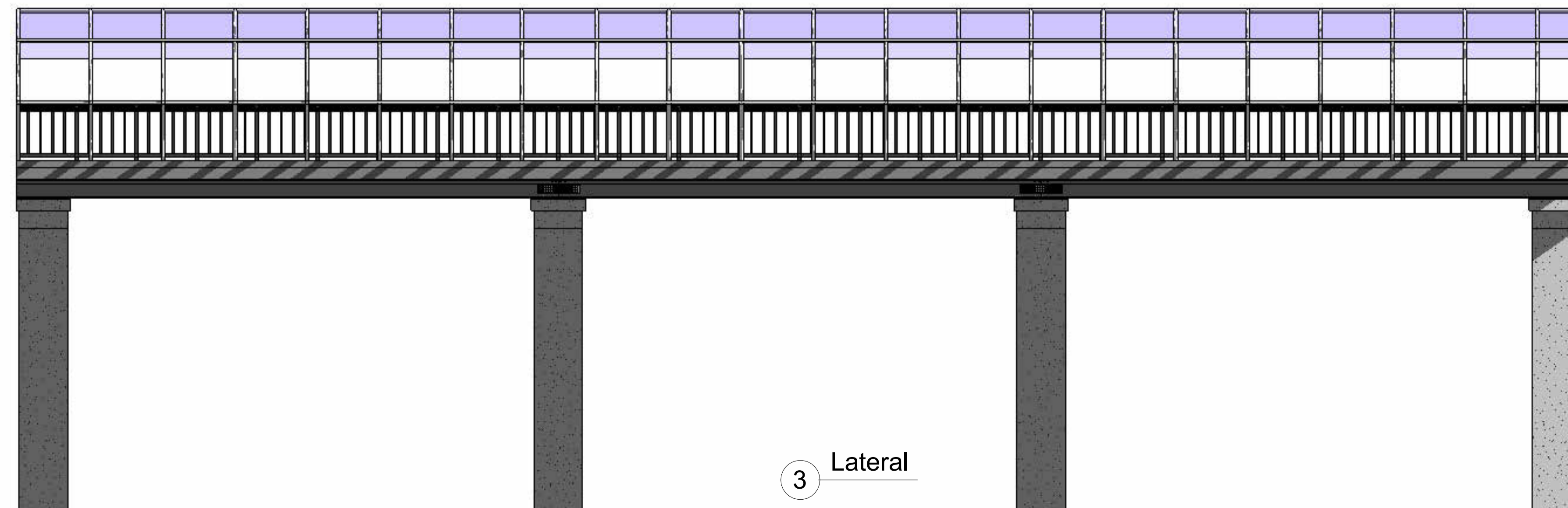
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°7 (Longitud 26 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	PLANO N°: 32
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 32



1 Lateral izquierda
1 : 50



2 Lateral derecha
1 : 50



3 Lateral

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°7 (Longitud 26 metros, ancho 3.00 metros)

CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

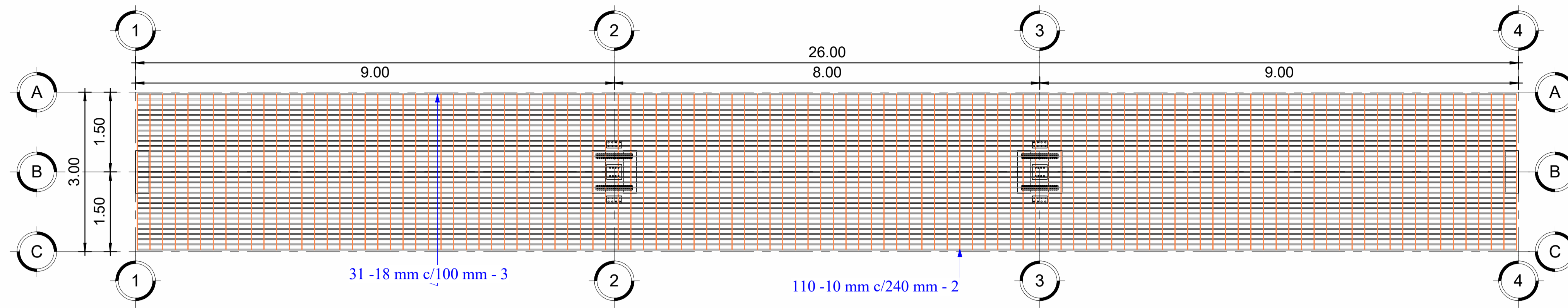
REVISADO POR:

Ph.D. Stefan Leiva M.

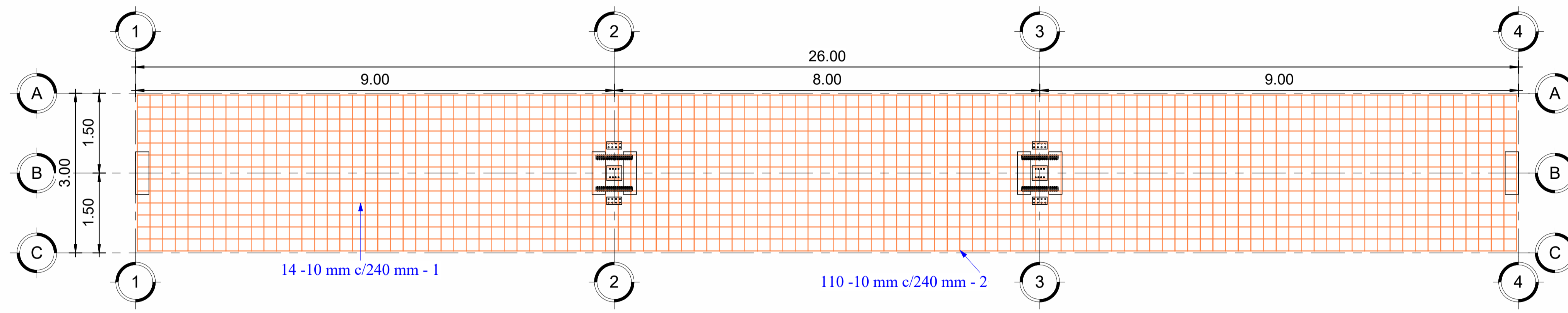
FECHA: 10-12-2025

ESCALA: INDICADAS

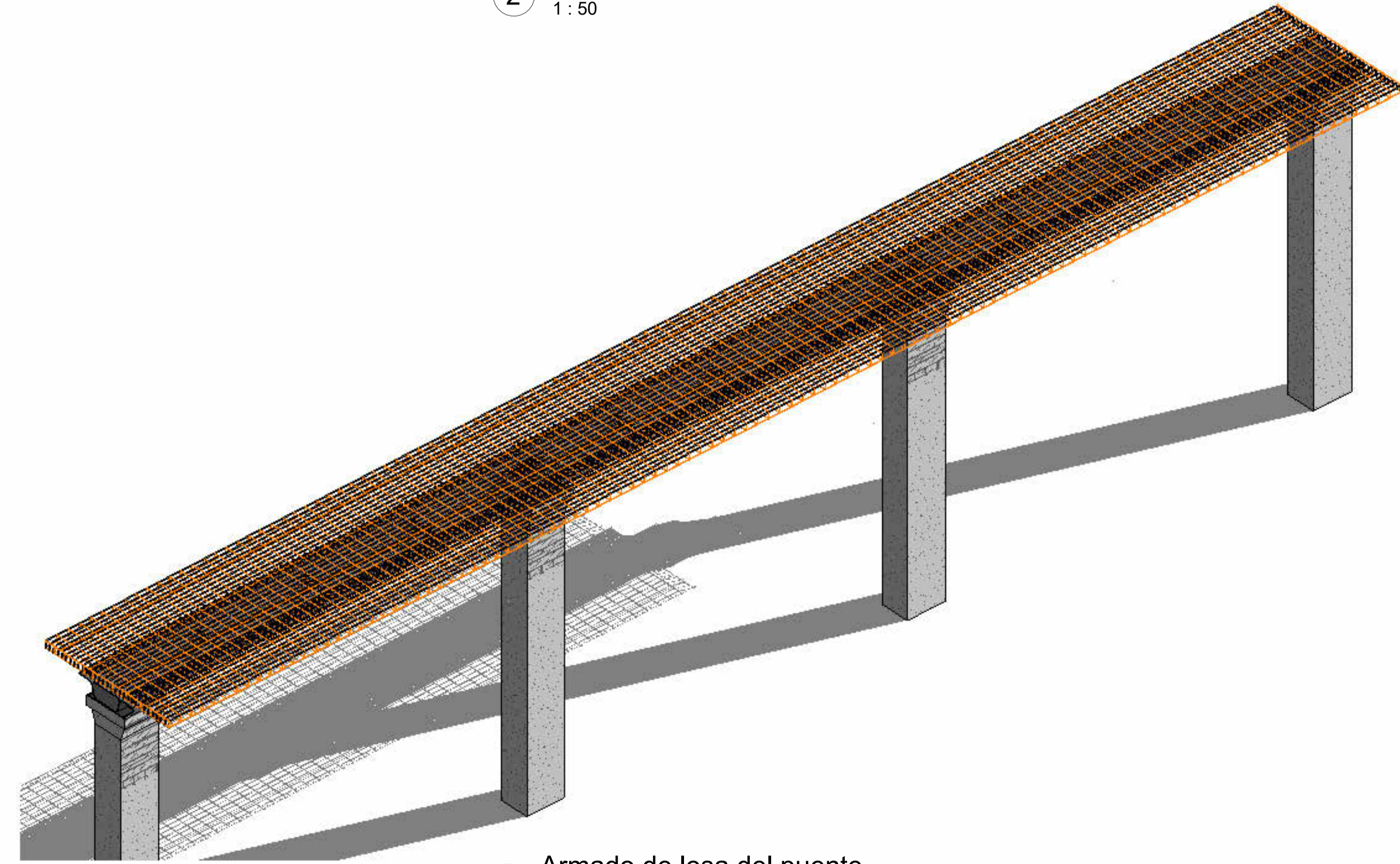
PLANO N°: 33



1 Armado superior de la losa
1 : 50

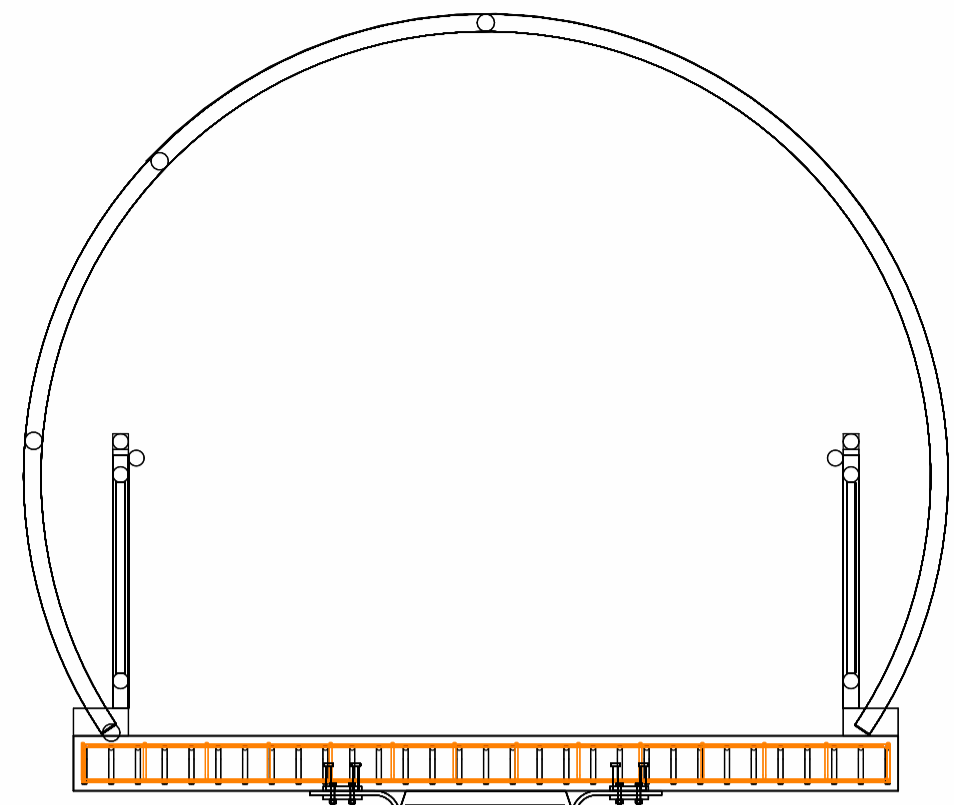


2 Armado inferior de la losa
1 : 50

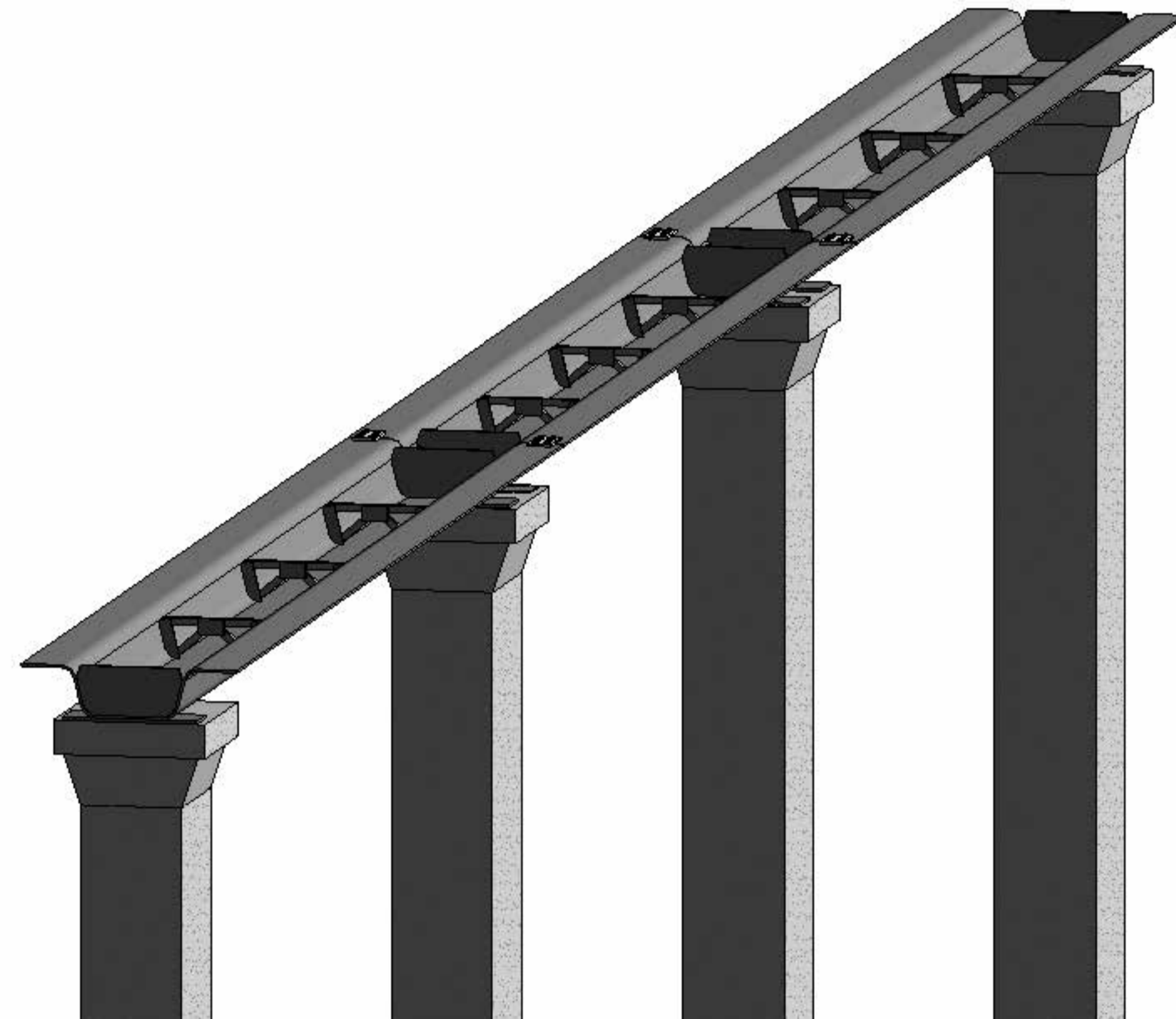


3 Armado de losa del puente

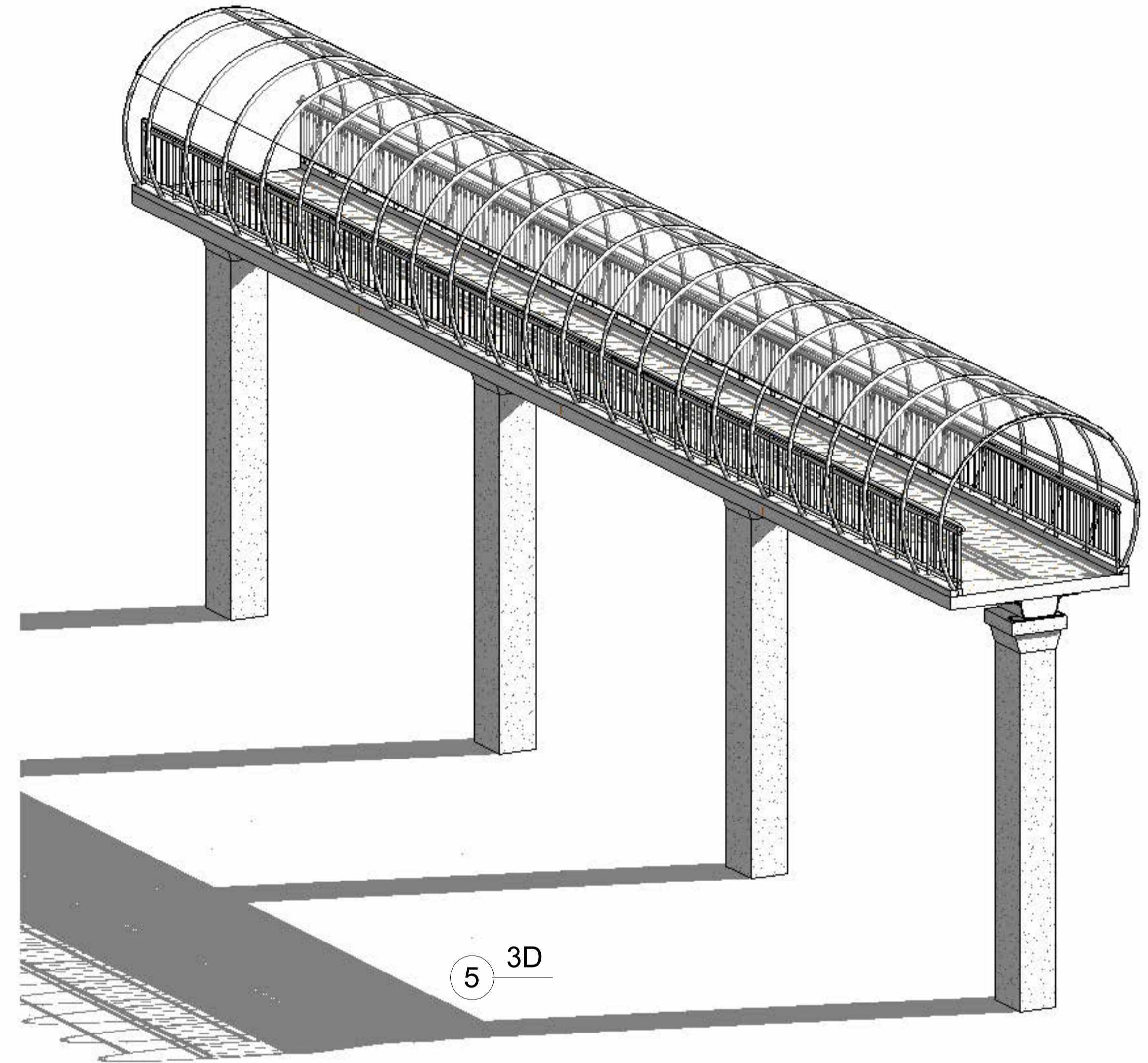
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°7 (Longitud 26 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Armado del acero en el tablero		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 34



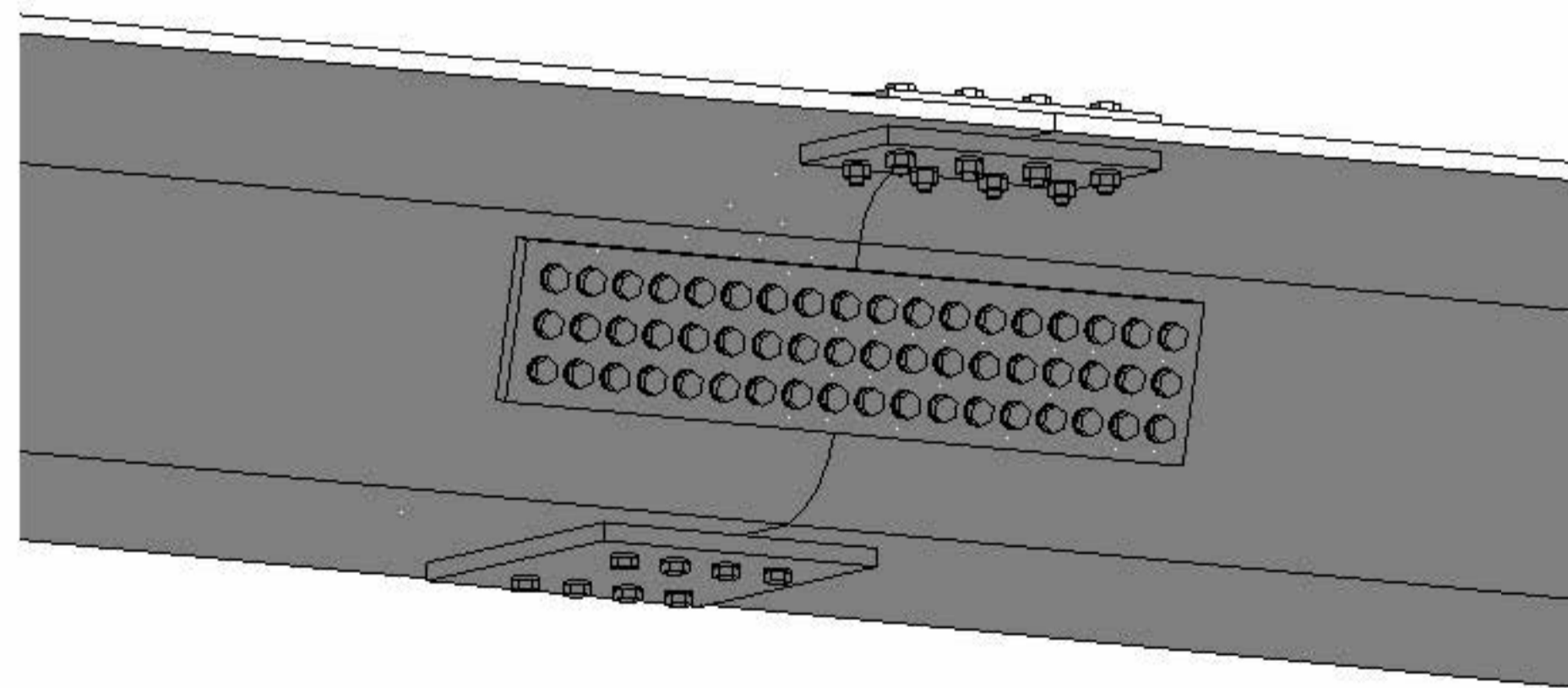
1 Frontal



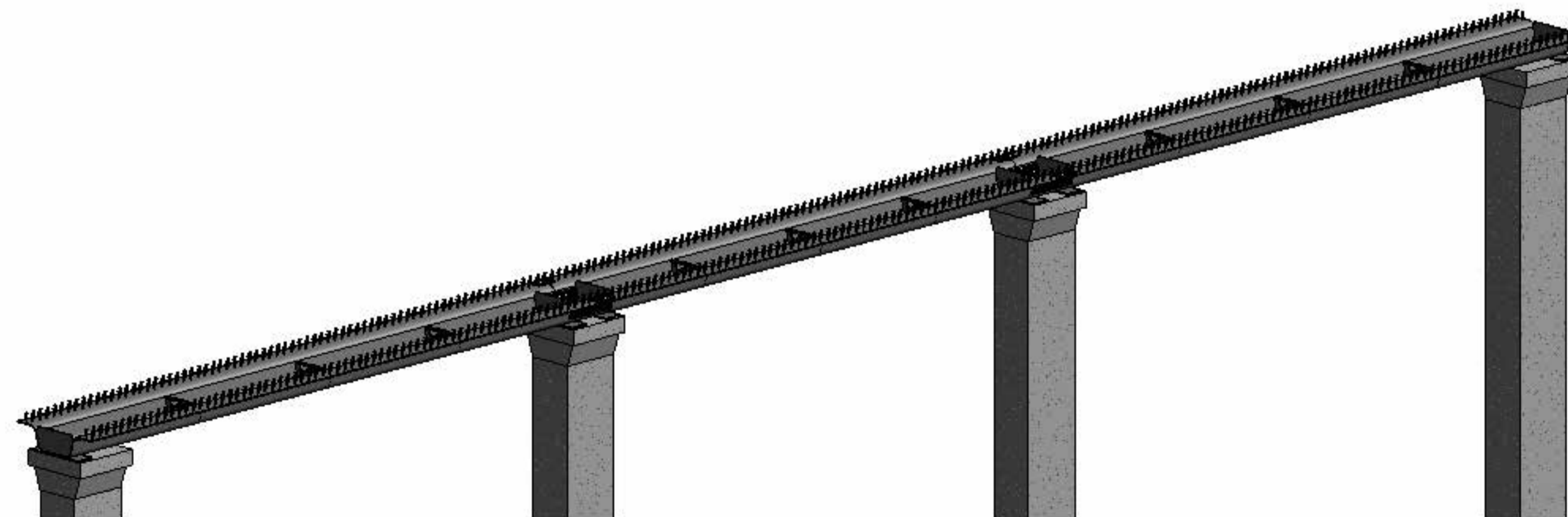
2 Arriostramiento



5 3D



3 Empalmes de viga



4 Conectores

Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	26150 mm	206285.30 cm ³	1613.15 kg
10 mm	1	26190 mm	28797.41 cm ³	225.20 kg
10 mm	2	3190 mm	27559.62 cm ³	215.52 kg
10 mm	2	3190 mm	27559.62 cm ³	215.52 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°7 (Longitud 26 metros, ancho 3.00 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

REVISADO POR:

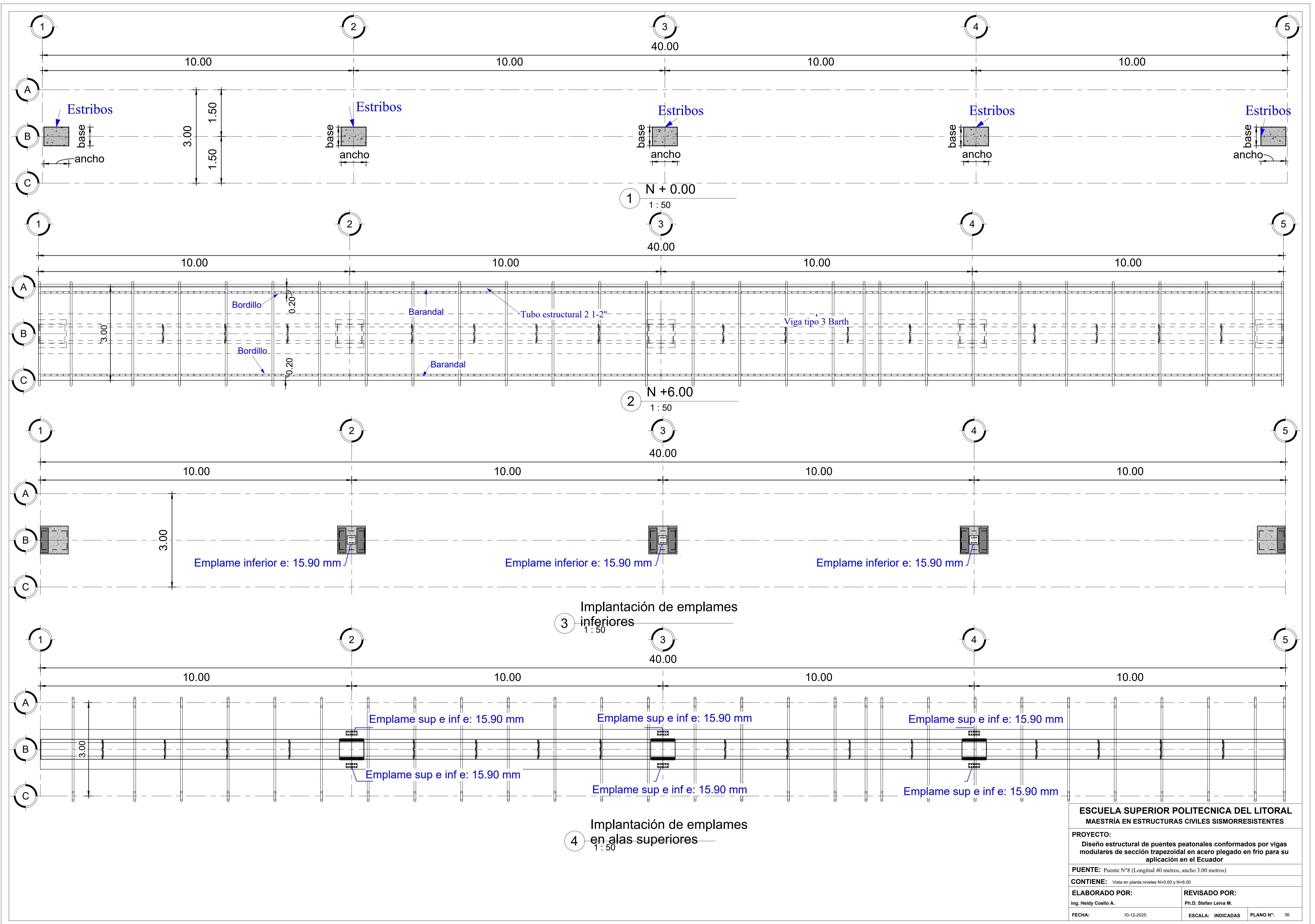
Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025

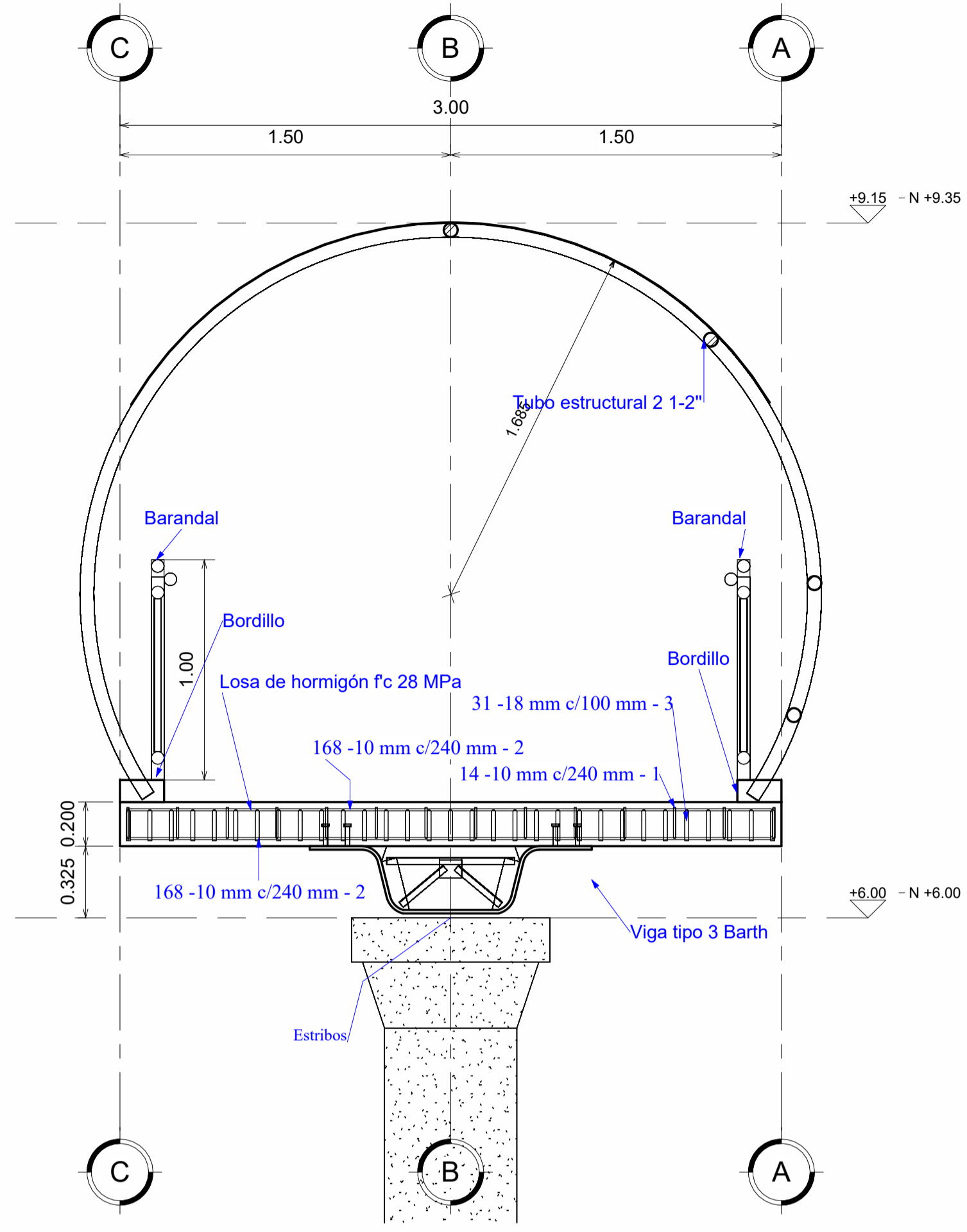
ESCALA: INDICADAS

PLANO N°: 35

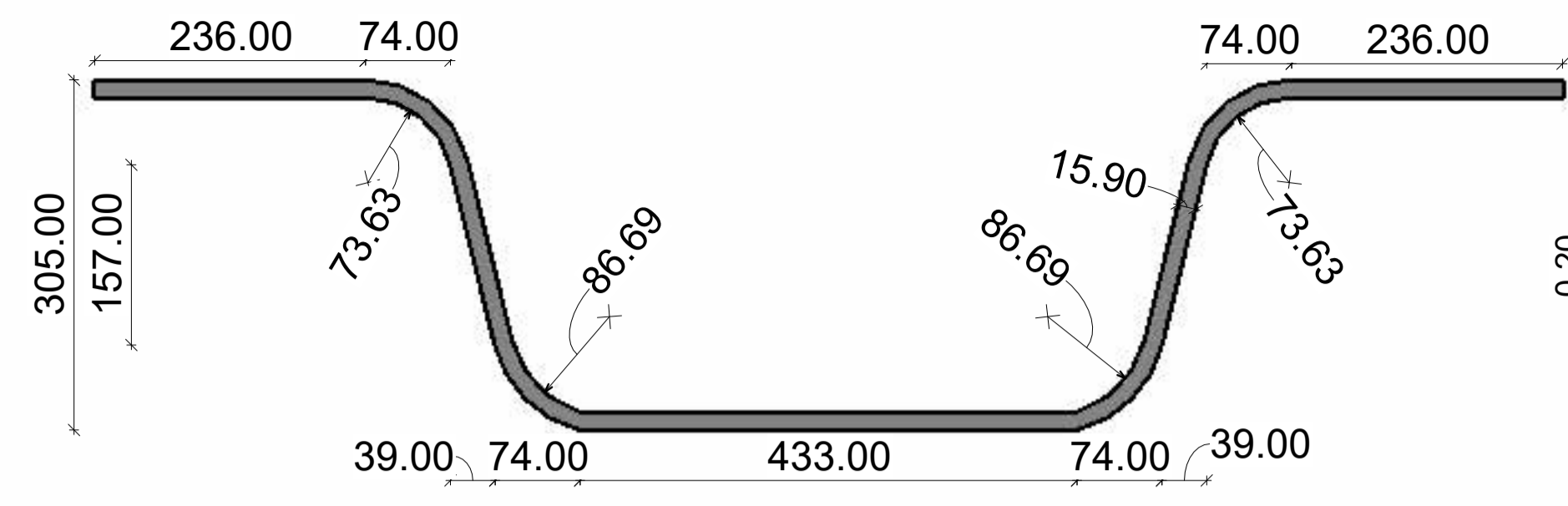
Planos del puente peatonal N°8



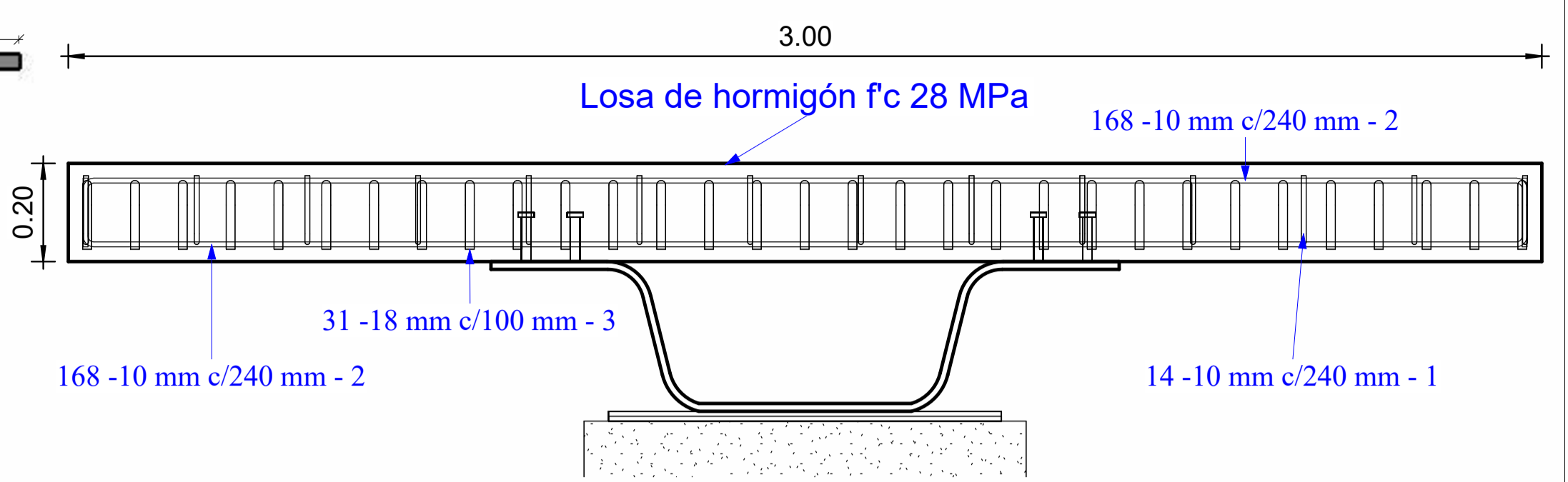
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frio para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°8 (Longitud 40 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 36



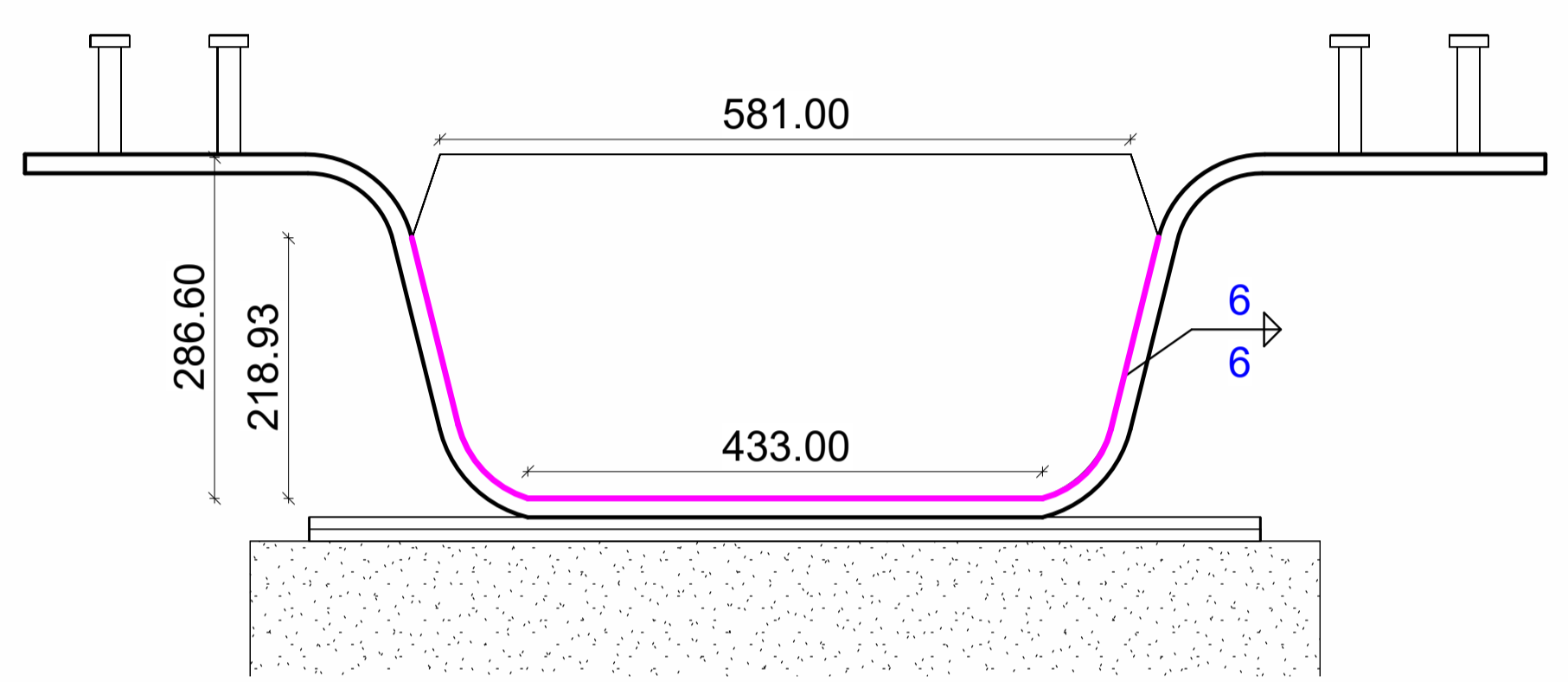
1 Vista frontal
1:20



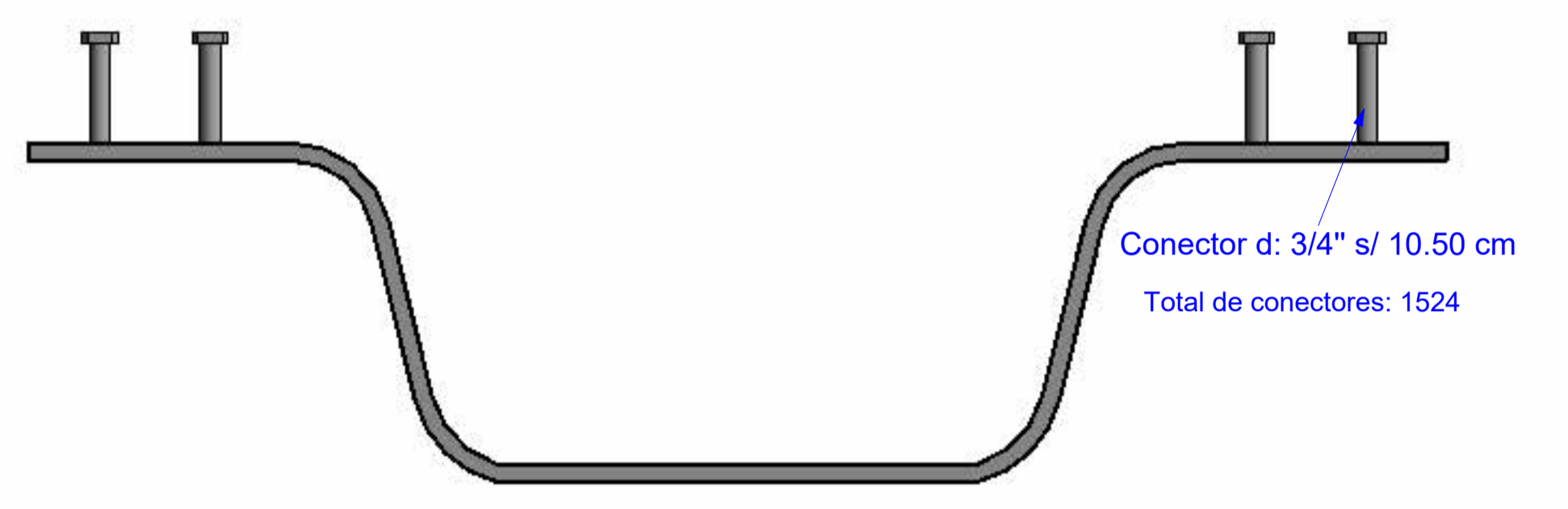
2 Sección viga tipo 3 - Barth
1:5



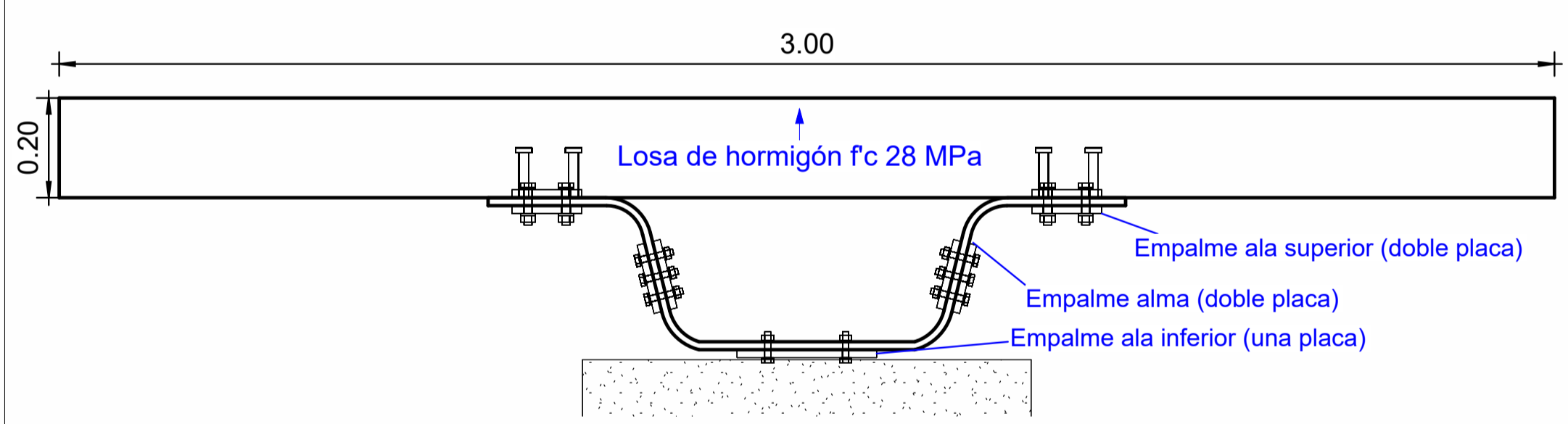
7 Refuerzo en losa
1:10



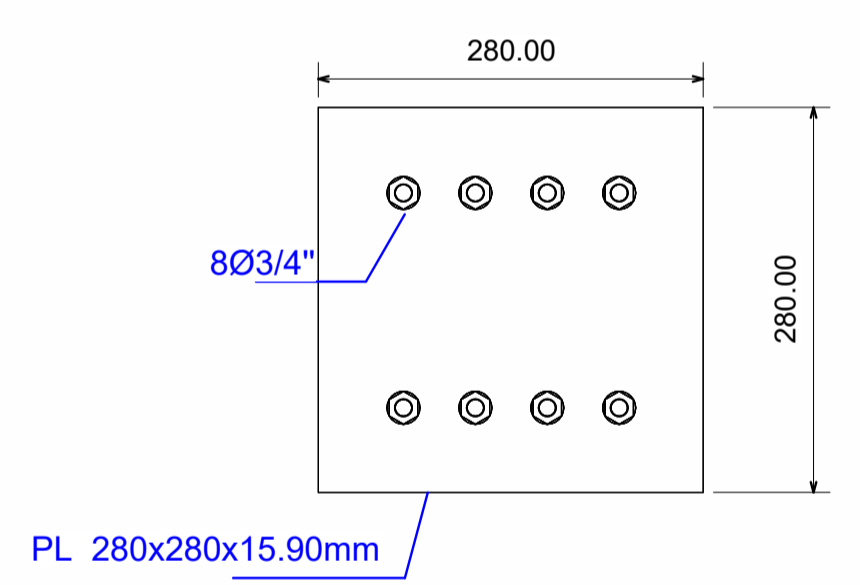
3 Placa para extremos de viga
1:5



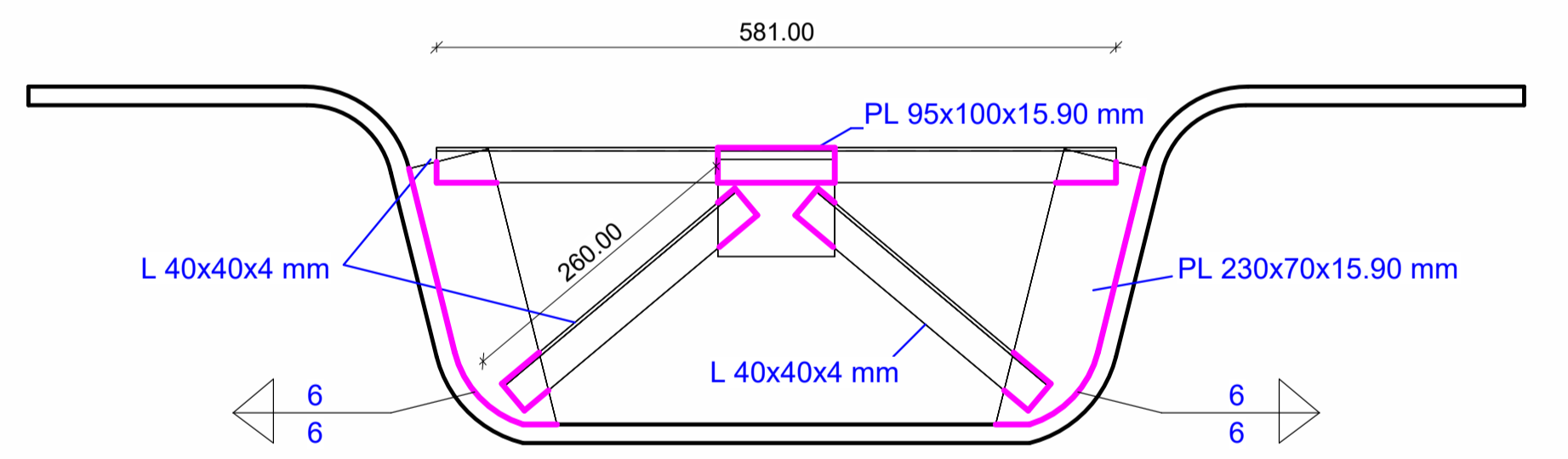
8 Conectores de cortante
1:5



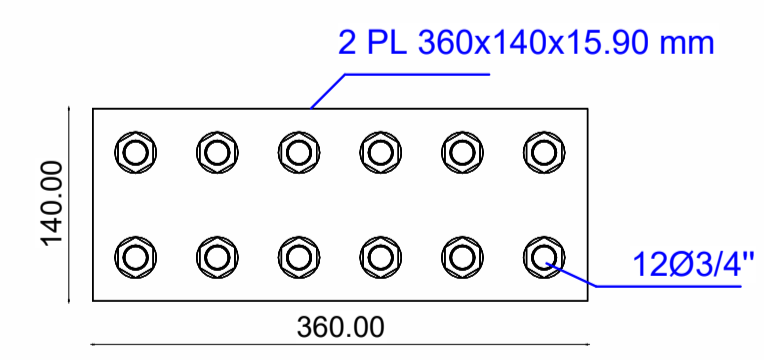
4 Empalme viga - viga
1:10



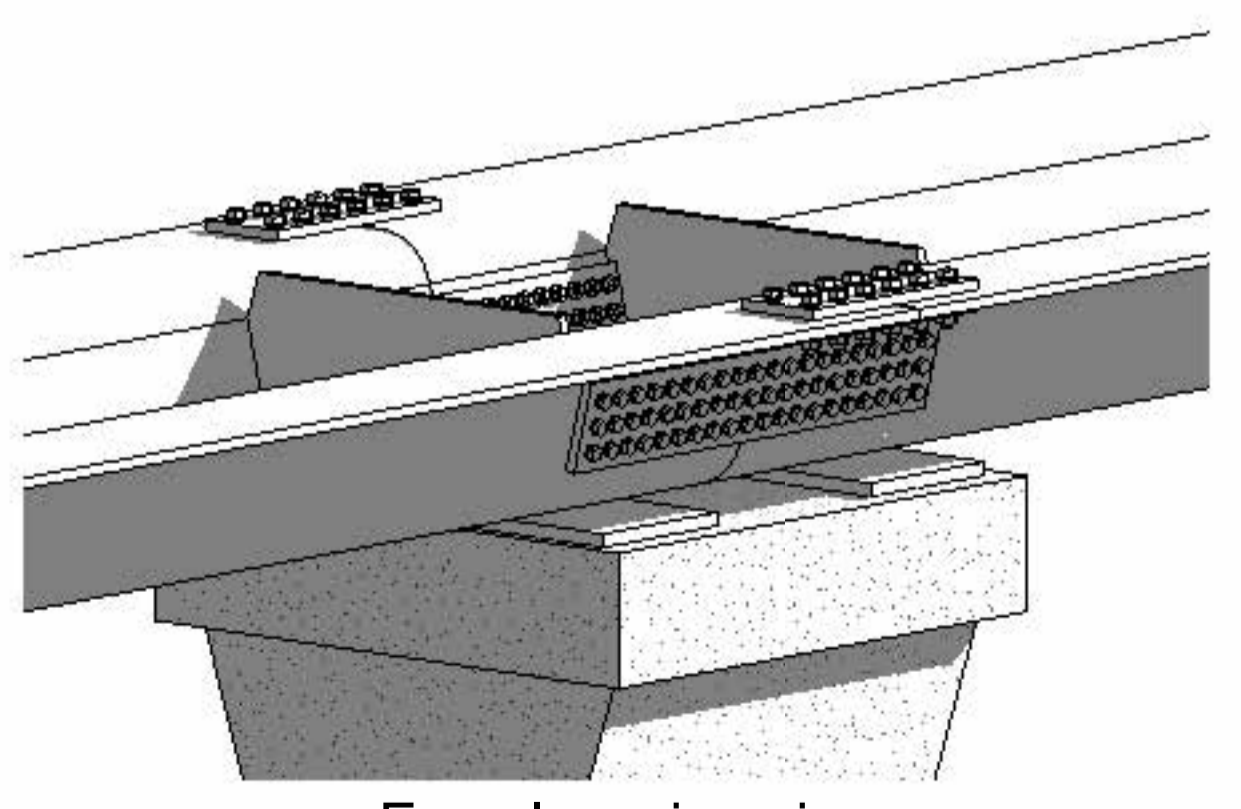
10 Empalme en ala inferior
1:5



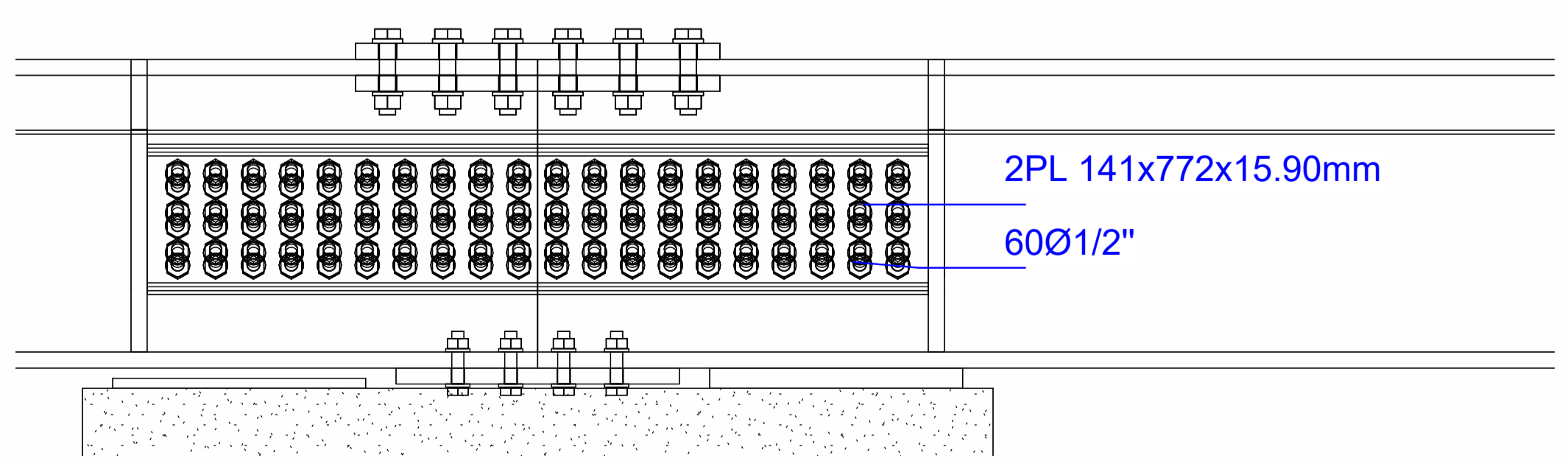
12 Arriostramientos internos
1:5



5 Empalme en alas superiores
1:5

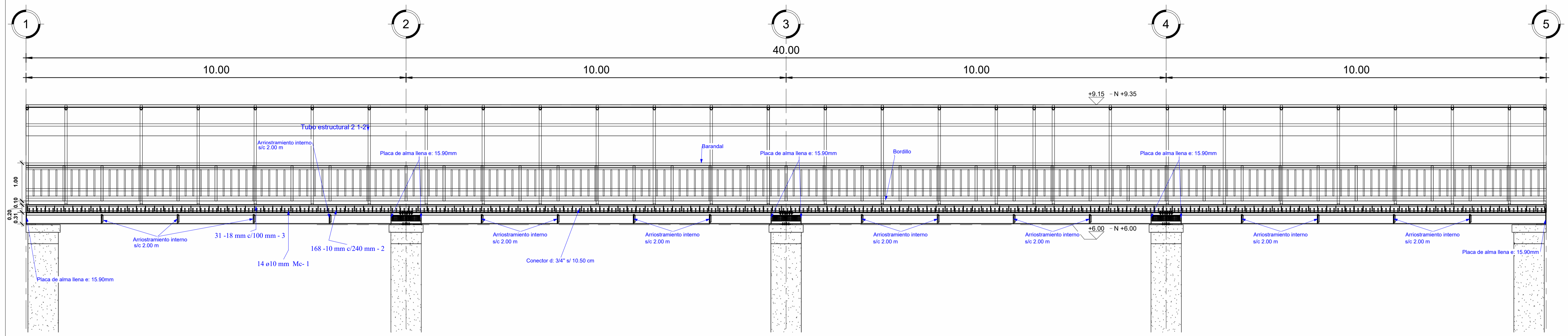


6 Empalme viga-viga

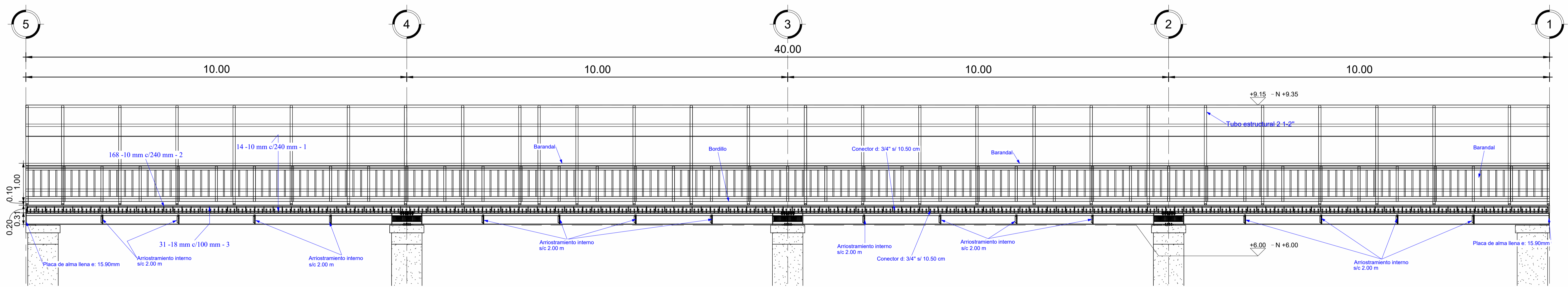


9 Empalme en alma
1:5

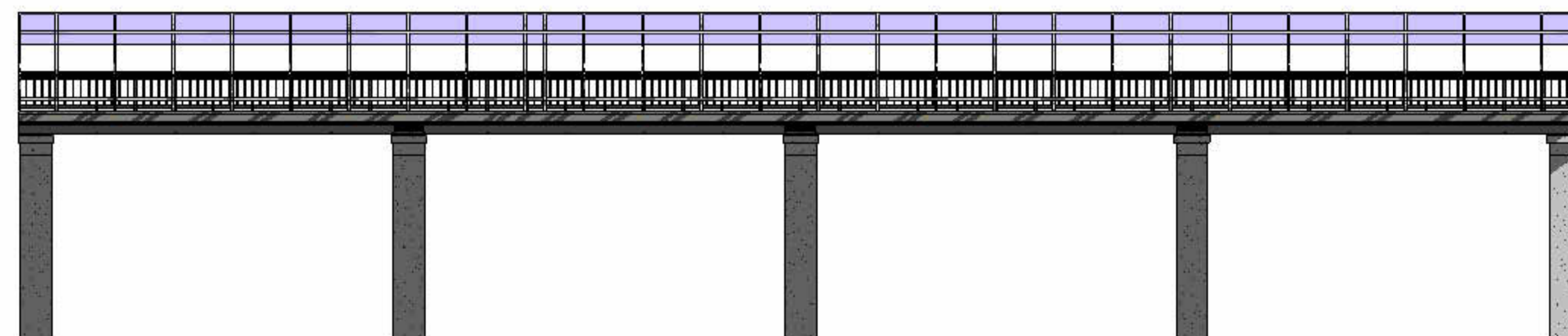
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°8 (Longitud 40 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 37



1 Lateral izquierda
1:50

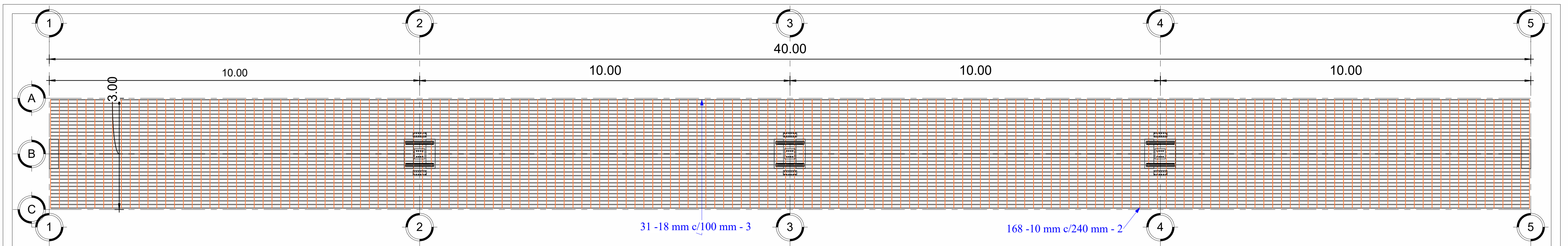


2 Lateral derecha
1:50

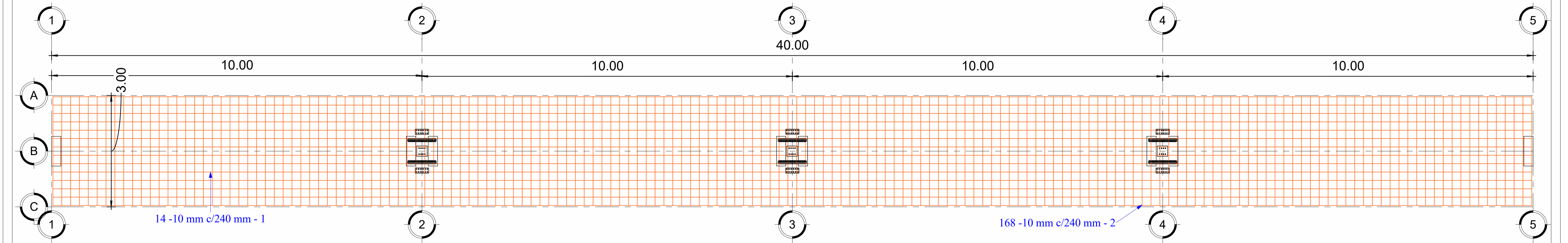


3 Lateral
1:50

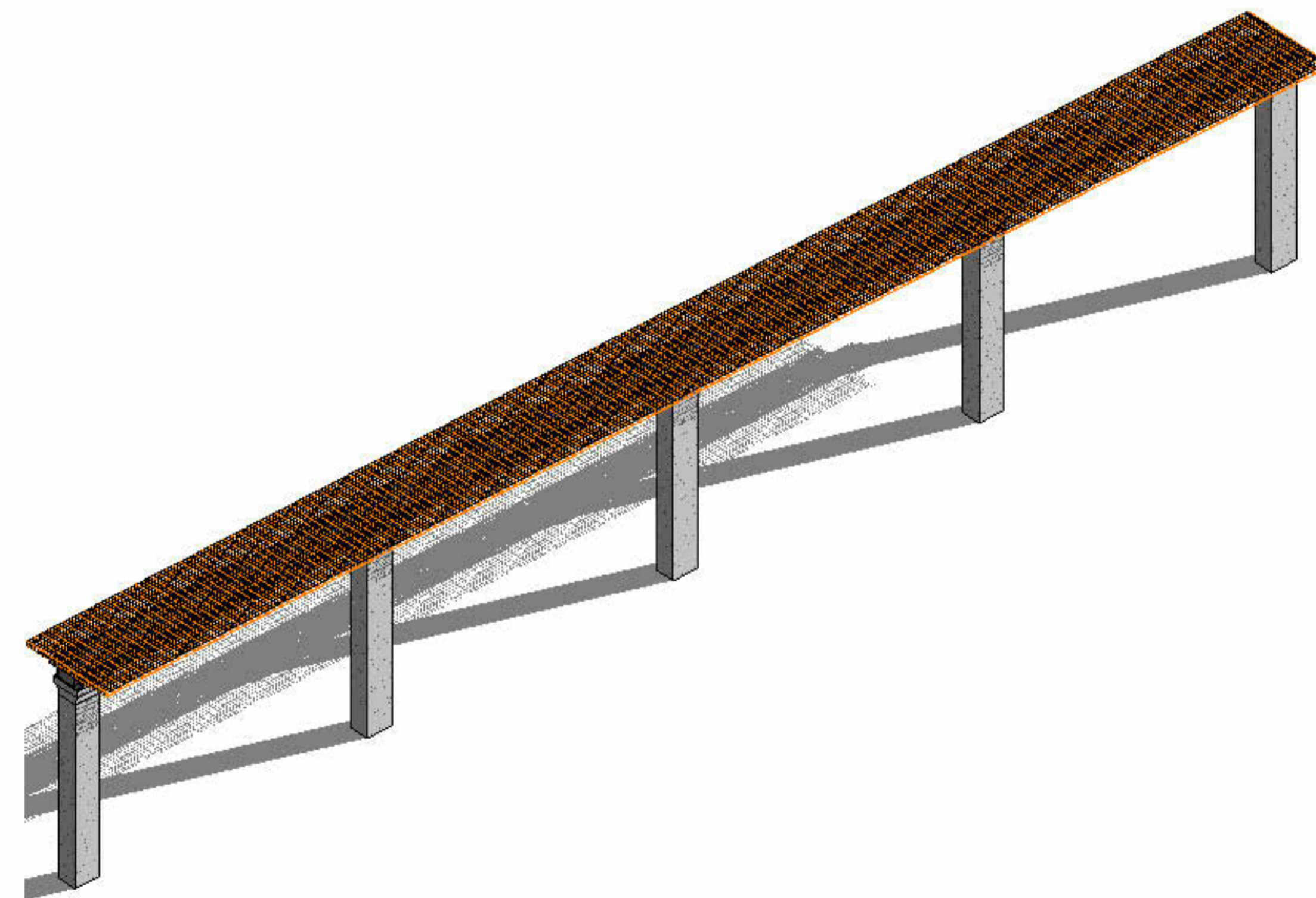
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°8 (Longitud 40 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 38



1 Armado superior de la losa
1 : 50

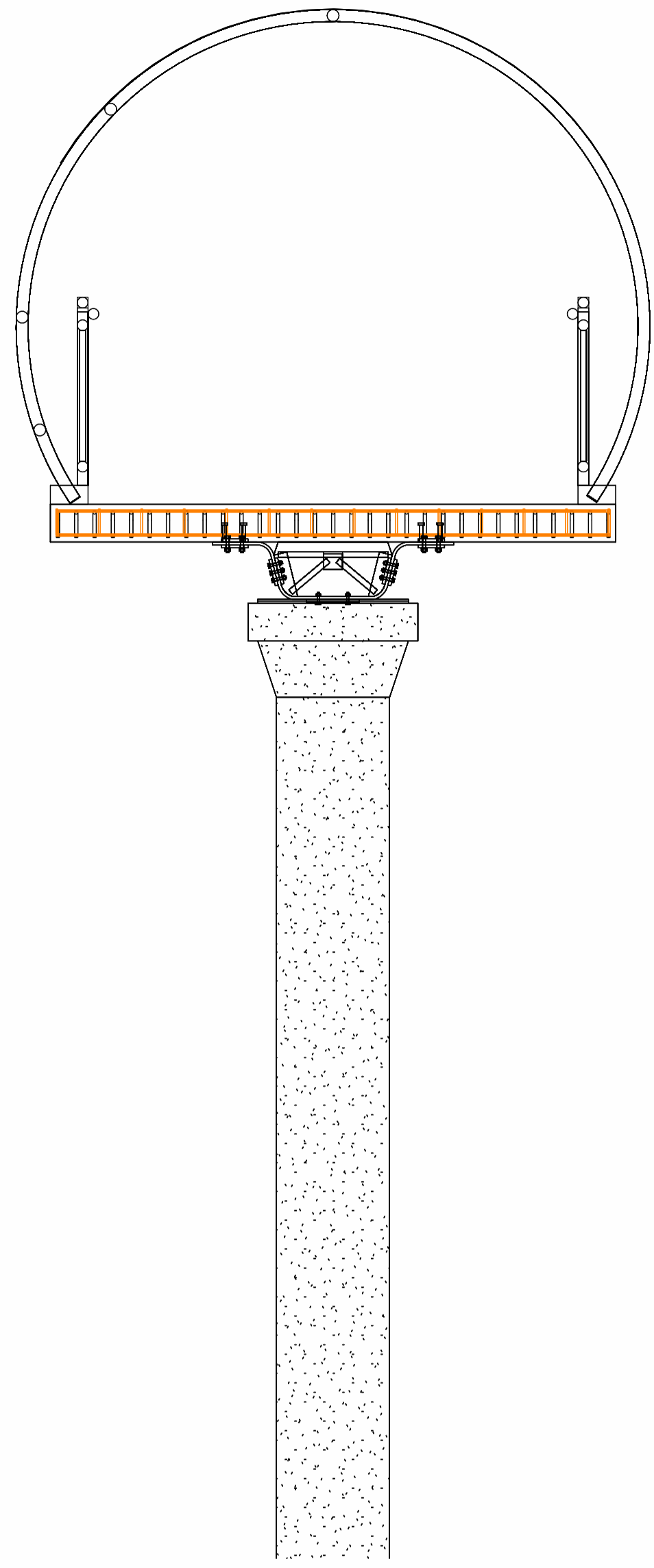


2 Armado inferior de la losa
1 : 50

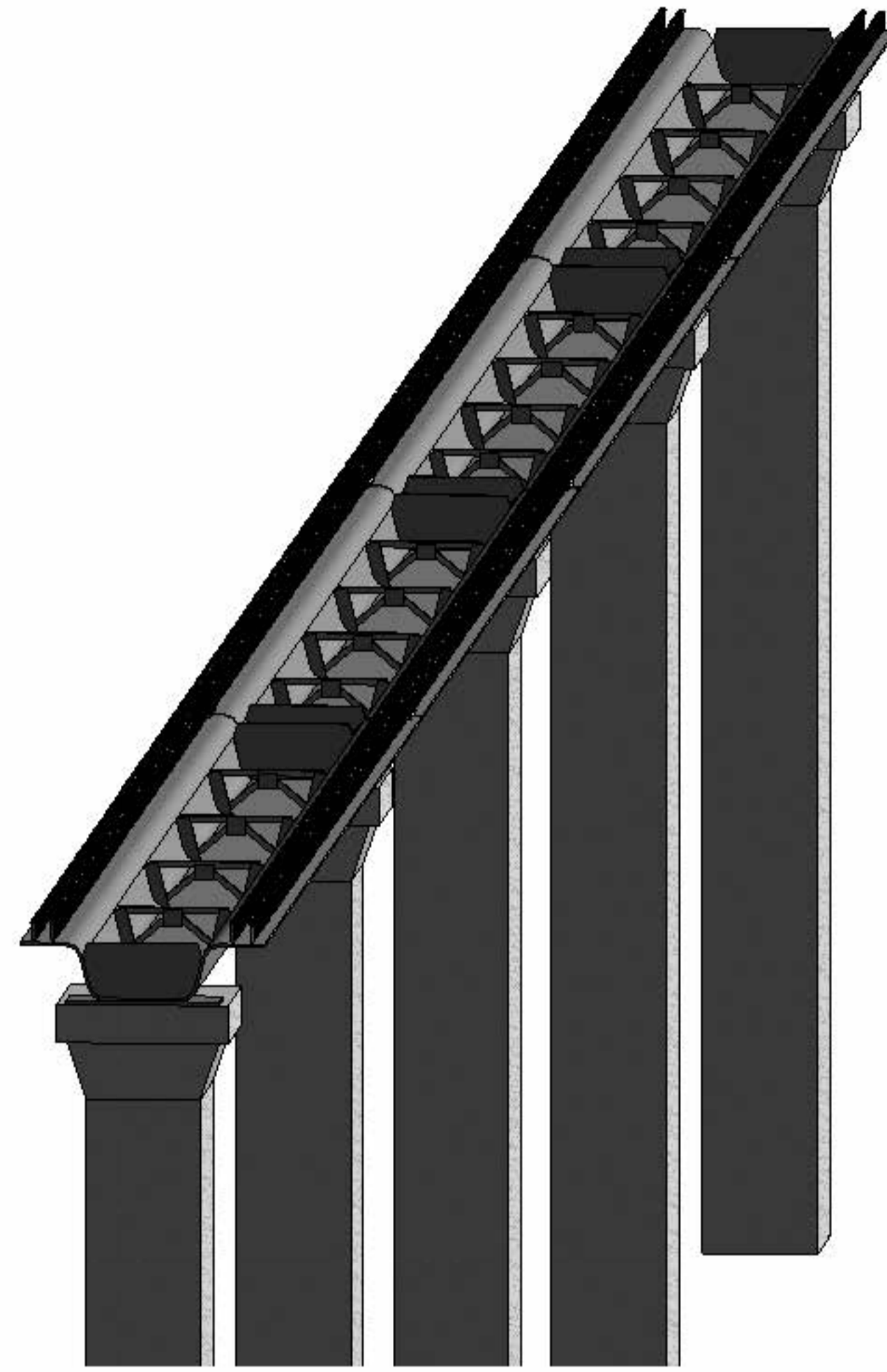


3 Armado de losa del puente

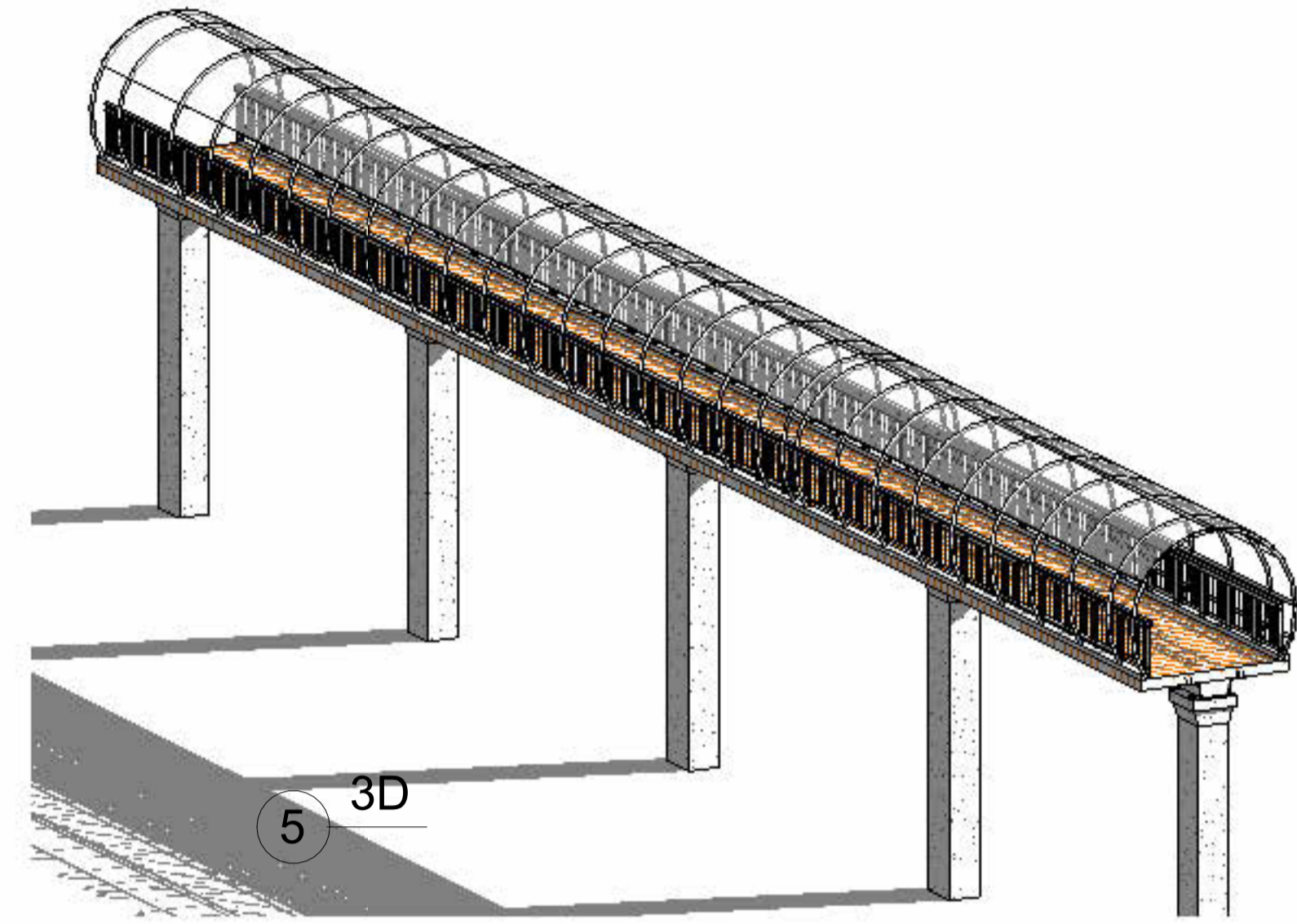
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°8 (Longitud 40 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Armado del acero en el tablero		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 39



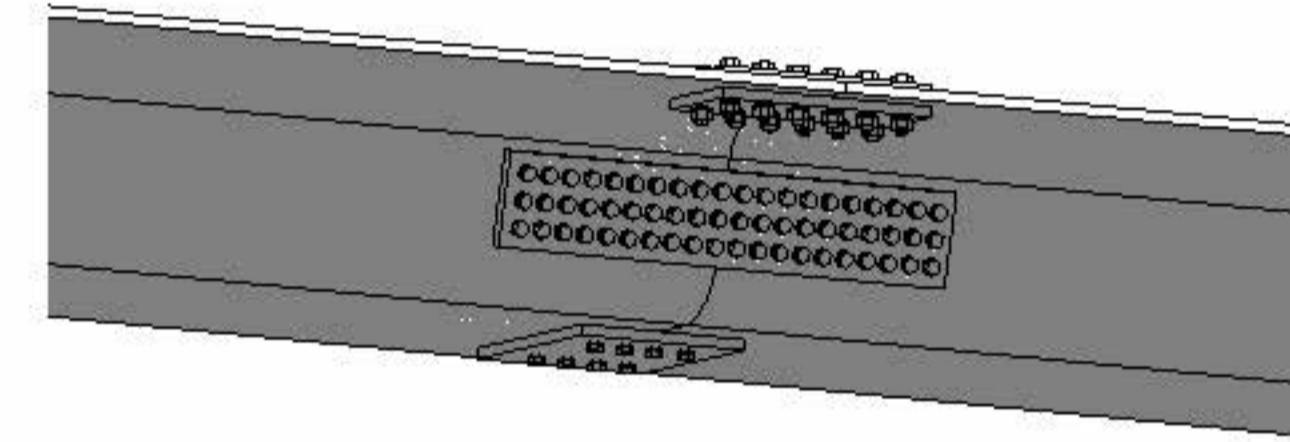
1 Frontal



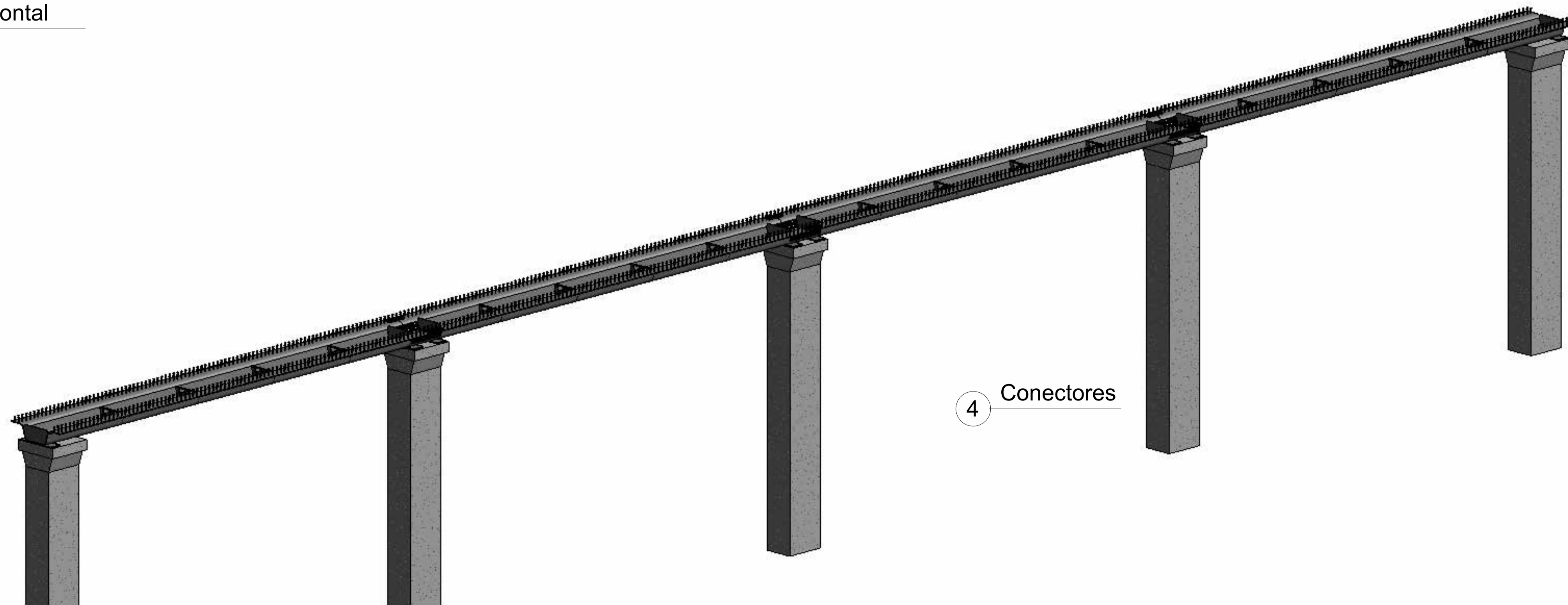
2 Arriostramiento



5 3D



3 Empalmes de viga



4 Conectores

Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	40150 mm	316724.85 cm ³	2476.79 kg
10 mm	1	40190 mm	44191.21 cm ³	345.58 kg
10 mm	2	3190 mm	42091.06 cm ³	329.15 kg
10 mm	2	3190 mm	42091.06 cm ³	329.15 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°8 (Longitud 40 metros, ancho 3.00 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

REVISADO POR:

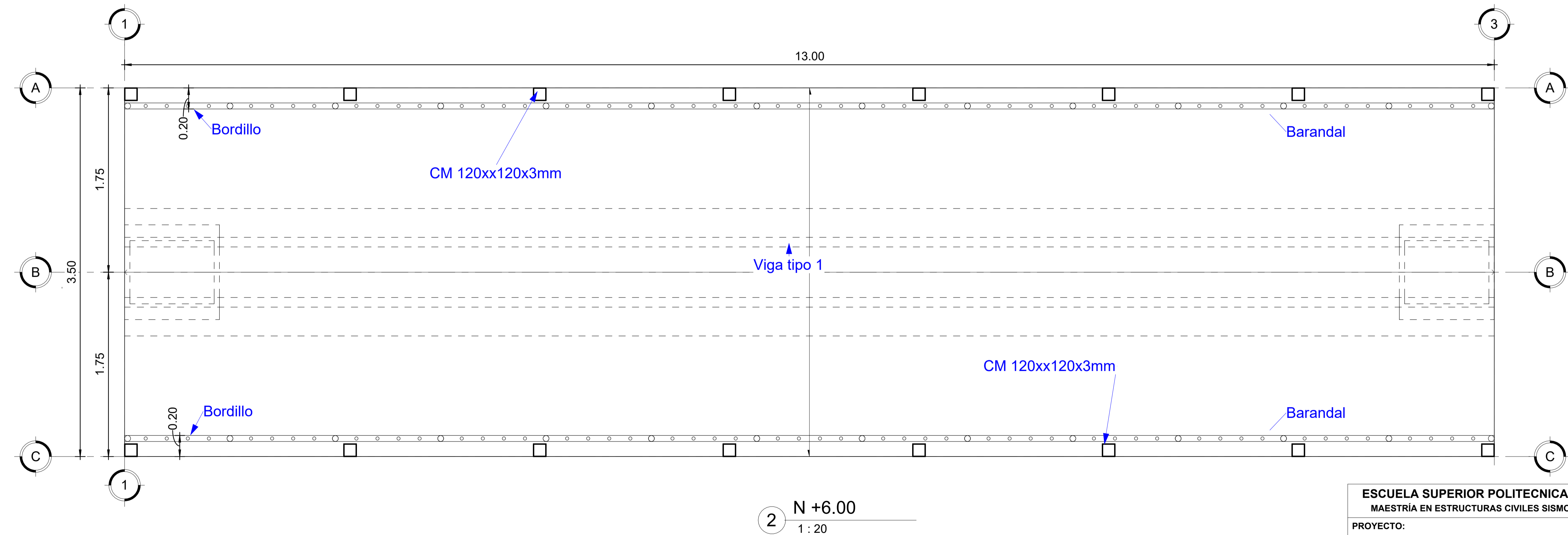
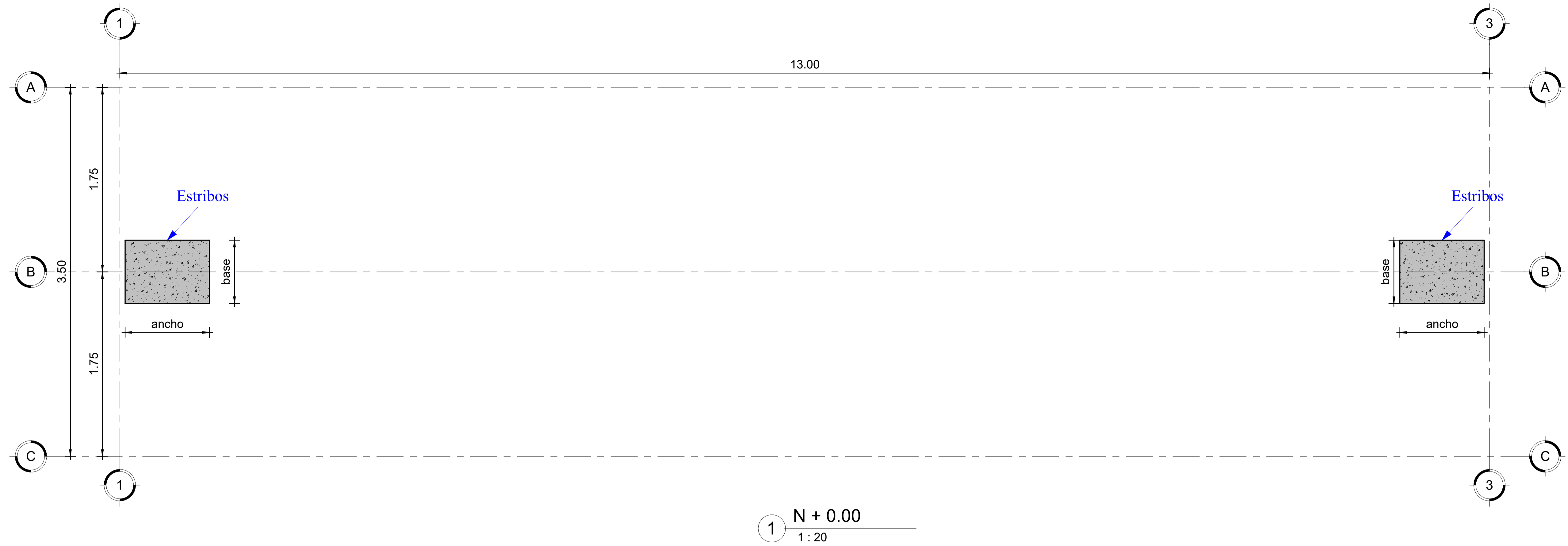
Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025

ESCALA: INDICADAS

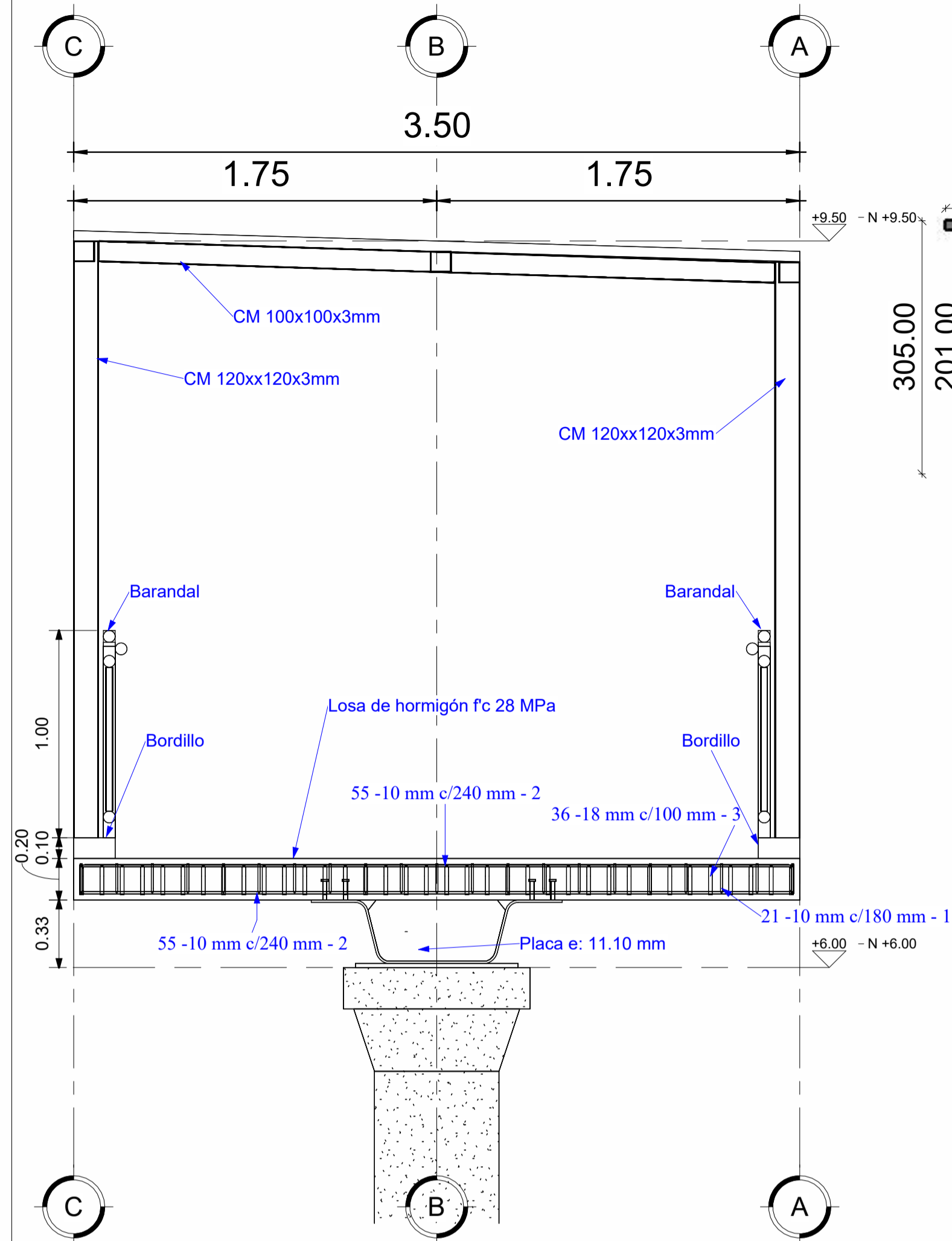
PLANO N°: 40

Planos del puente peatonal N°9

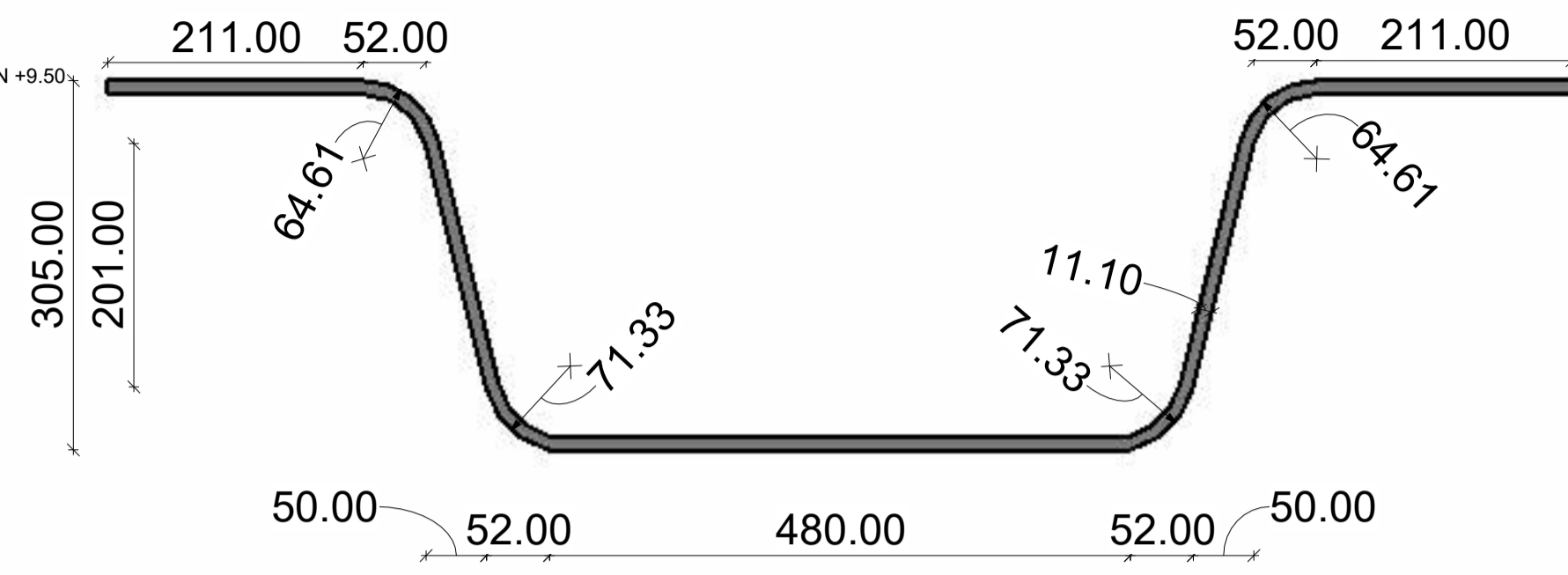


NOTA: El análisis estructural se realizó únicamente para la superestructura del puente. Para la infraestructura en asumieron las dimensiones. .

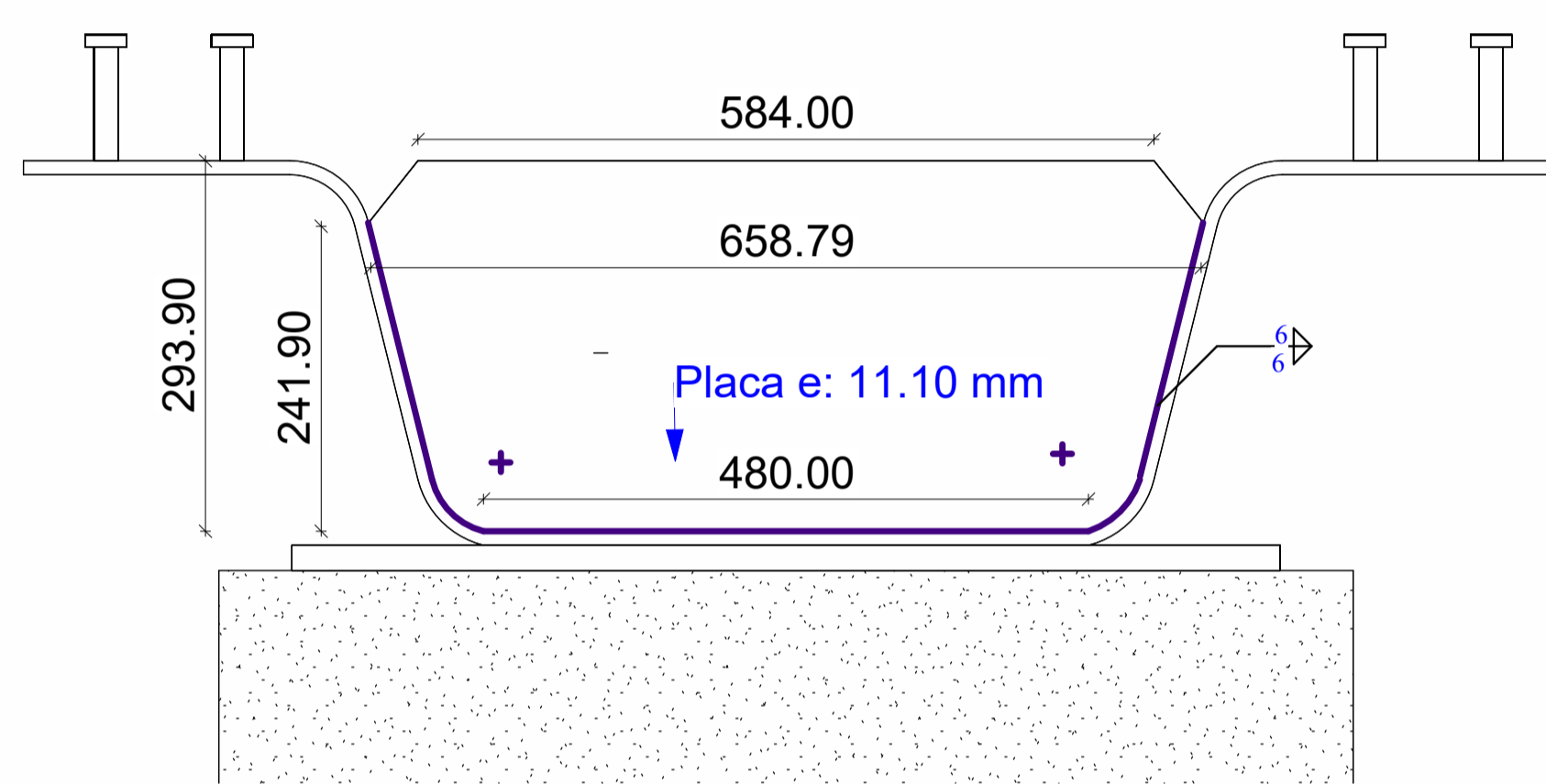
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°9 (Longitud 13 metros, ancho 3.50 metros)		
CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 41



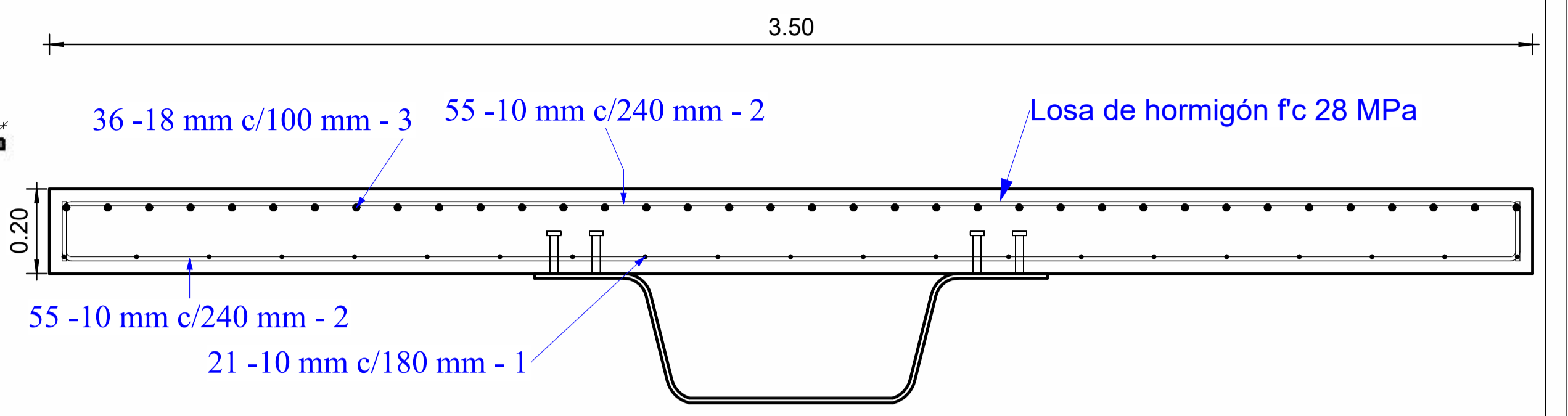
1 Vista frontal
1 : 20



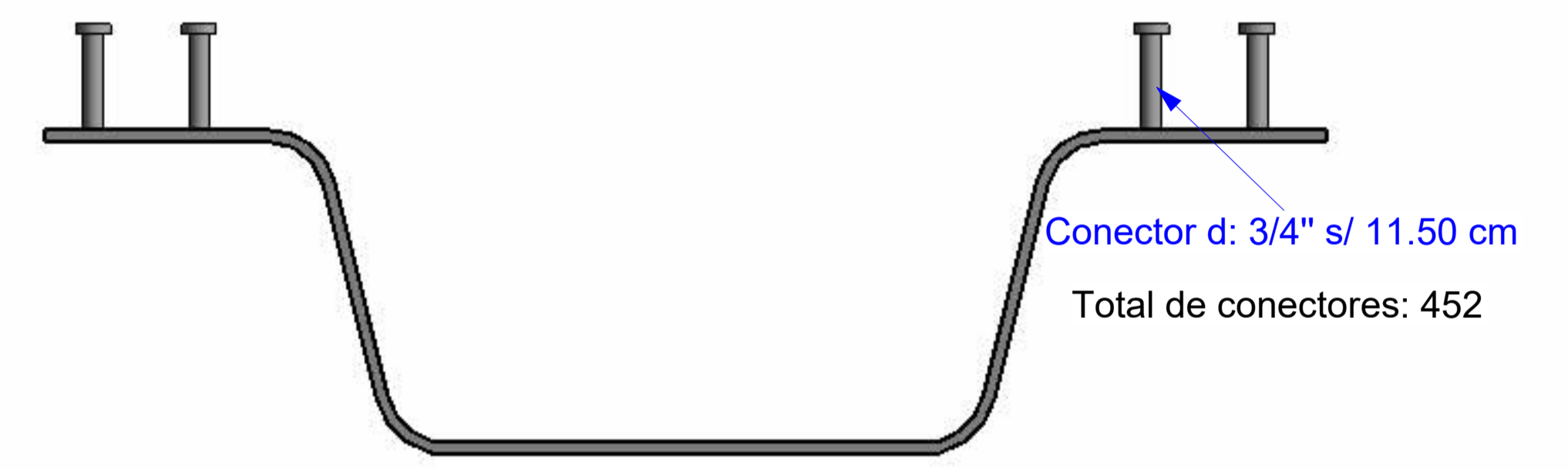
2 Sección viga tipo 1 - Barth
1 : 5



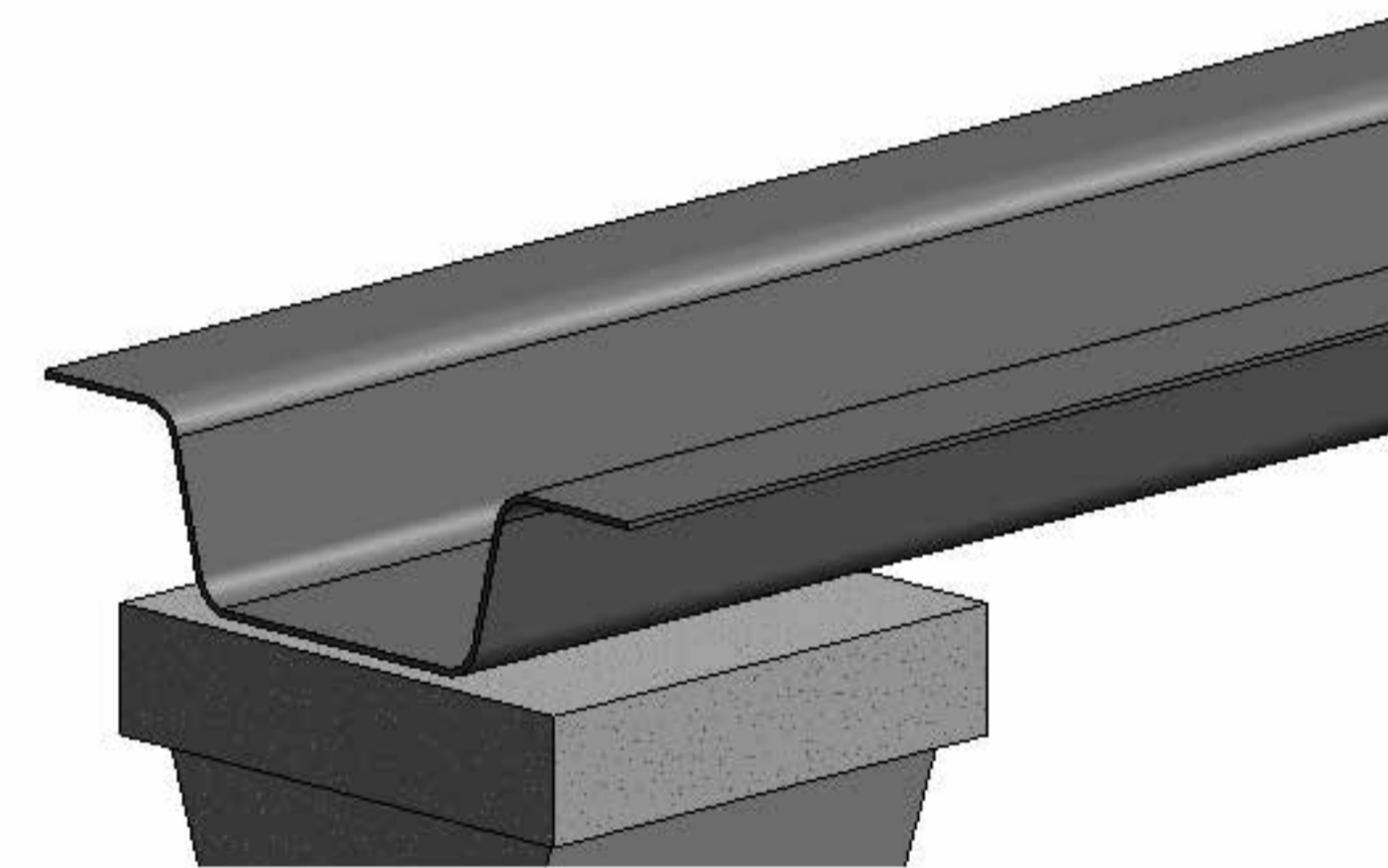
4 Placa para extremos de viga
1 : 5



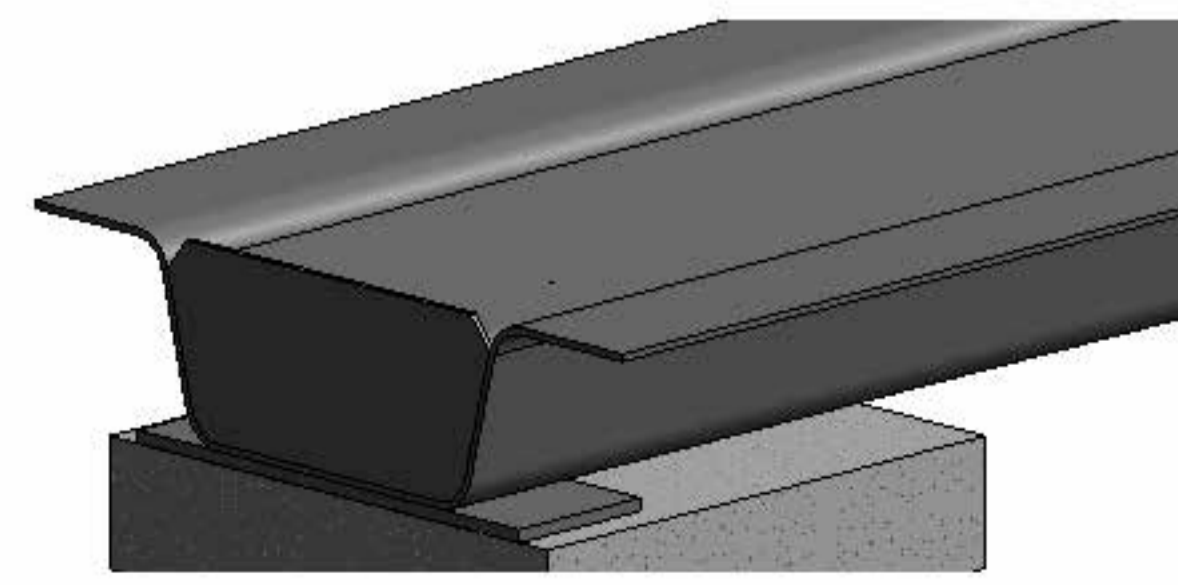
3 Refuerzo en losa
1 : 10



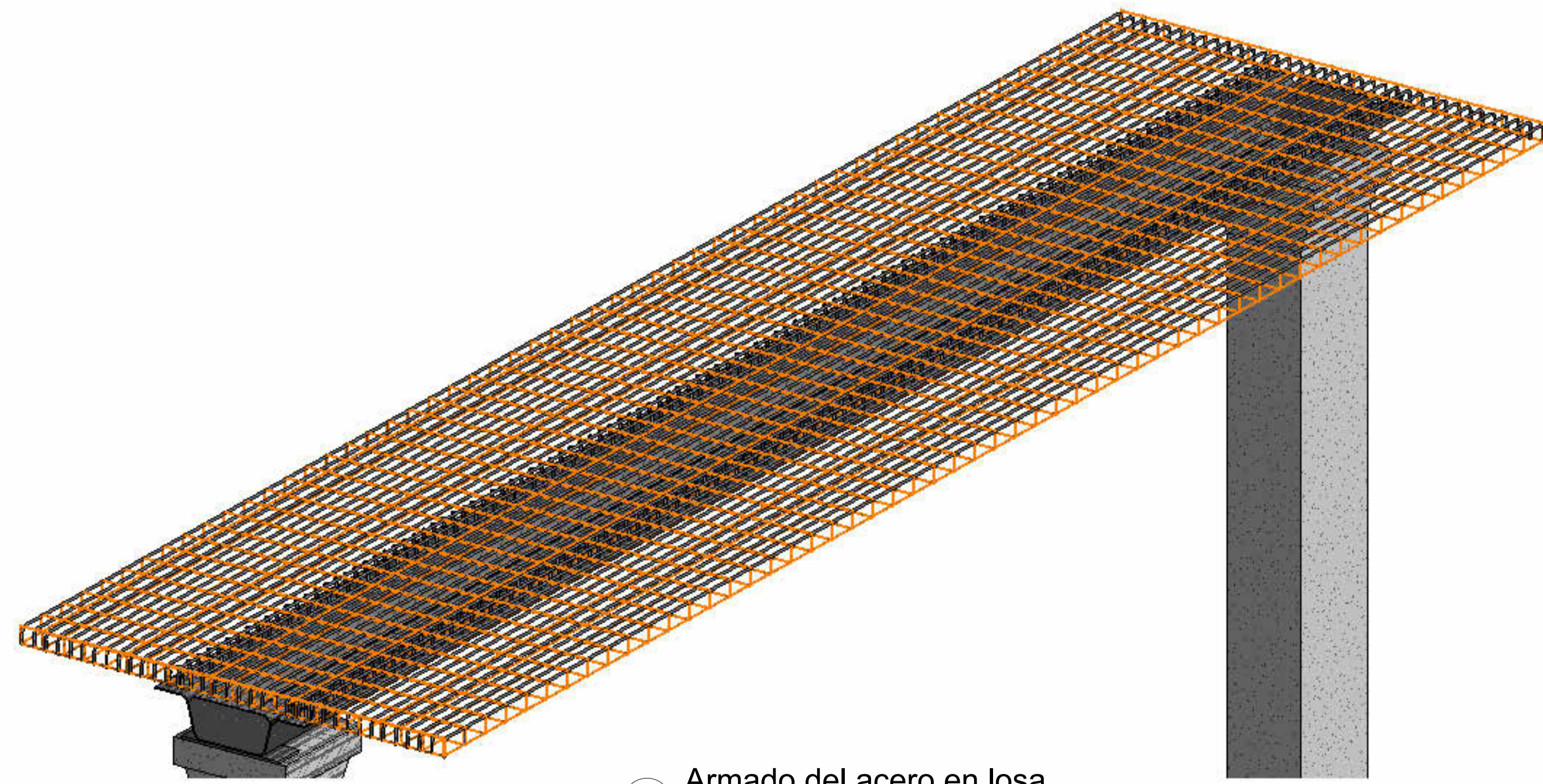
6 Conectores de cortante
1 : 5



5 Viga trapezoidal

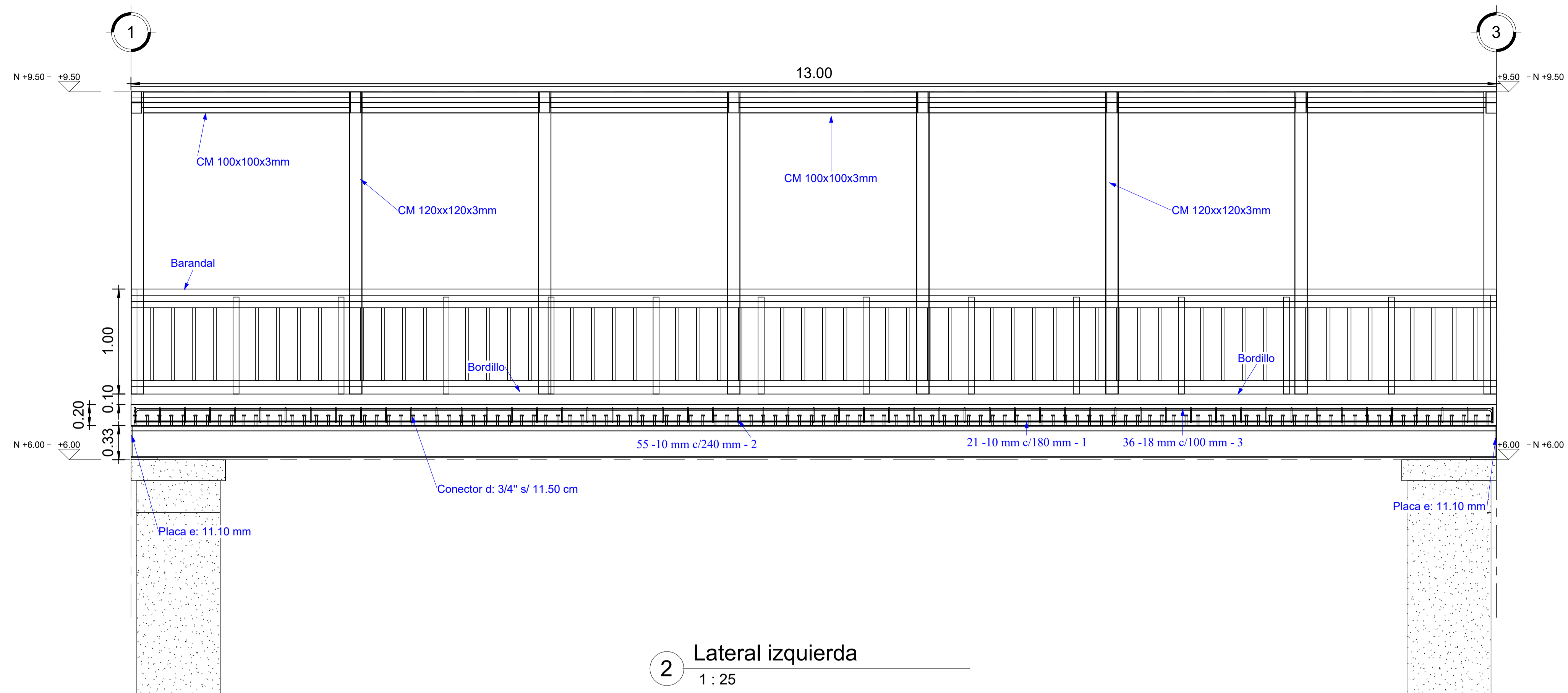


8 Viga y placas

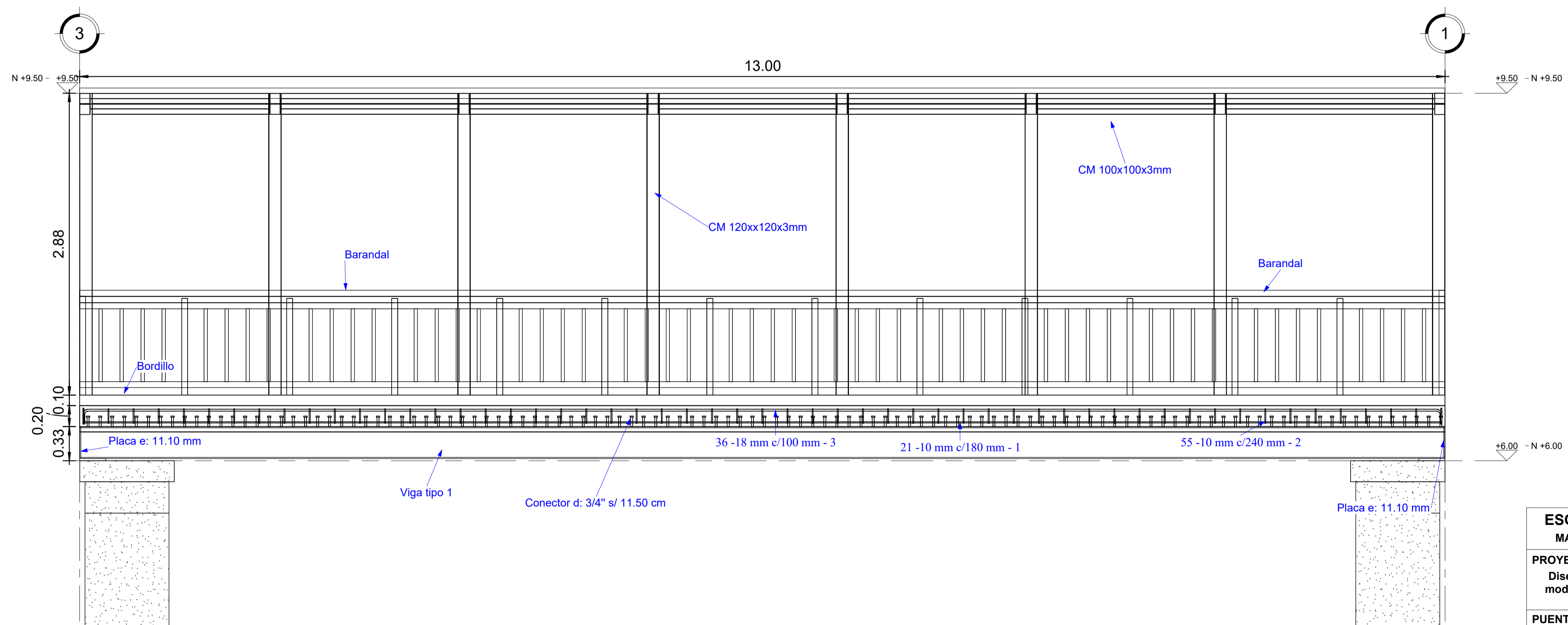


9 Armado del acero en losa

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°5 (Longitud 13 metros, ancho 3.50 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 42

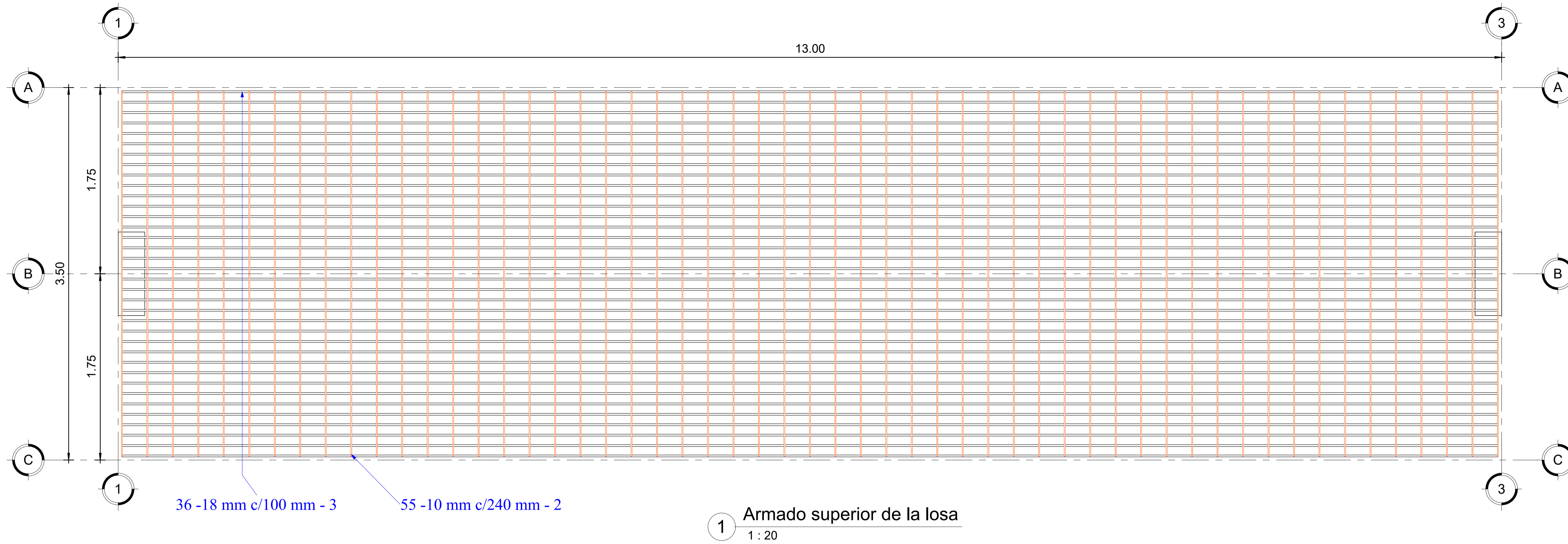


2 Lateral izquierda
1 : 25

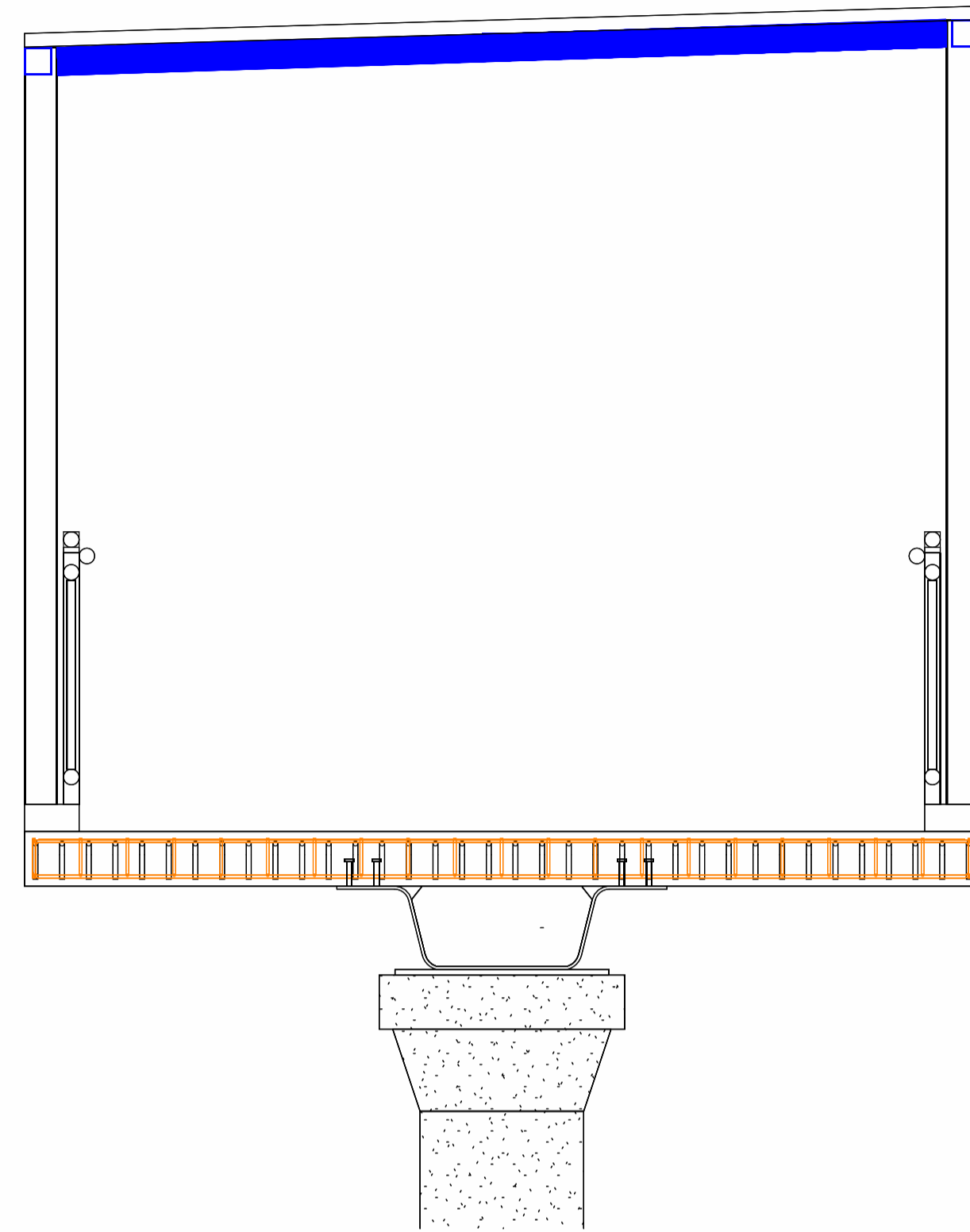


1 Lateral derecha
1 : 25

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frio para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°5 (Longitud 13 metros, ancho 3.50 metros)		
CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 43



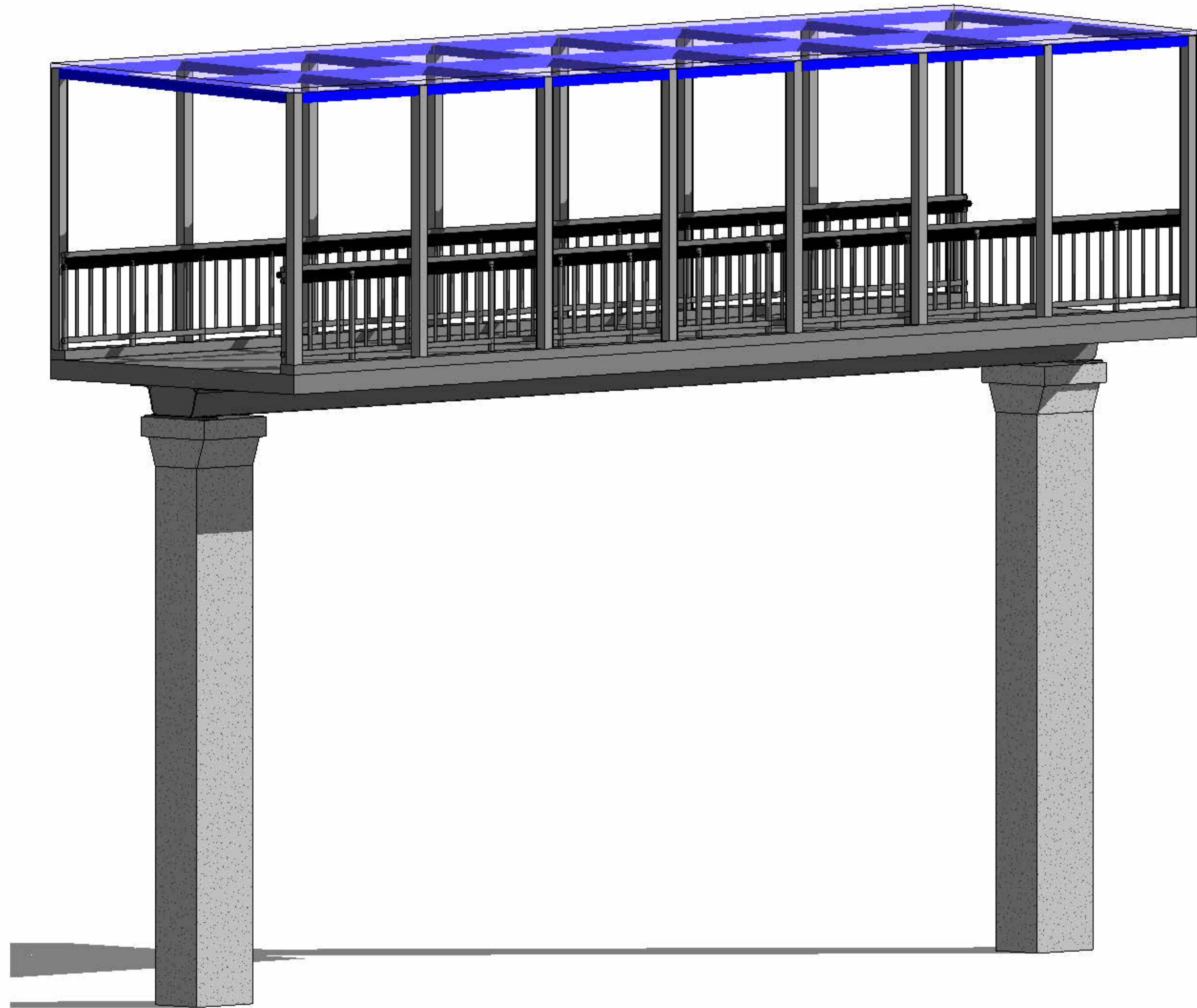
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°5 (Longitud 13 metros, ancho 3.50 metros)		
CONTIENE: Armado del acero en el tablero		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 44



2 Vista frontal



3 Vista lateral



1 3D

Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	13150 mm	120465.63 cm ³	942.04 kg
10 mm	1	13190 mm	21754.74 cm ³	170.12 kg
10 mm	2	3690 mm	15939.66 cm ³	124.65 kg
10 mm	2	3690 mm	15939.66 cm ³	124.65 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°5 (Longitud 13 metros, ancho 3.50 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

REVISADO POR:

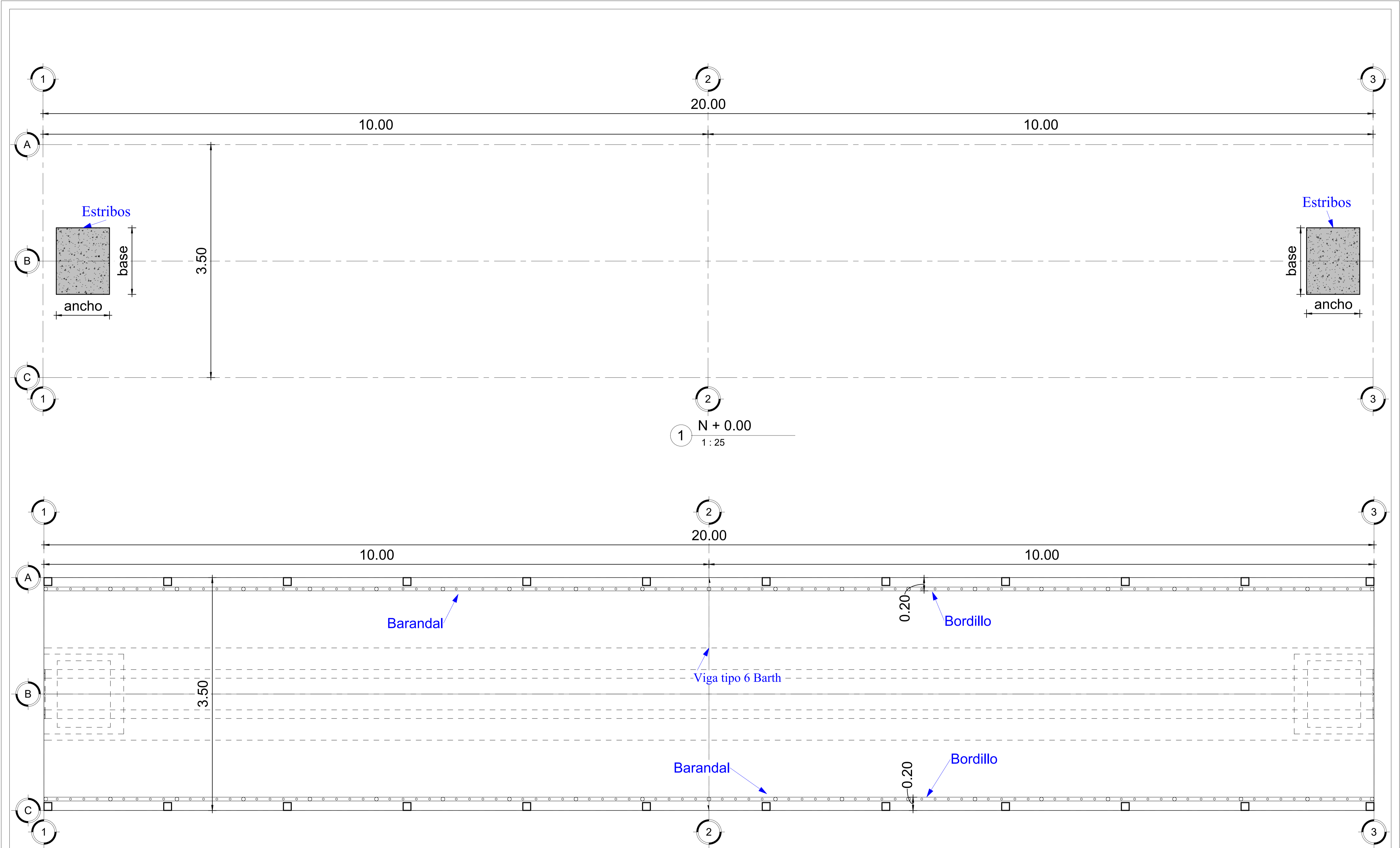
Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025

ESCALA: INDICADAS

PLANO N°: 45

Planos del puente peatonal N°10

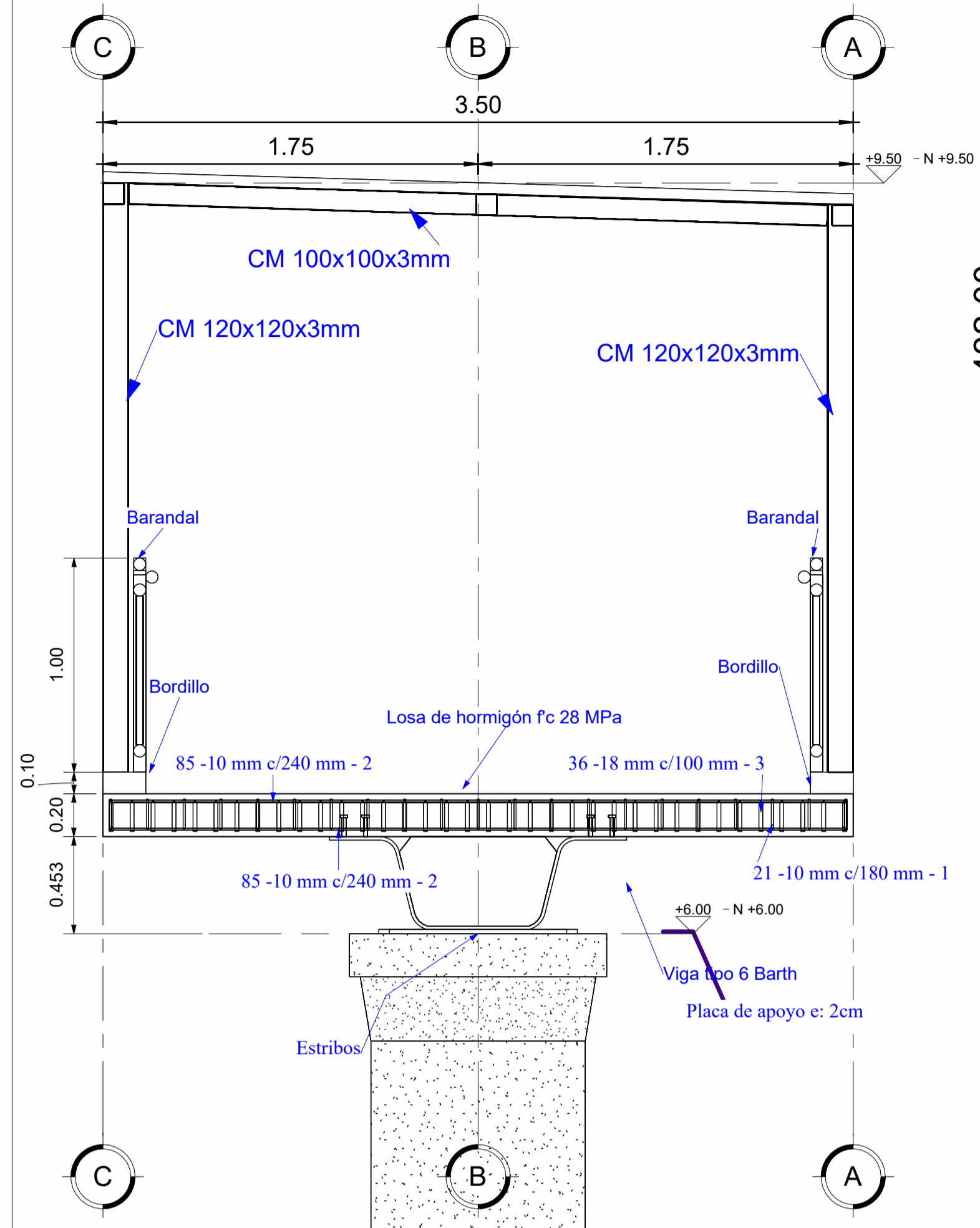


1 N + 0.00
1 : 25

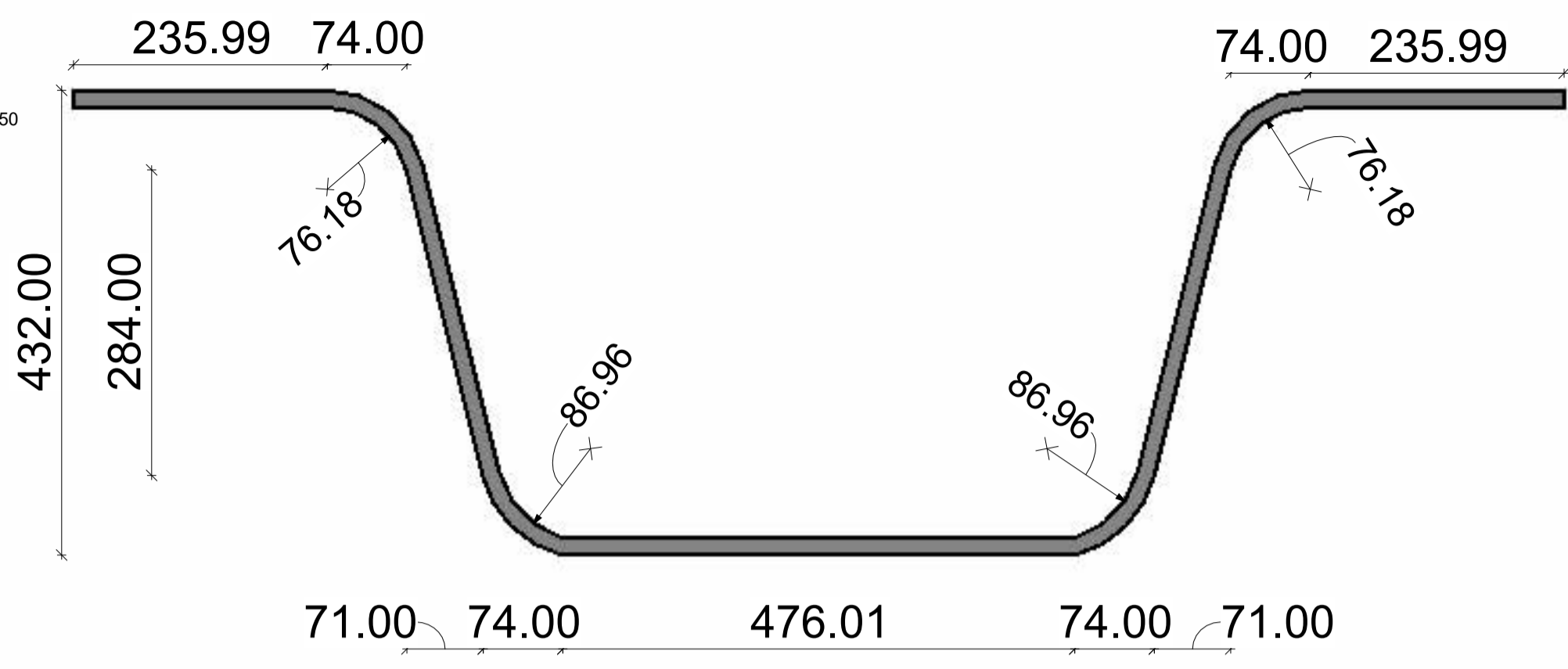
2 N + 6.00
1 : 25

NOTA: El análisis estructural solo se realizó únicamente para la superestructura, las dimensiones de los estribos fueron asumidas.

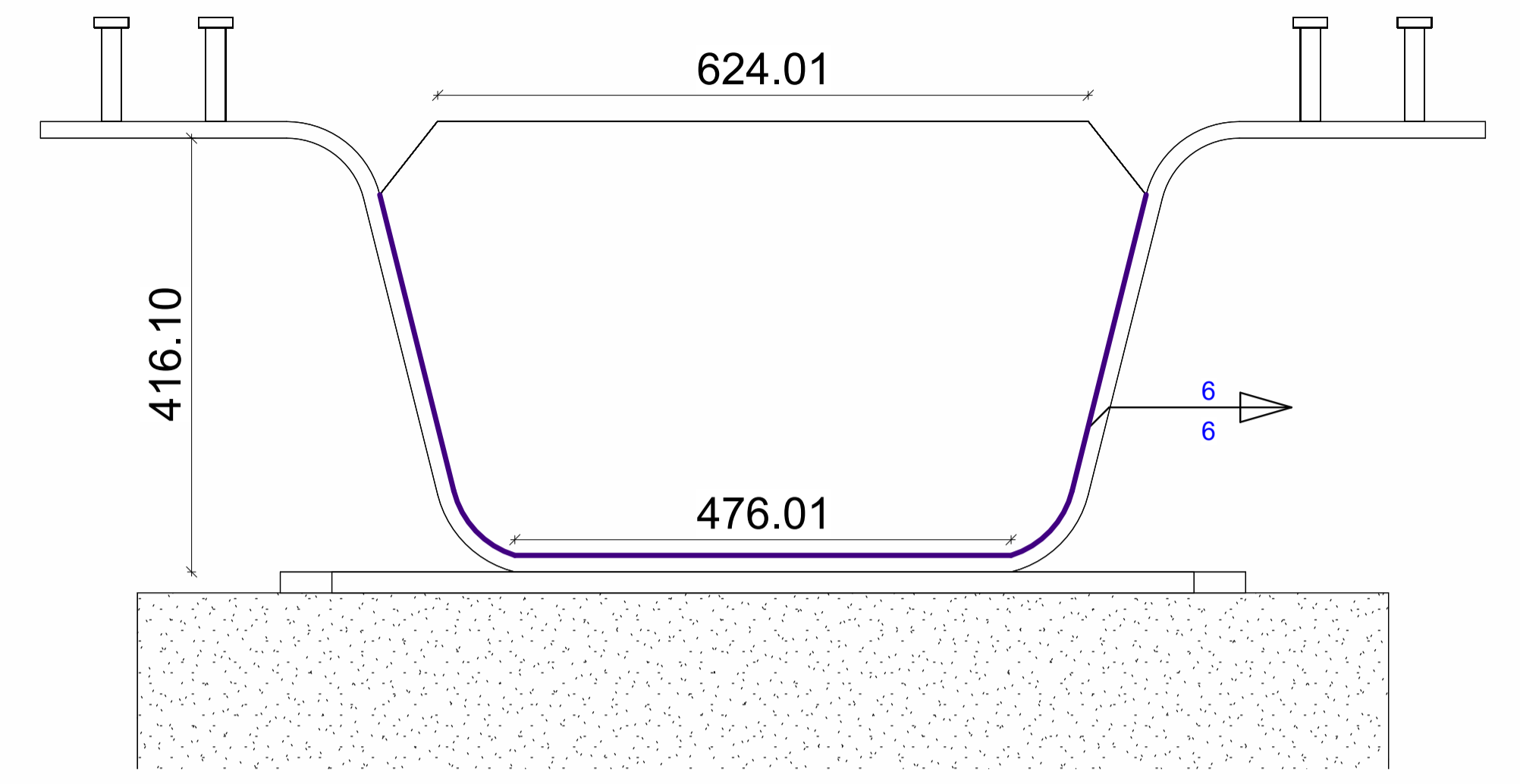
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N° 10 (Longitud 20 metros, ancho 3.50 metros)		
CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 46



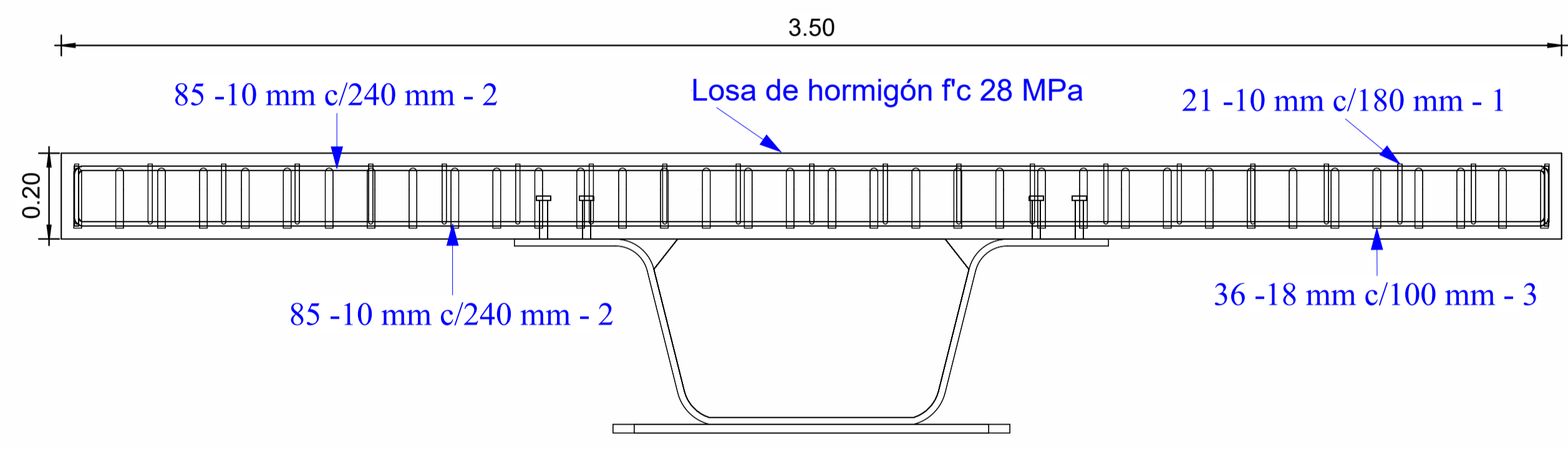
1 Vista frontal
1 : 20



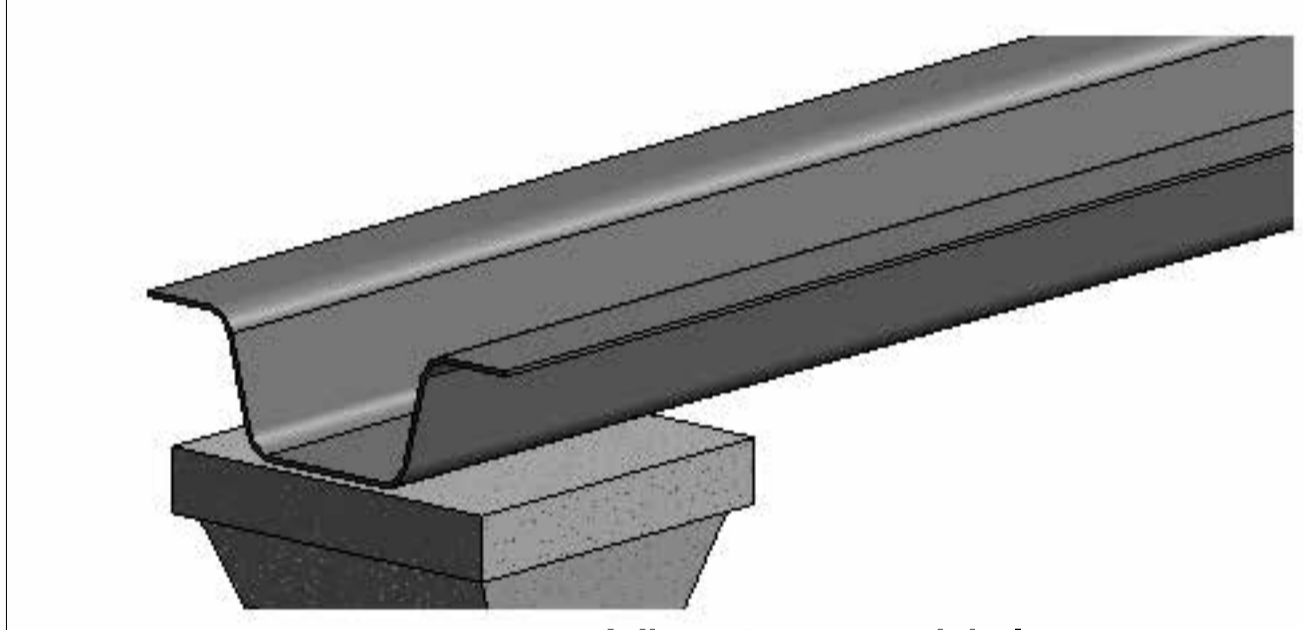
2 Sección viga tipo 6 - Barth
1 : 5



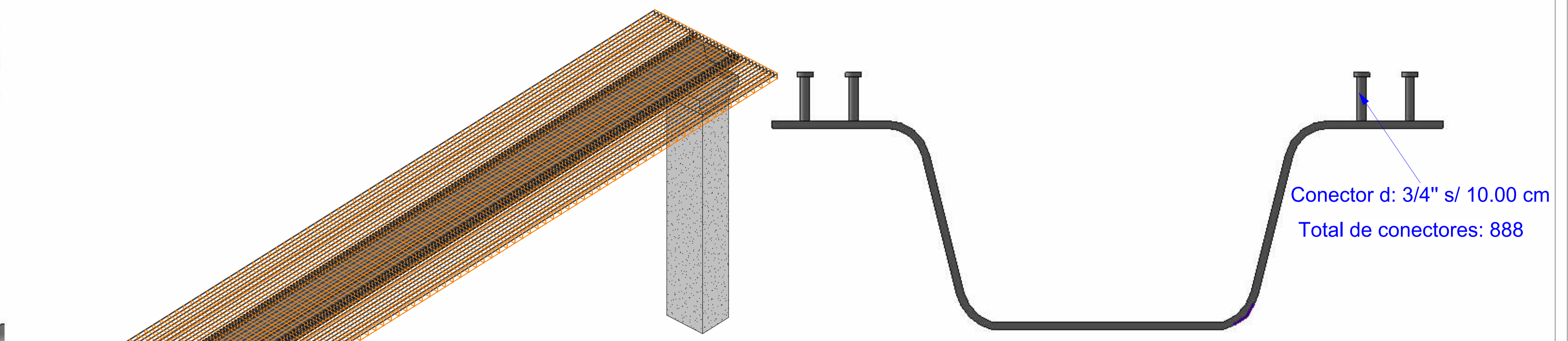
4 Placa para extremos de viga
1 : 5



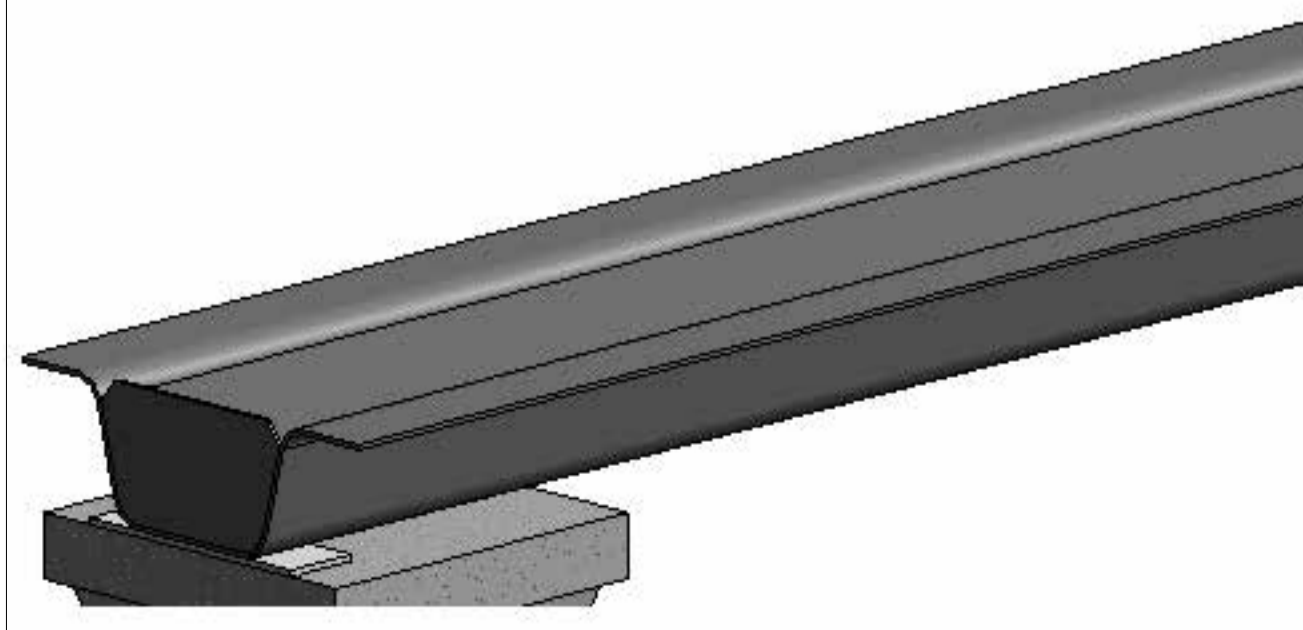
3 Refuerzo en losa
1 : 10



6 Viga trapezoidal



5 Conectores de cortante
1 : 5

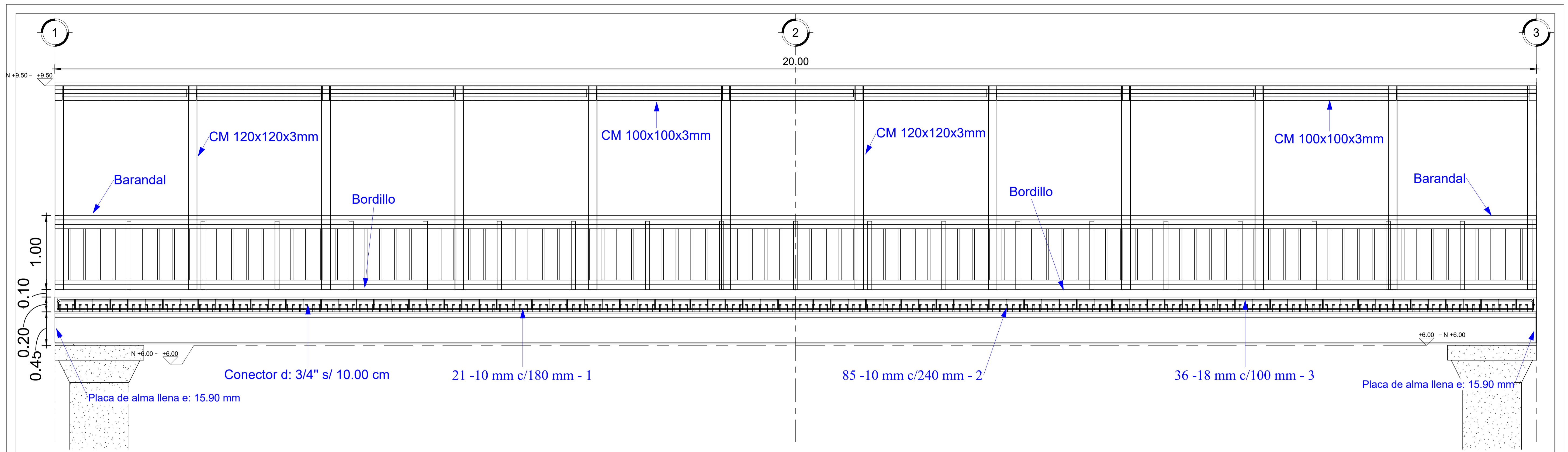


7 Viga y placas

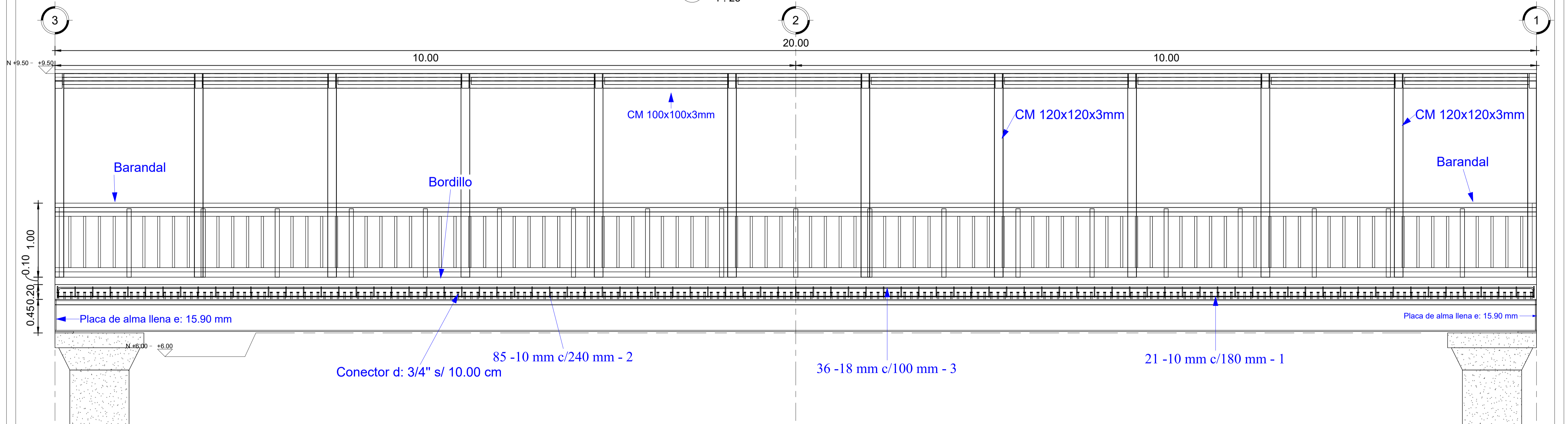


8 Armado del acero en losa

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N° 10 (Longitud 20 metros, ancho 3.50 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 47

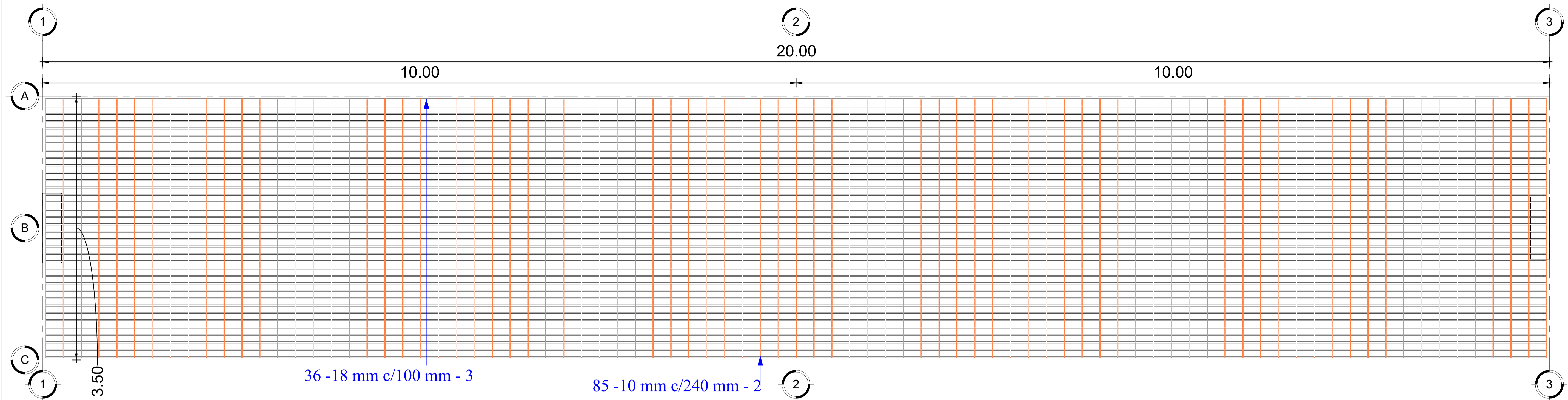


1 Lateral izquierda
1 : 25

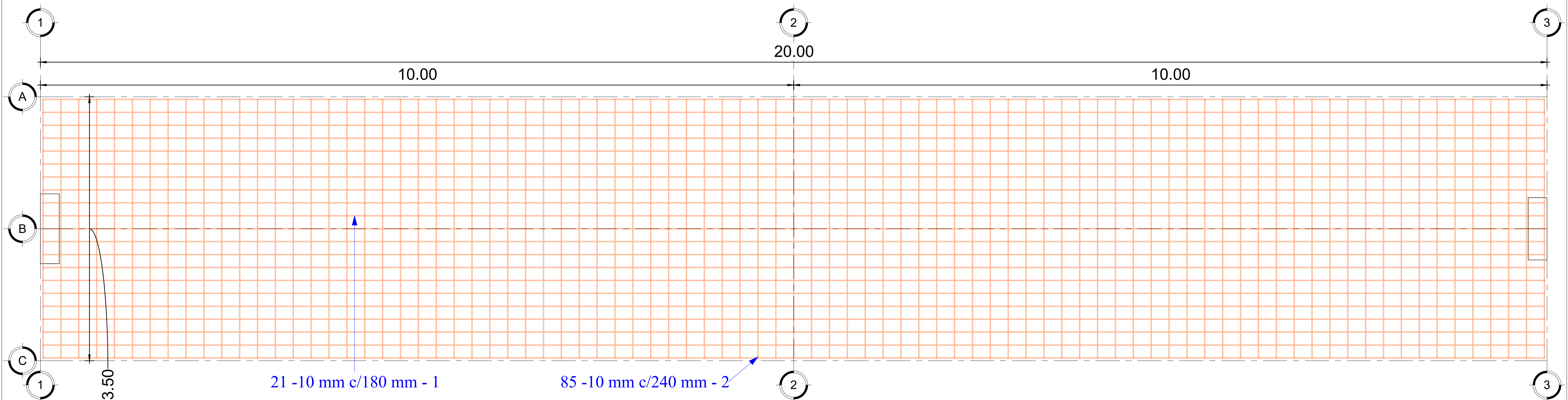


2 Lateral derecha
1 : 25

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUNTE: Puente N°10 (Longitud 20 metros, ancho 3.50 metros)		
CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 48

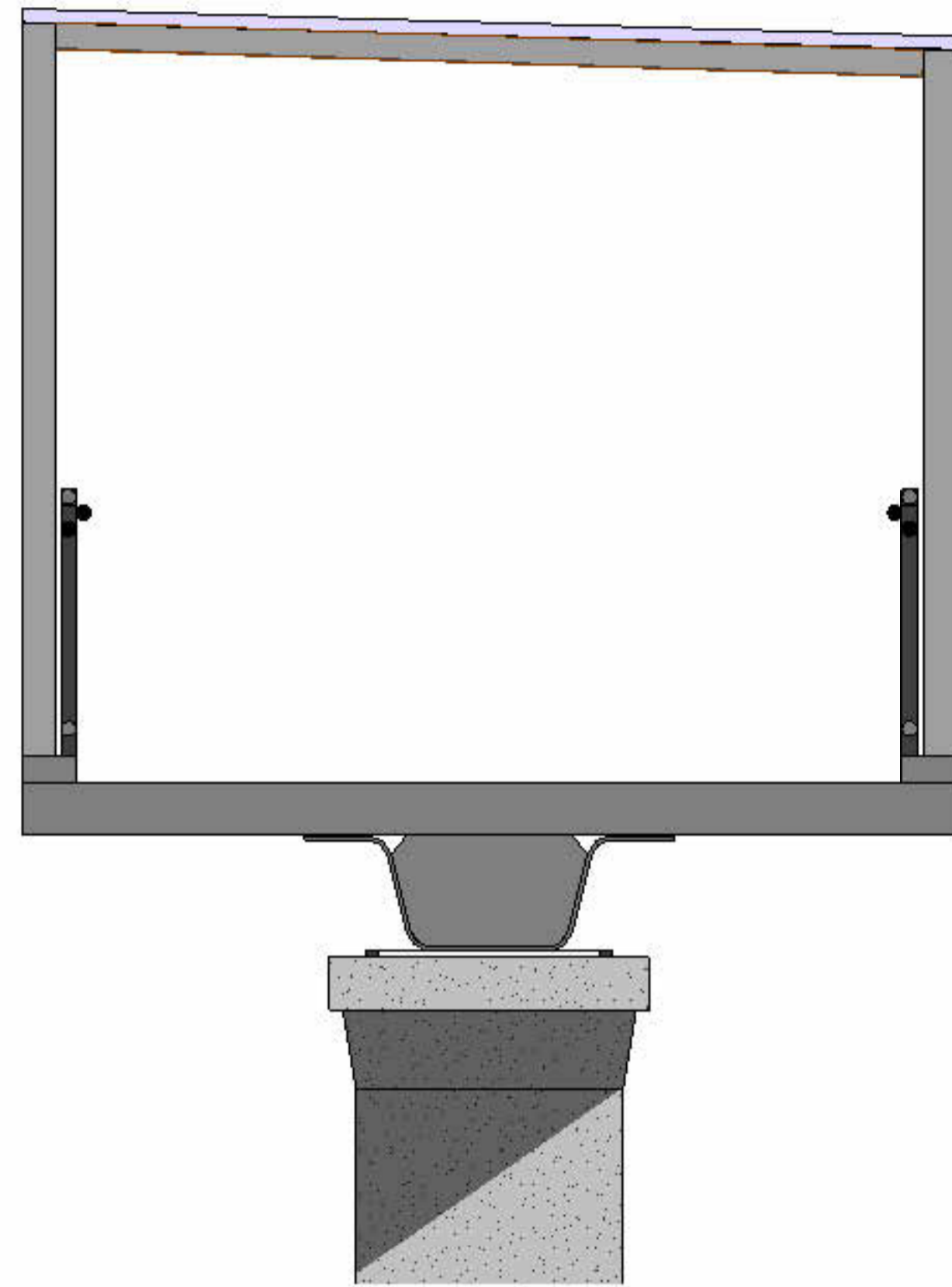


1 Armado superior de la losa
1 : 25

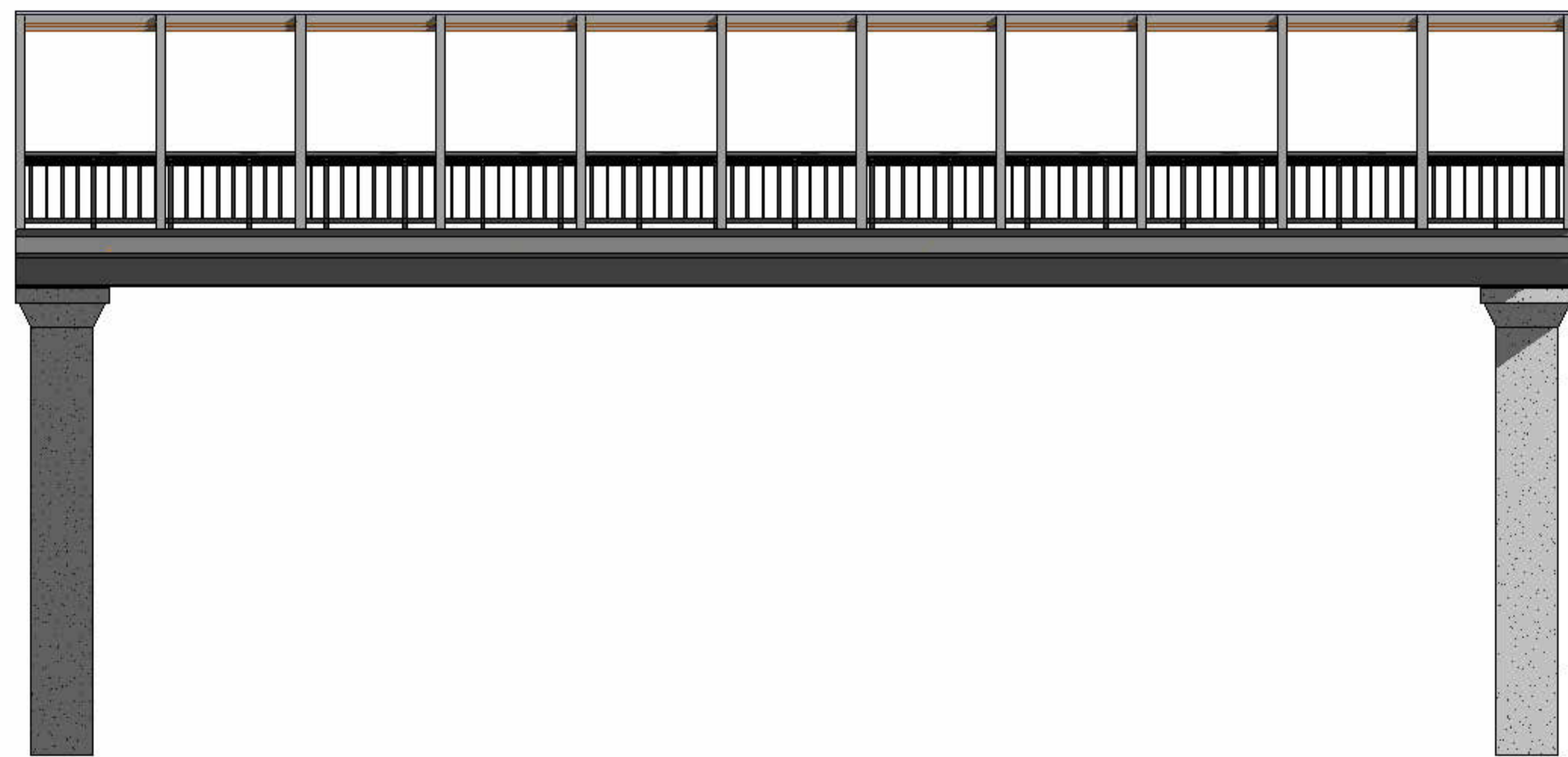


2 Armado inferior de la losa
1 : 25

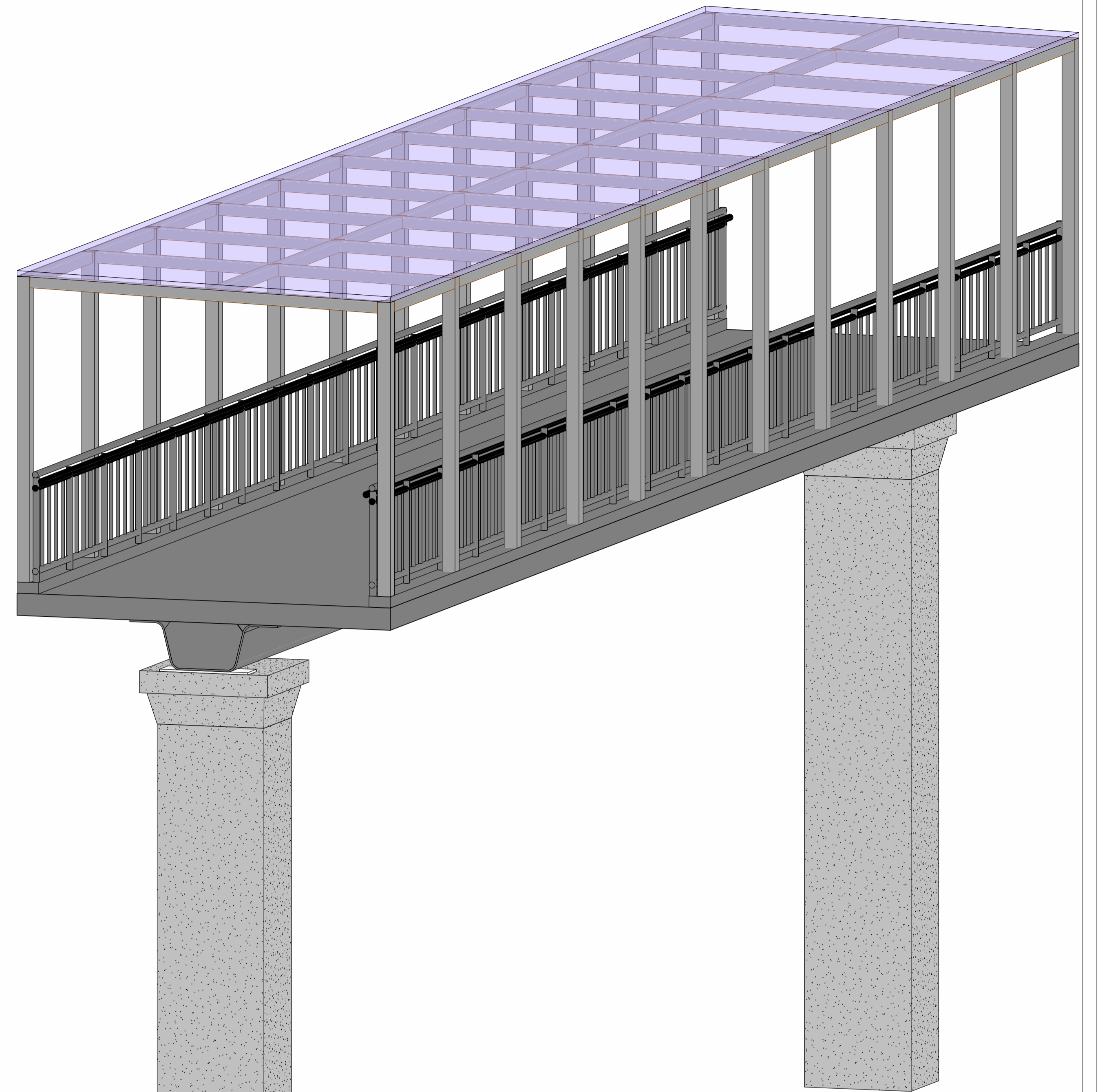
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N° 10 (Longitud 20 metros, ancho 3.50 metros)		
CONTIENE: Armado del acero en el tablero		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 49



1 Vista frontal



3 Vista lateral



2 3D

Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	20150 mm	184591.82 cm ³	1443.51 kg
10 mm	1	20190 mm	33300.10 cm ³	260.41 kg
10 mm	2	3690 mm	24634.01 cm ³	192.64 kg
10 mm	2	3690 mm	24634.01 cm ³	192.64 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

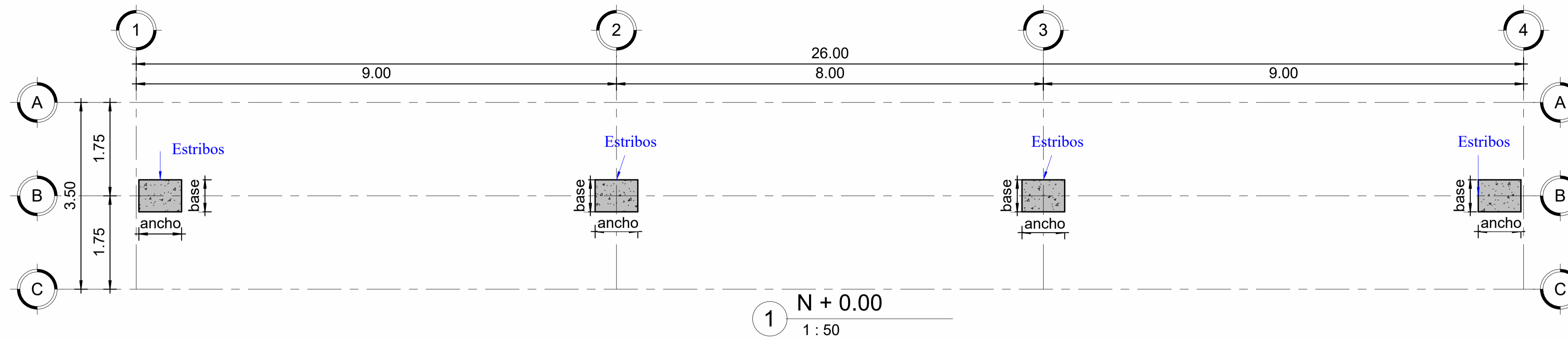
PUENTE: Puente N° 10 (Longitud 20 metros, ancho 3.50 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

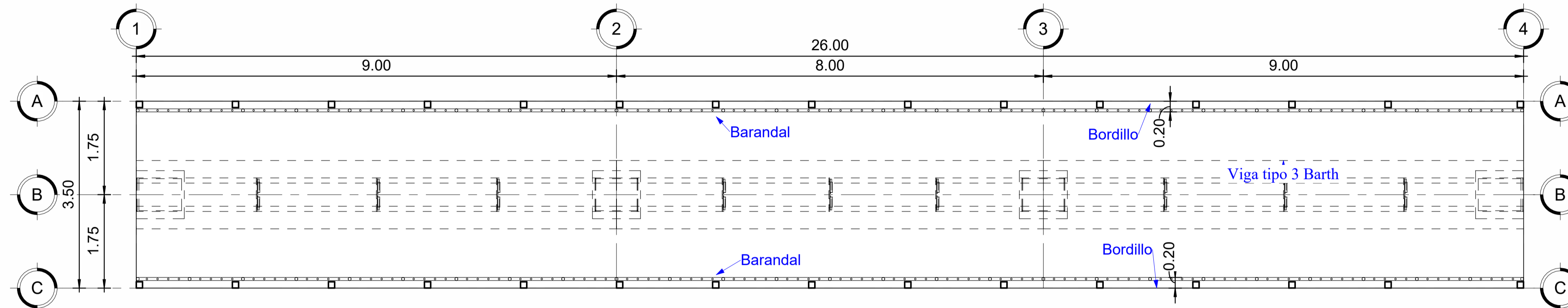
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.
REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025 **ESCALA:** INDICADAS **PLANO N°:** 50

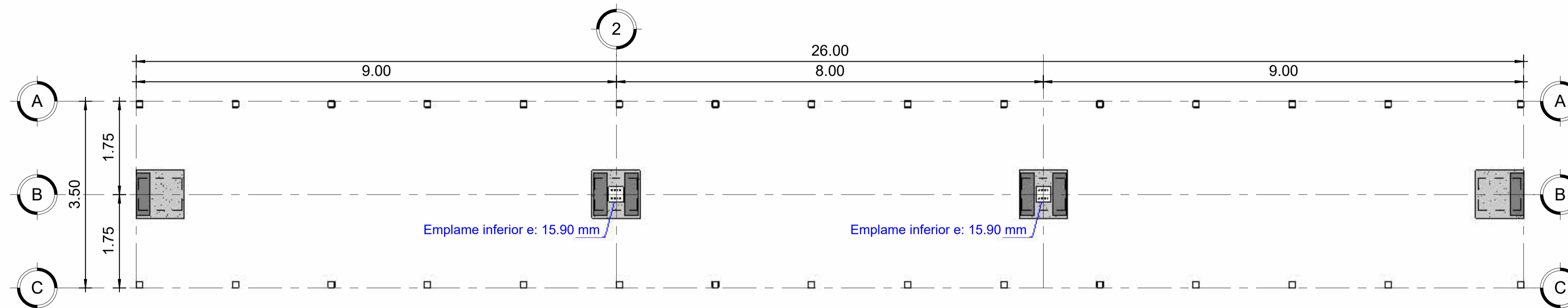
Planos del puente peatonal N°11



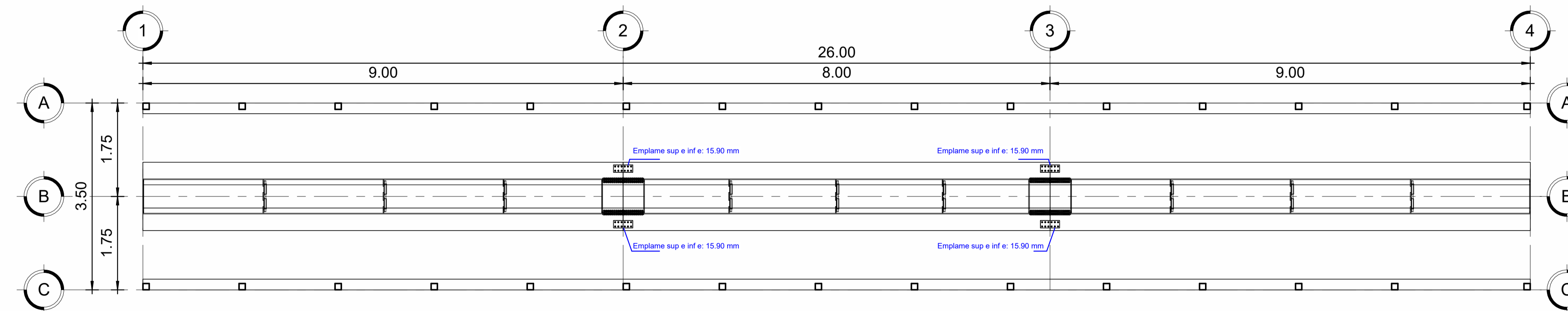
1 N + 0.00
1 : 50



2 N + 6.00
1 : 50



3 Implantación de emplames inferiores
1 : 50



4 Implantación de emplames en alas superiores
1 : 50

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°11 (Longitud 26 metros, ancho 3.00 metros)

CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

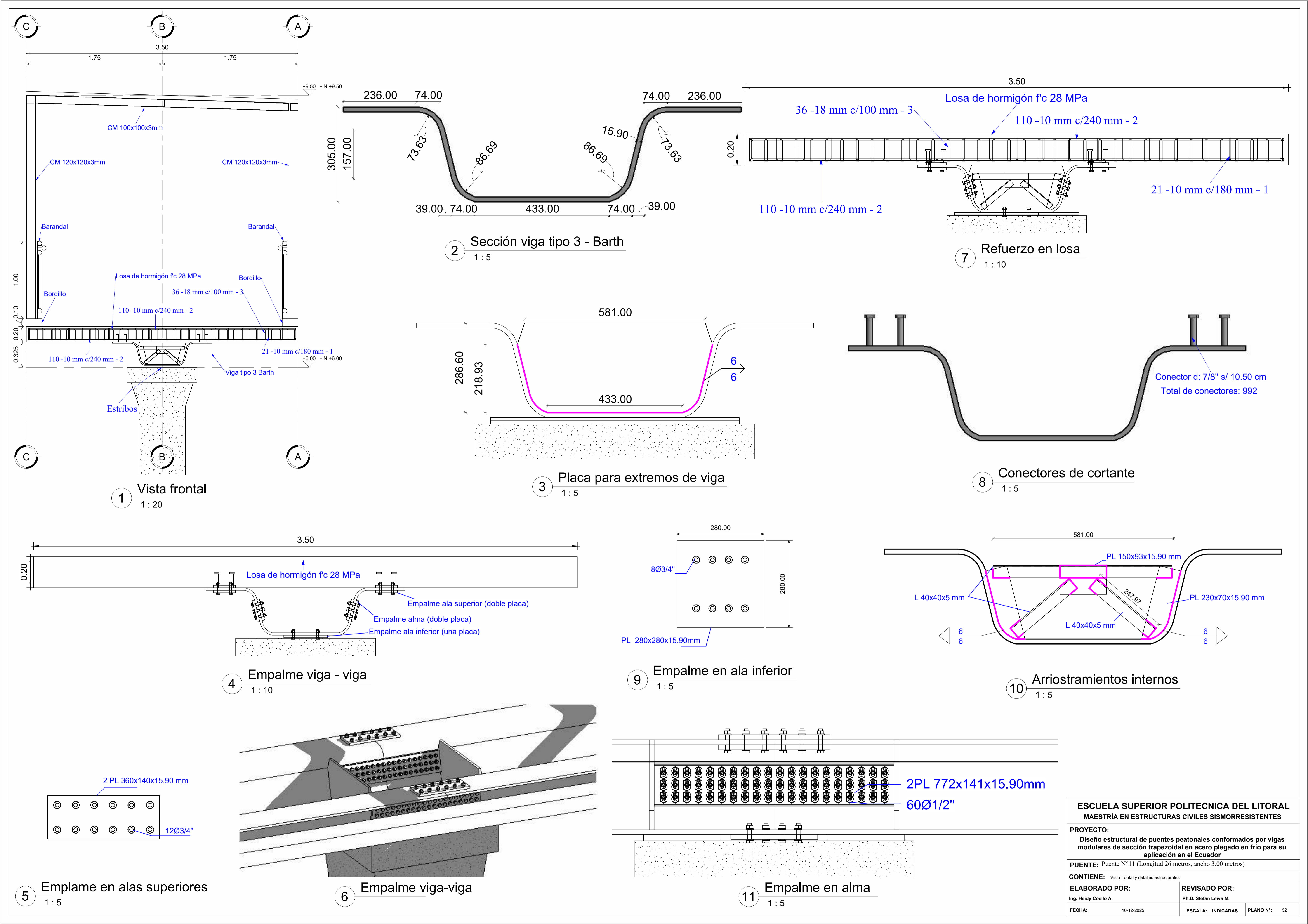
REVISADO POR:

Ph.D. Stefan Leiva M.

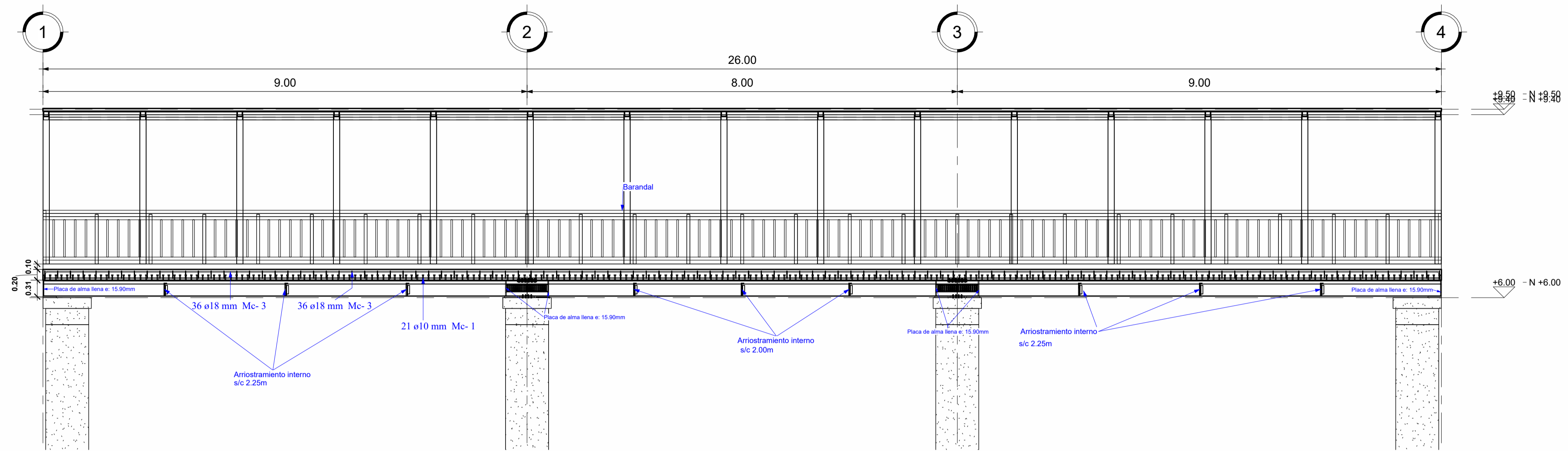
FECHA: 10-12-2025

ESCALA: INDICADAS

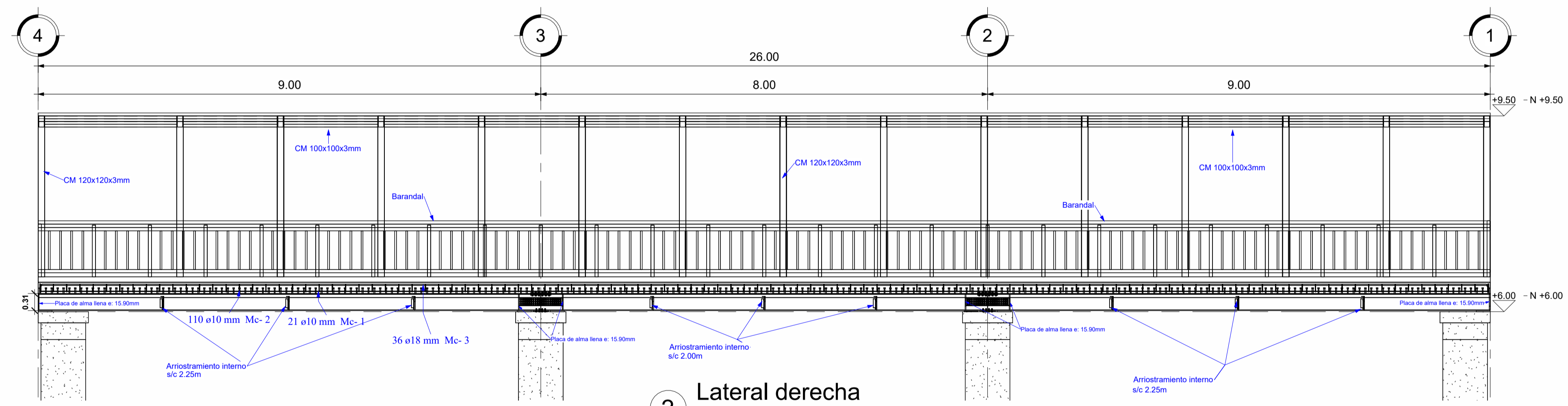
PLANO N°: 51



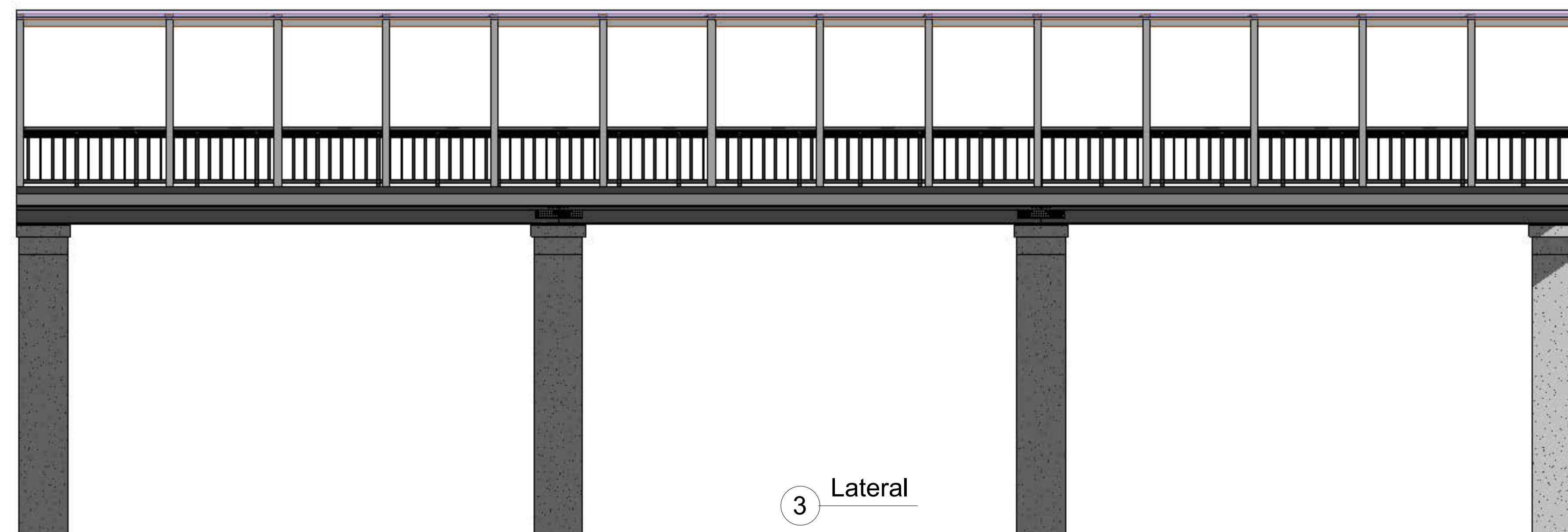
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL		
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO:		
Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°11 (Longitud 26 metros, ancho 3.00 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR:	REVISADO POR:	
Ing. Heidy Coello A.	Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA:	ESCALA:	PLANO N°:
10-12-2025	INDICADAS	52



1 Lateral izquierda
1 : 50



2 Lateral derecha
1 : 50



3 Lateral

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°11 (Longitud 26 metros, ancho 3.00 metros)

CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

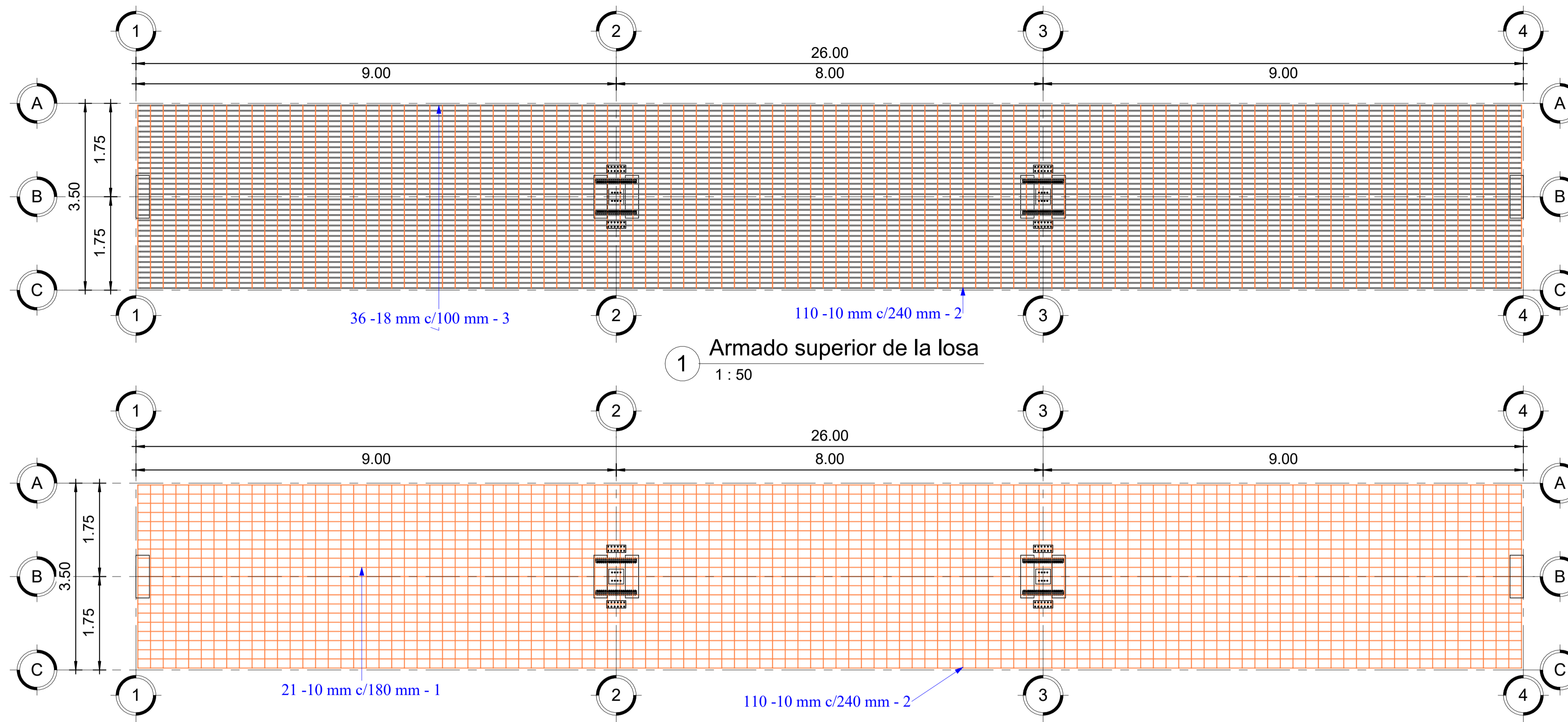
REVISADO POR:

Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025

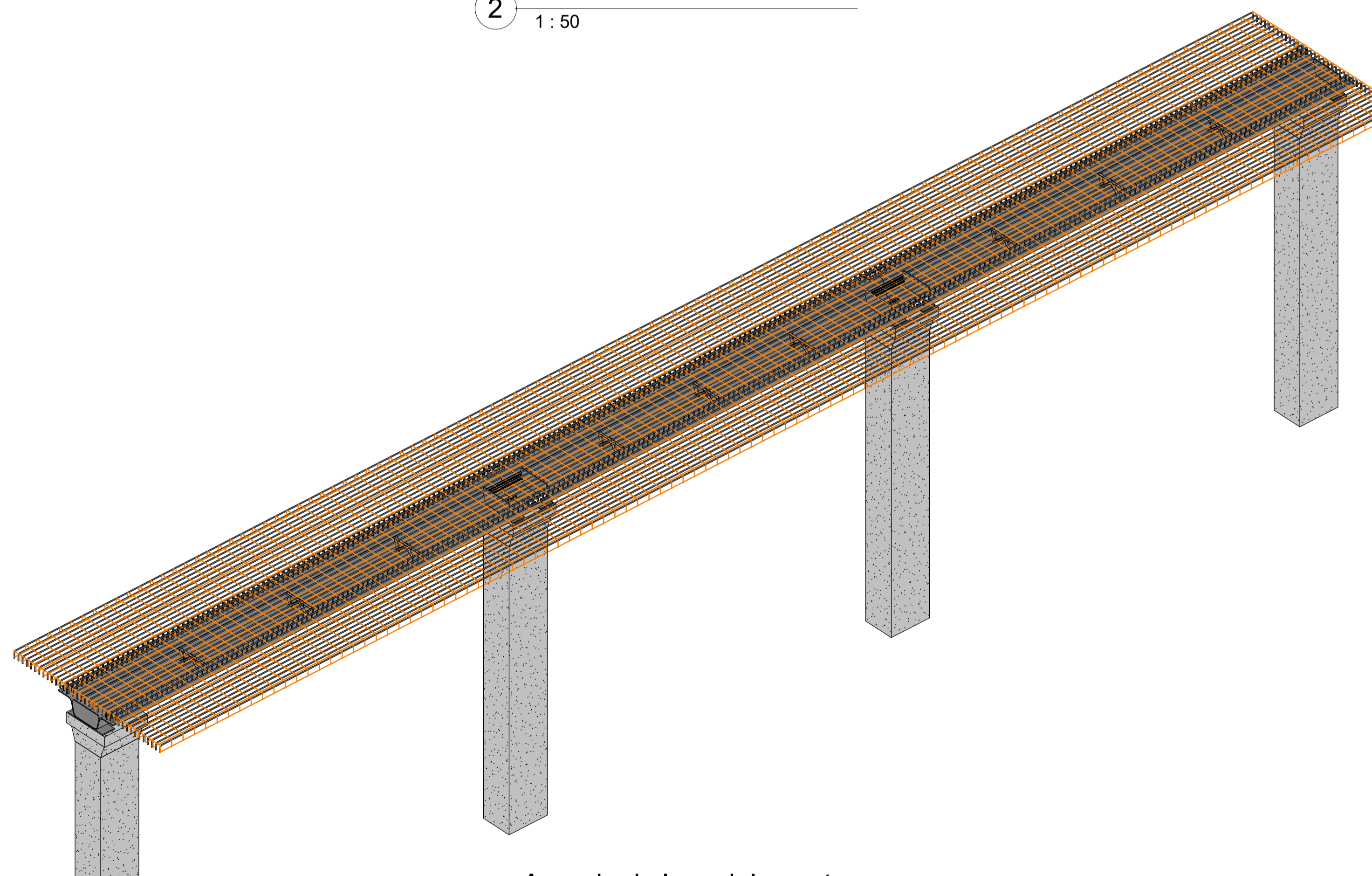
ESCALA: INDICADAS

PLANO N°: 53



1 Armado superior de la losa
1 : 50

2 Armado inferior de la losa
1 : 50



3 Armado de losa del puente

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°11 (Longitud 26 metros, ancho 3.00 metros)

CONTIENE: Armado del acero en el tablero

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

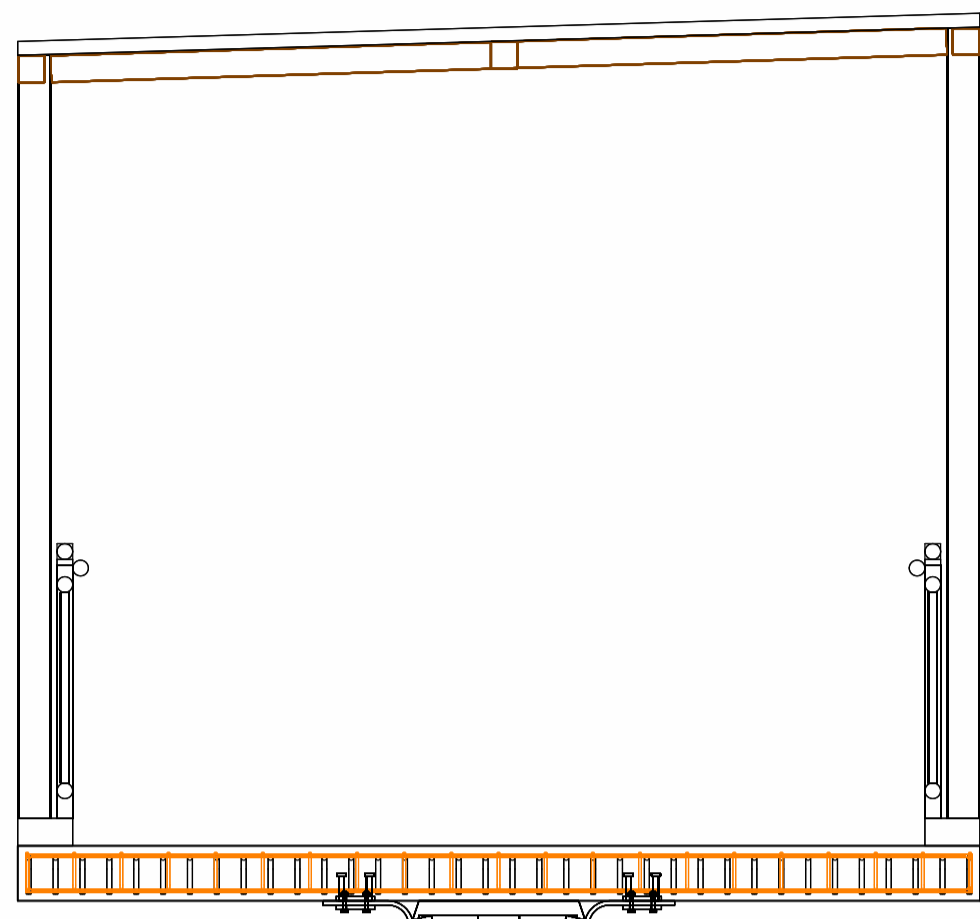
REVISADO POR:

Ph.D. Stefan Leiva M.

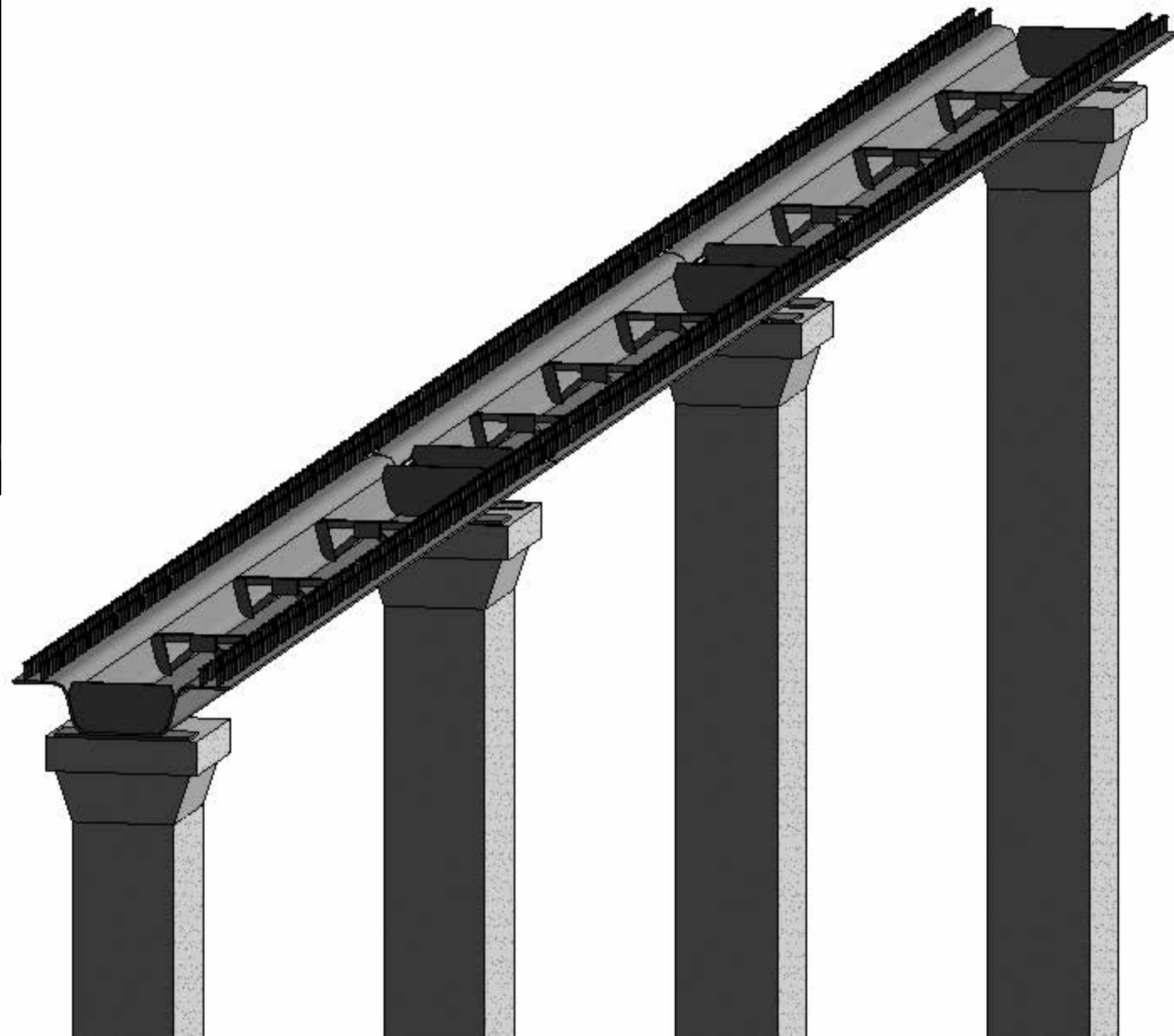
FECHA: 10-12-2025

ESCALA: INDICADAS

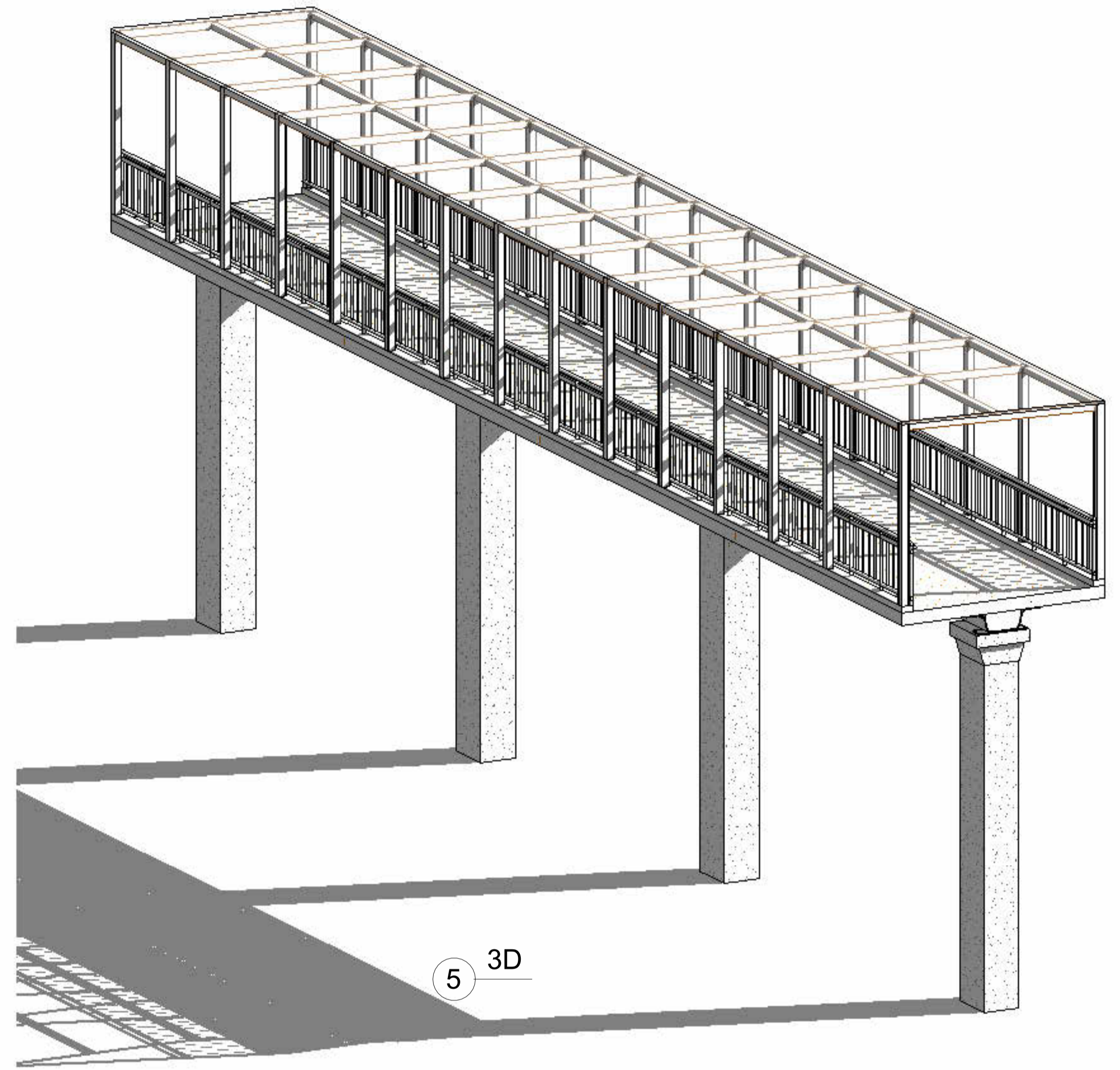
PLANO N°: 54



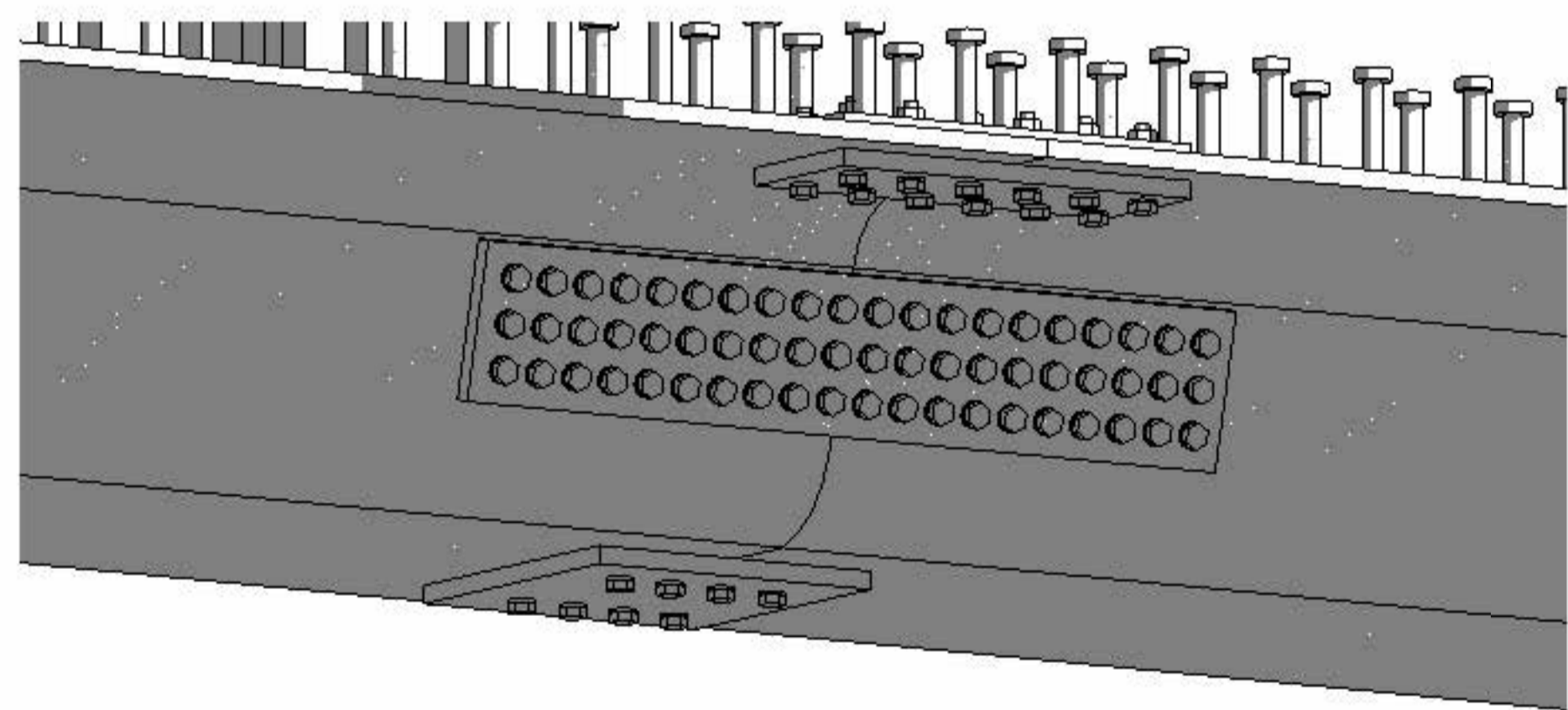
1 Frontal



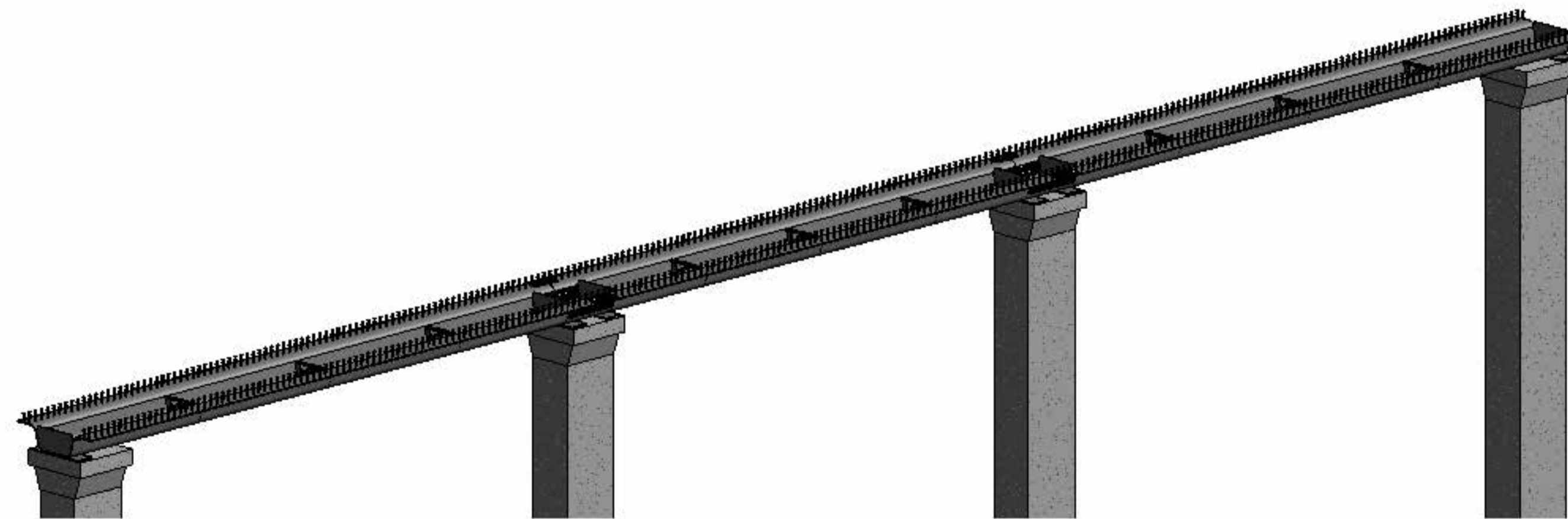
2 Arriostamiento



5 3D



3 Empalmes de viga



4 Conectores

Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	26150 mm	239557.12 cm ³	1873.34 kg
10 mm	1	26190 mm	43196.11 cm ³	337.79 kg
10 mm	2	3690 mm	31879.31 cm ³	249.30 kg
10 mm	2	3690 mm	31879.31 cm ³	249.30 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°11 (Longitud 26 metros, ancho 3.00 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

REVISADO POR:

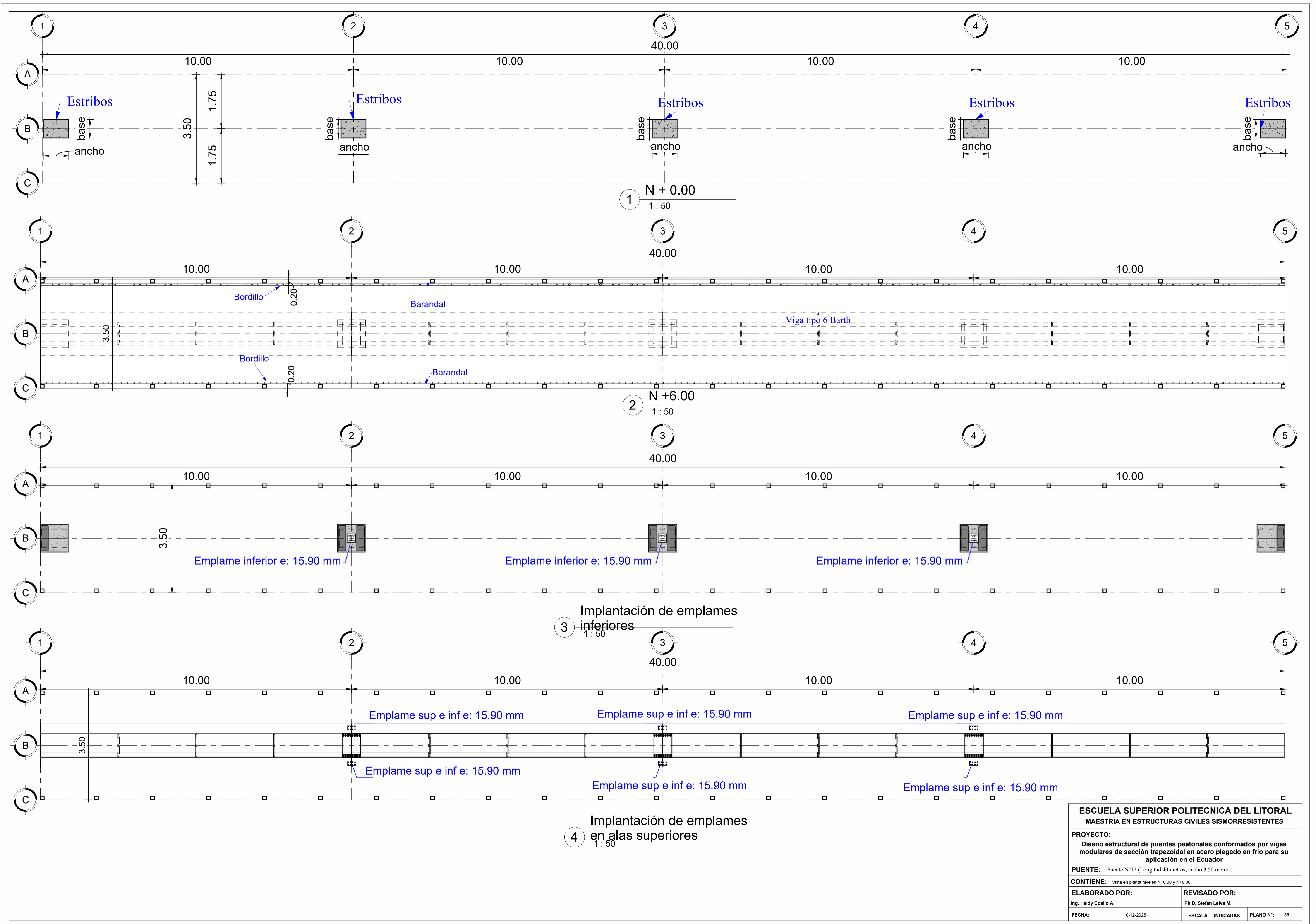
Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025

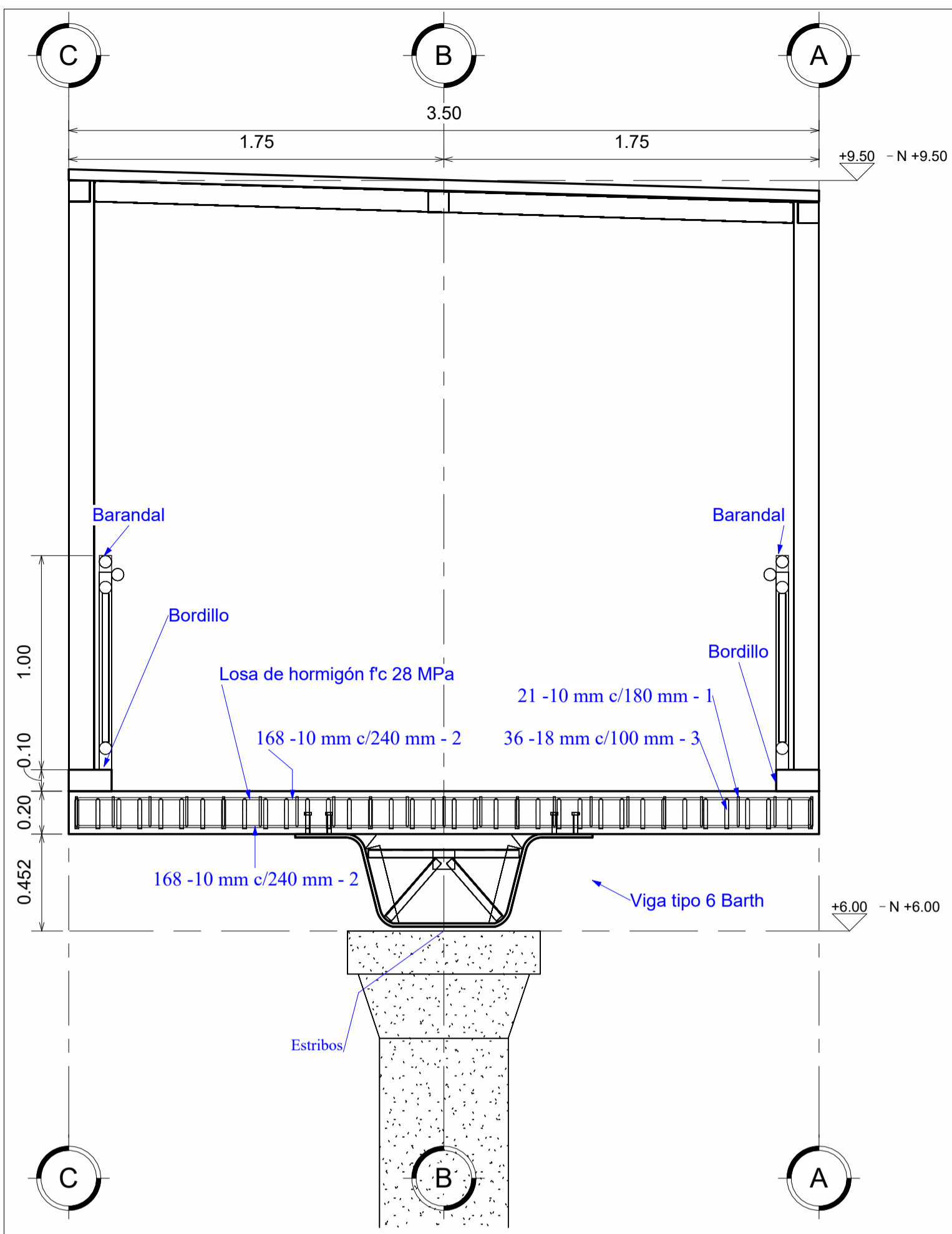
ESCALA: INDICADAS

PLANO N°: 55

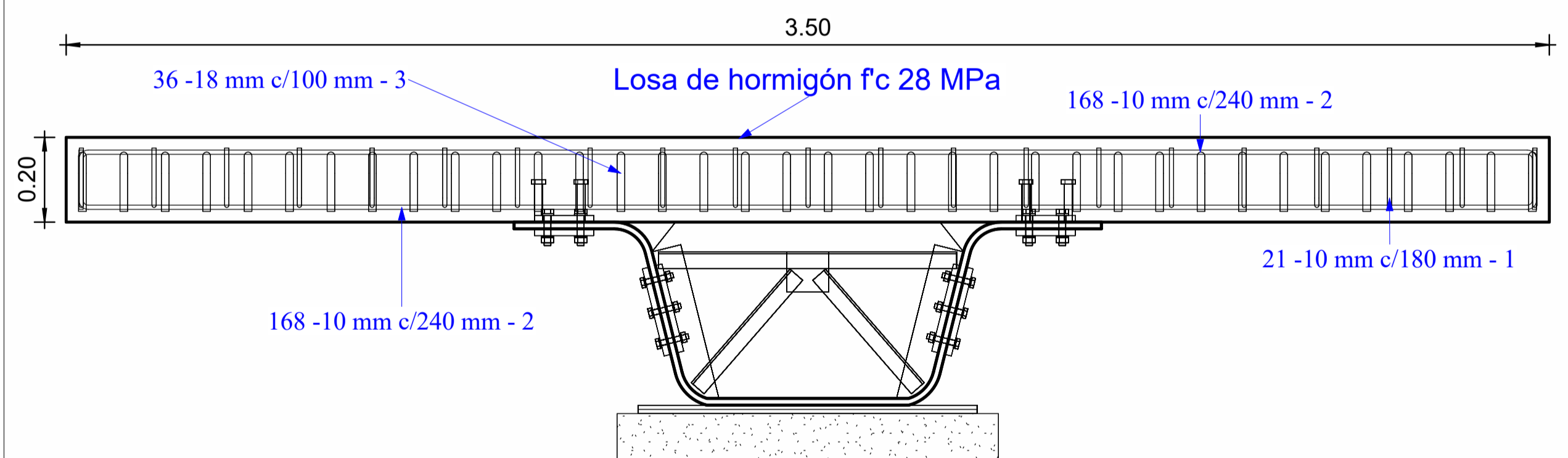
Planos del puente peatonal N°12



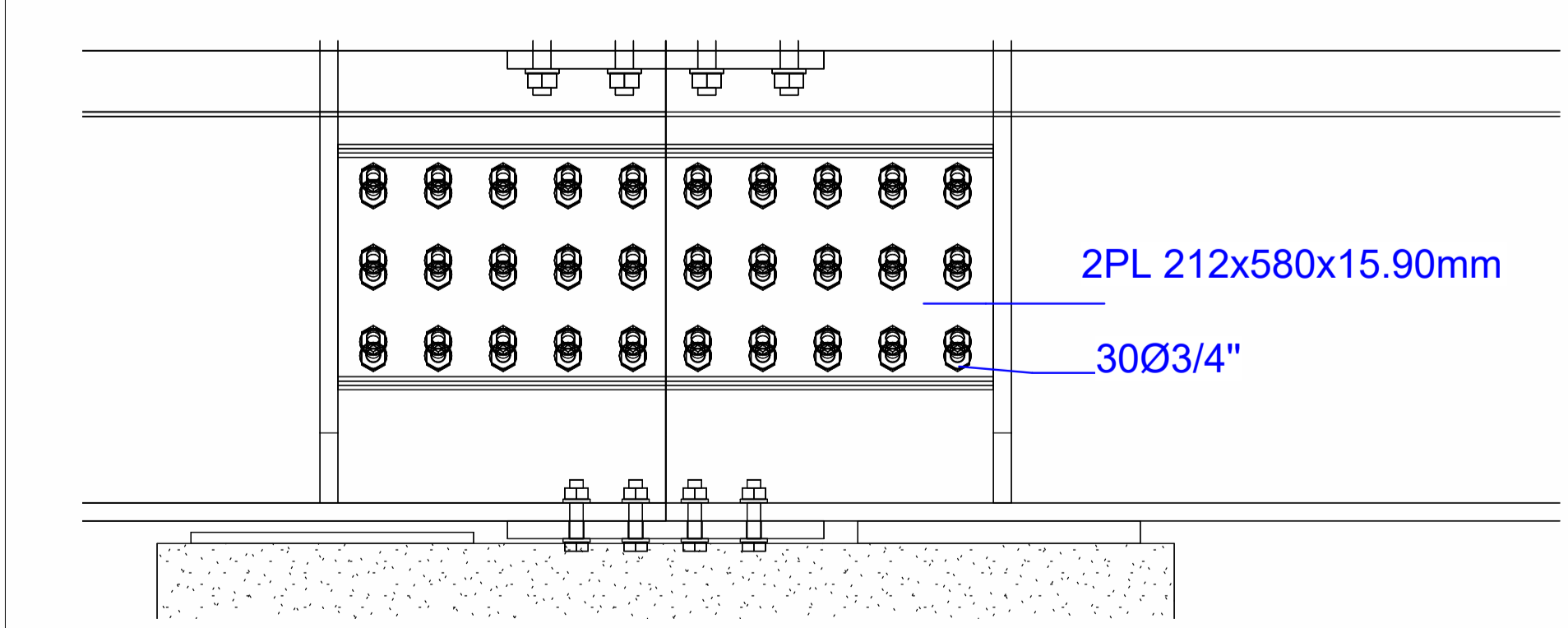
ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°12 (Longitud 40 metros, ancho 3.50 metros)		
CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 56



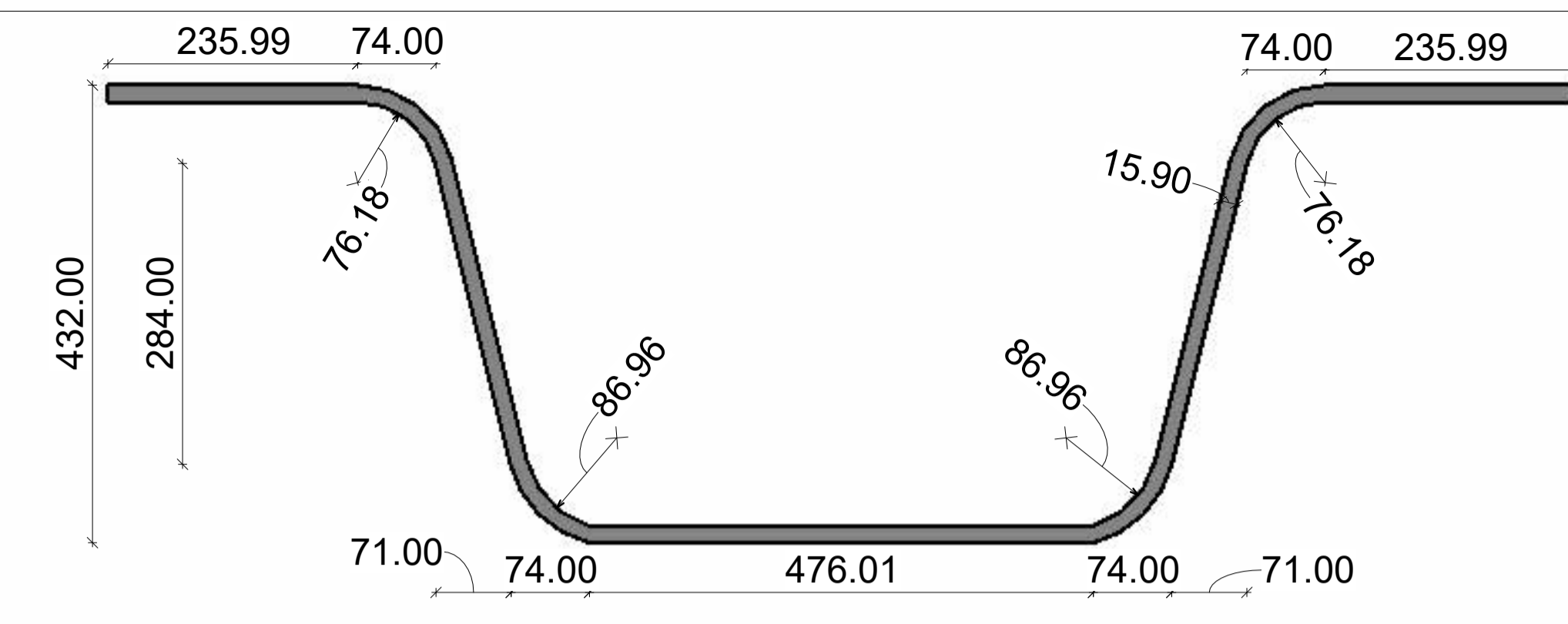
1 Vista frontal
1:20



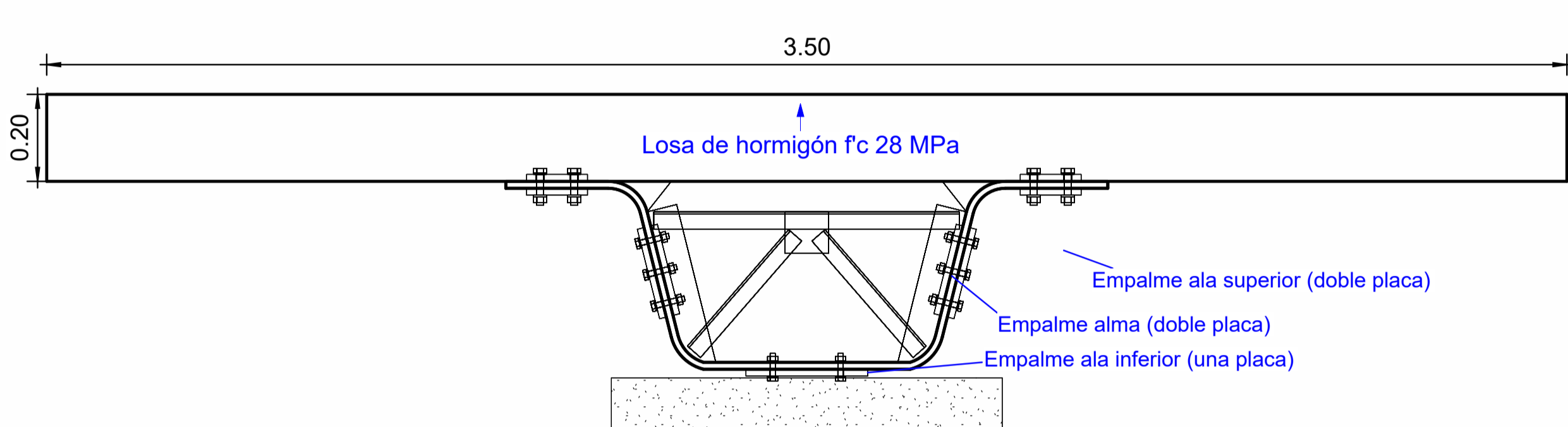
7 Refuerzo en losa
1:10



9 Empalme en alma
1:5



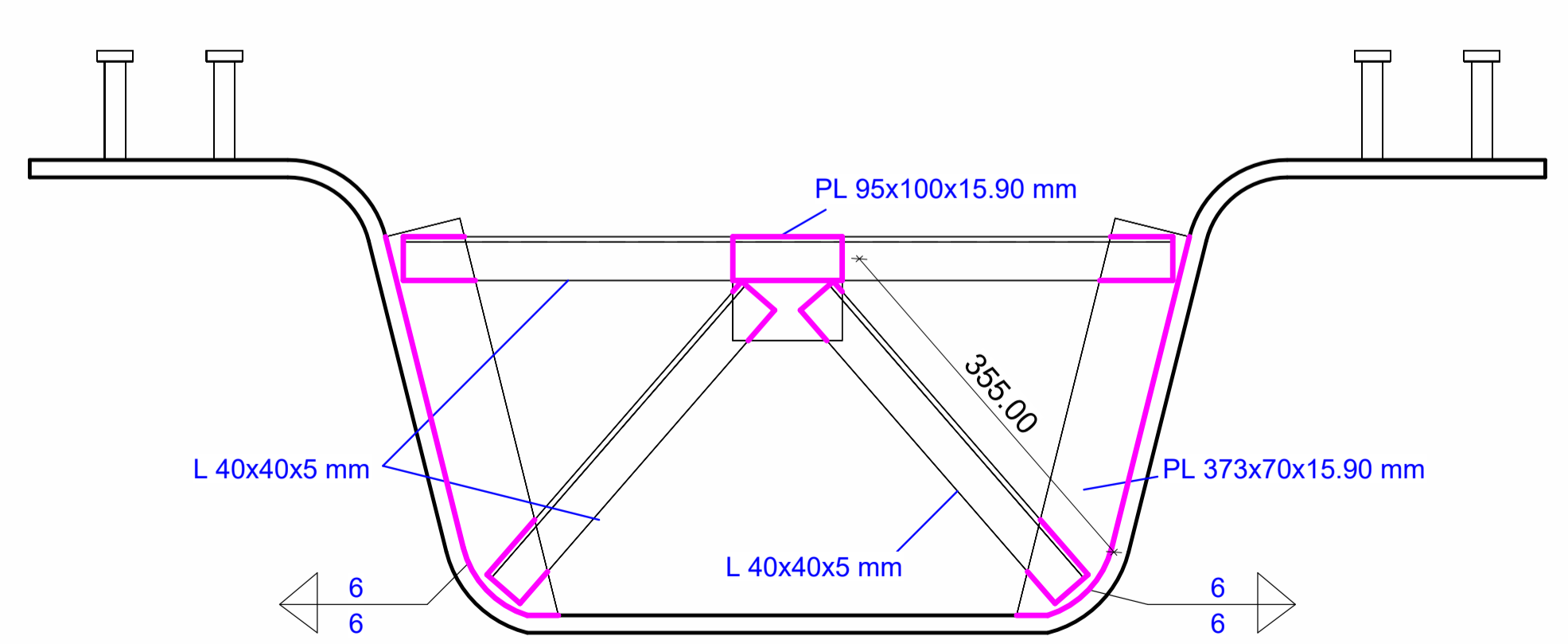
2 Sección viga tipo 6 - Barth
1:5



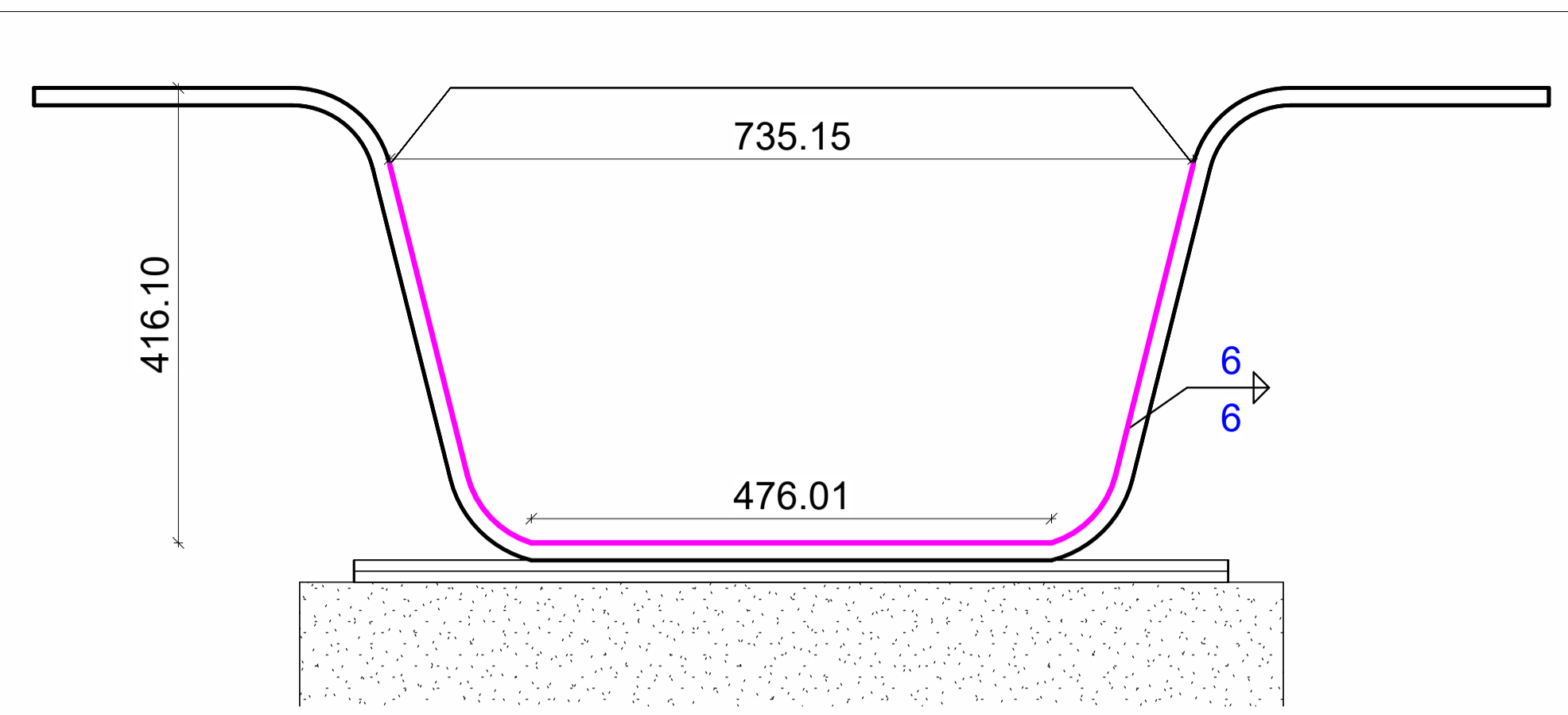
4 Empalme viga - viga
1:10



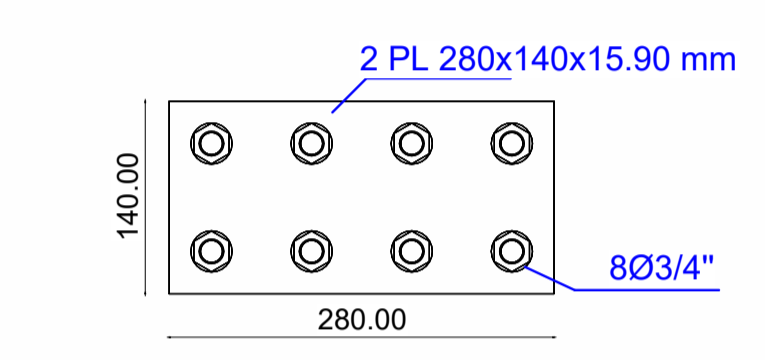
8 Conectores de cortante
1:5



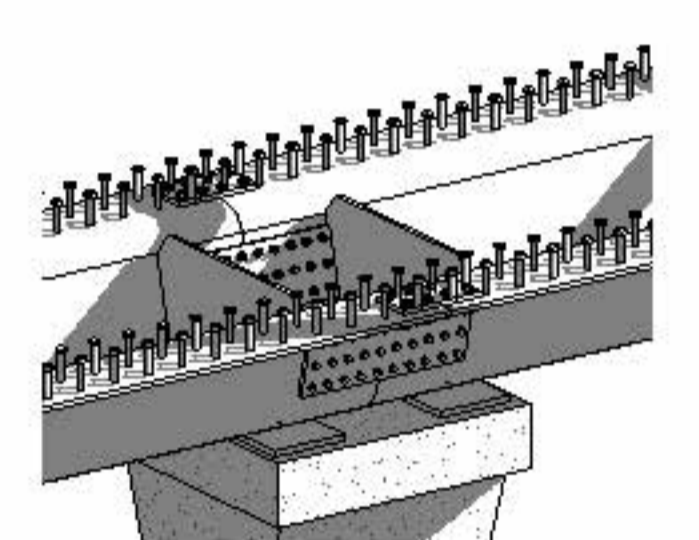
12 Arriostramientos internos
1:5



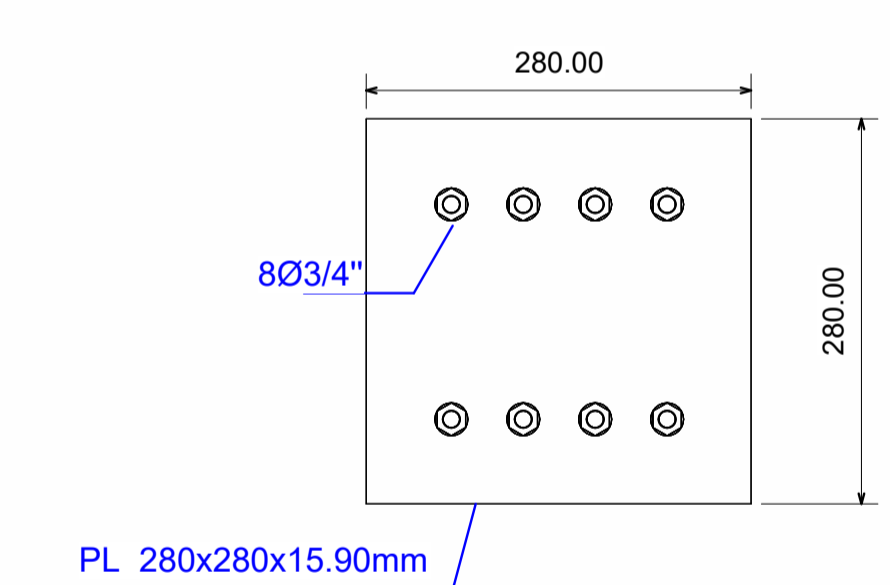
3 Placa para extremos de viga
1:5



5 Emplame en alas superiores
1:5

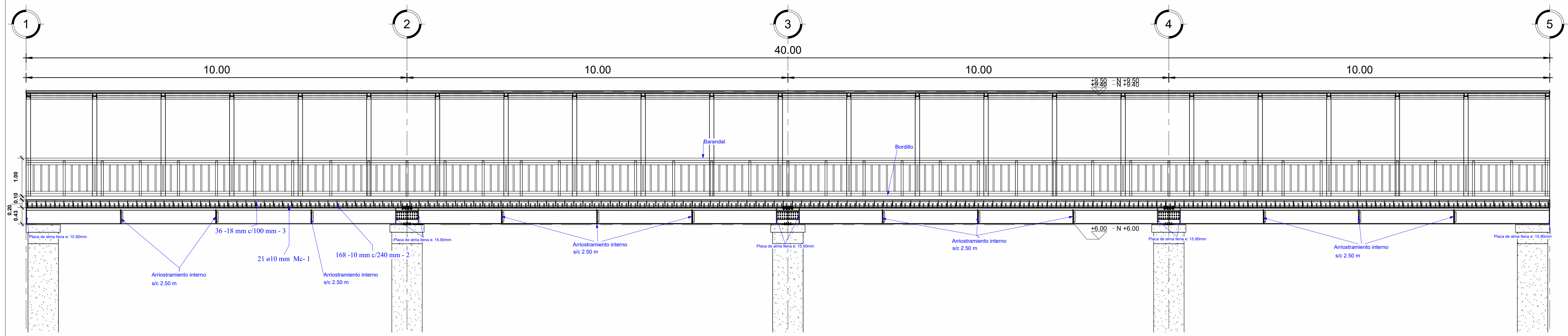


6 Empalme viga-viga

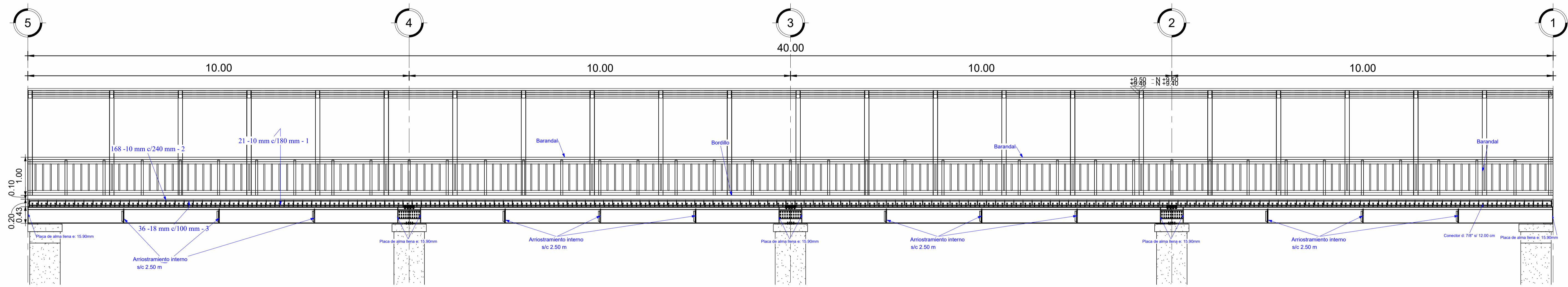


10 Empalme en ala inferior
1:5

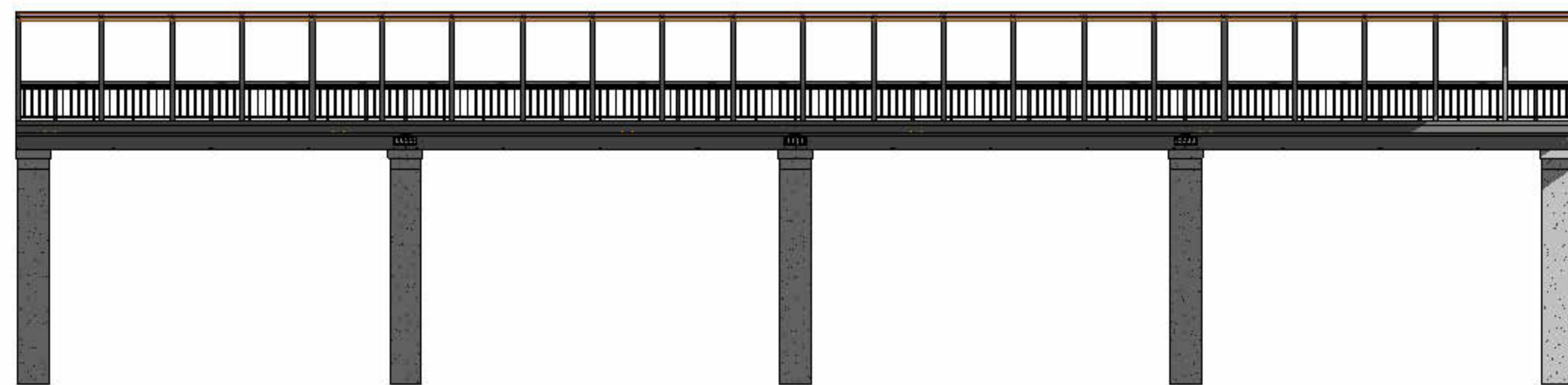
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°12 (Longitud 40 metros, ancho 3.50 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 57



1 Lateral izquierda
1:50

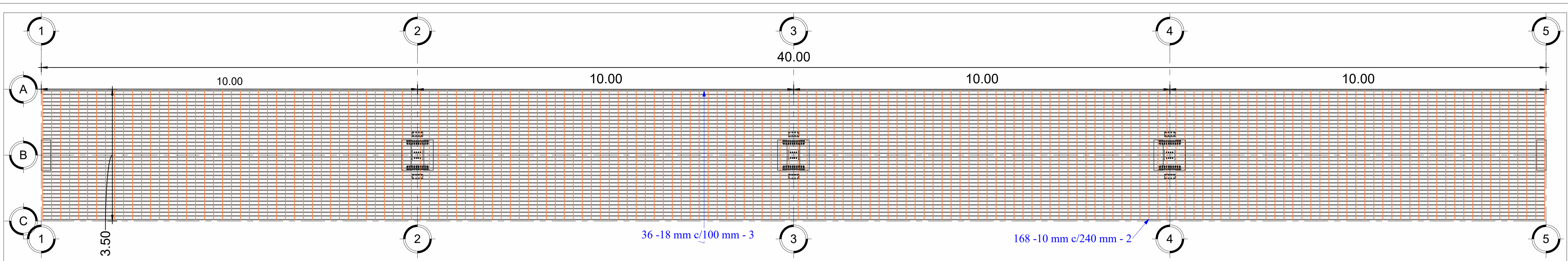


2 Lateral derecha
1:50

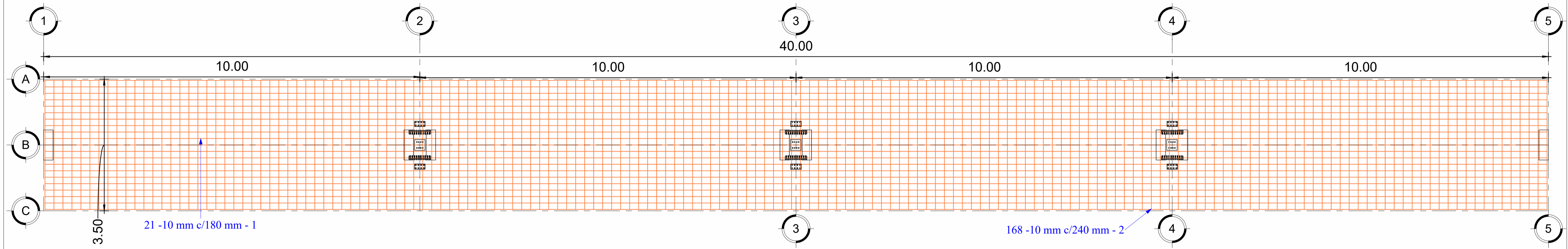


3 Lateral
1:50

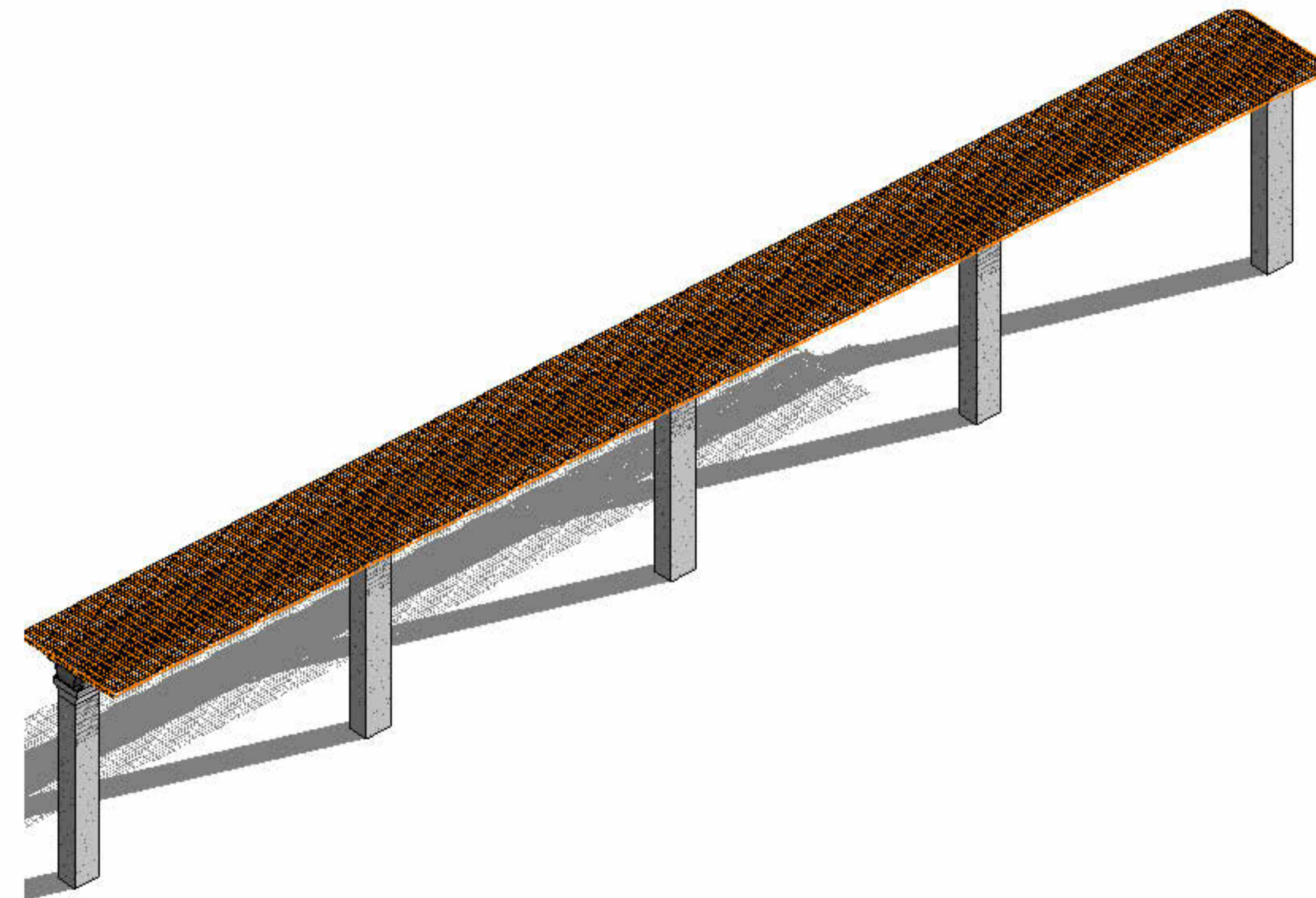
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°12 (Longitud 40 metros, ancho 3.50 metros)		
CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 58



1 Armado superior de la losa
1 : 50

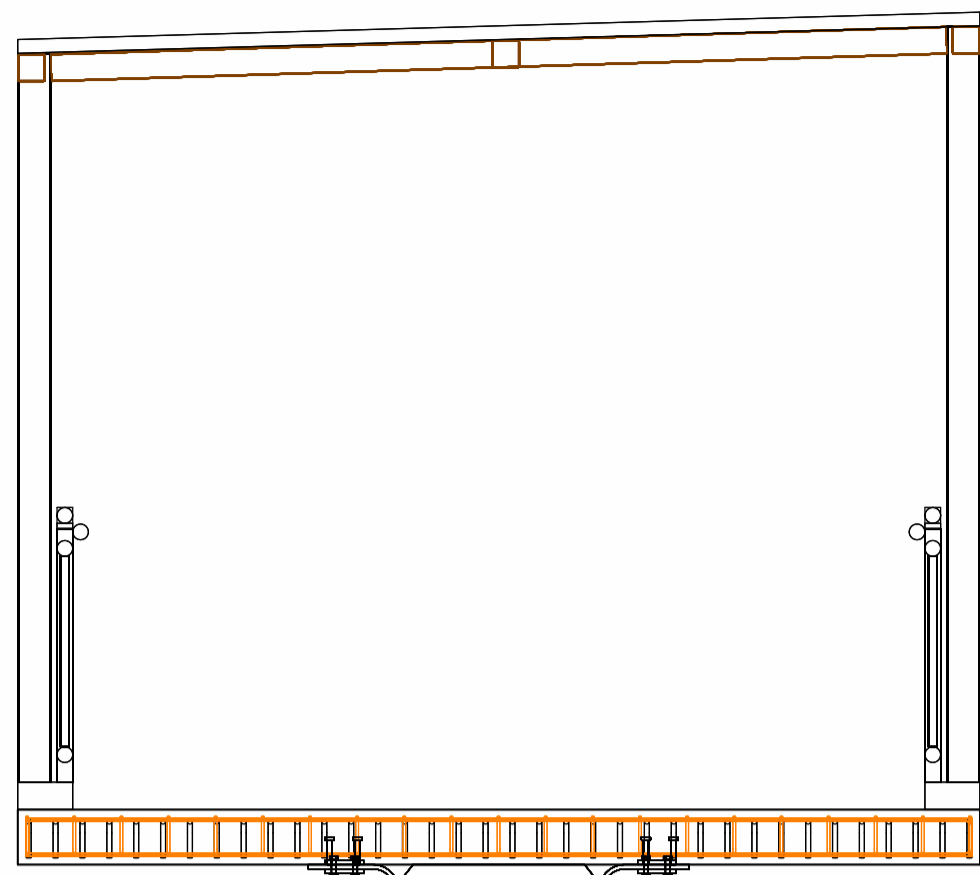


2 Armado inferior de la losa
1 : 50

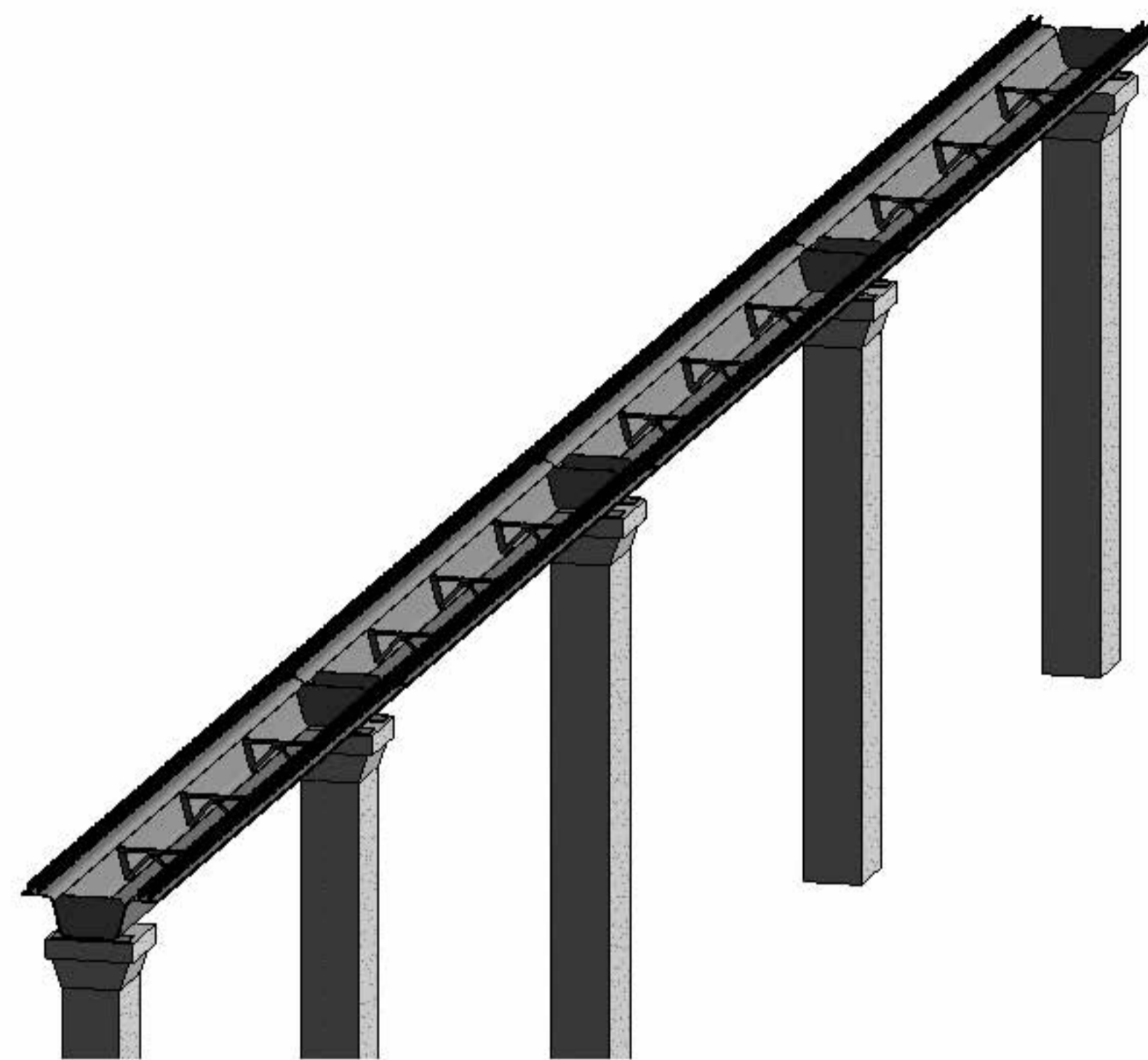


3 Armado de losa del puente

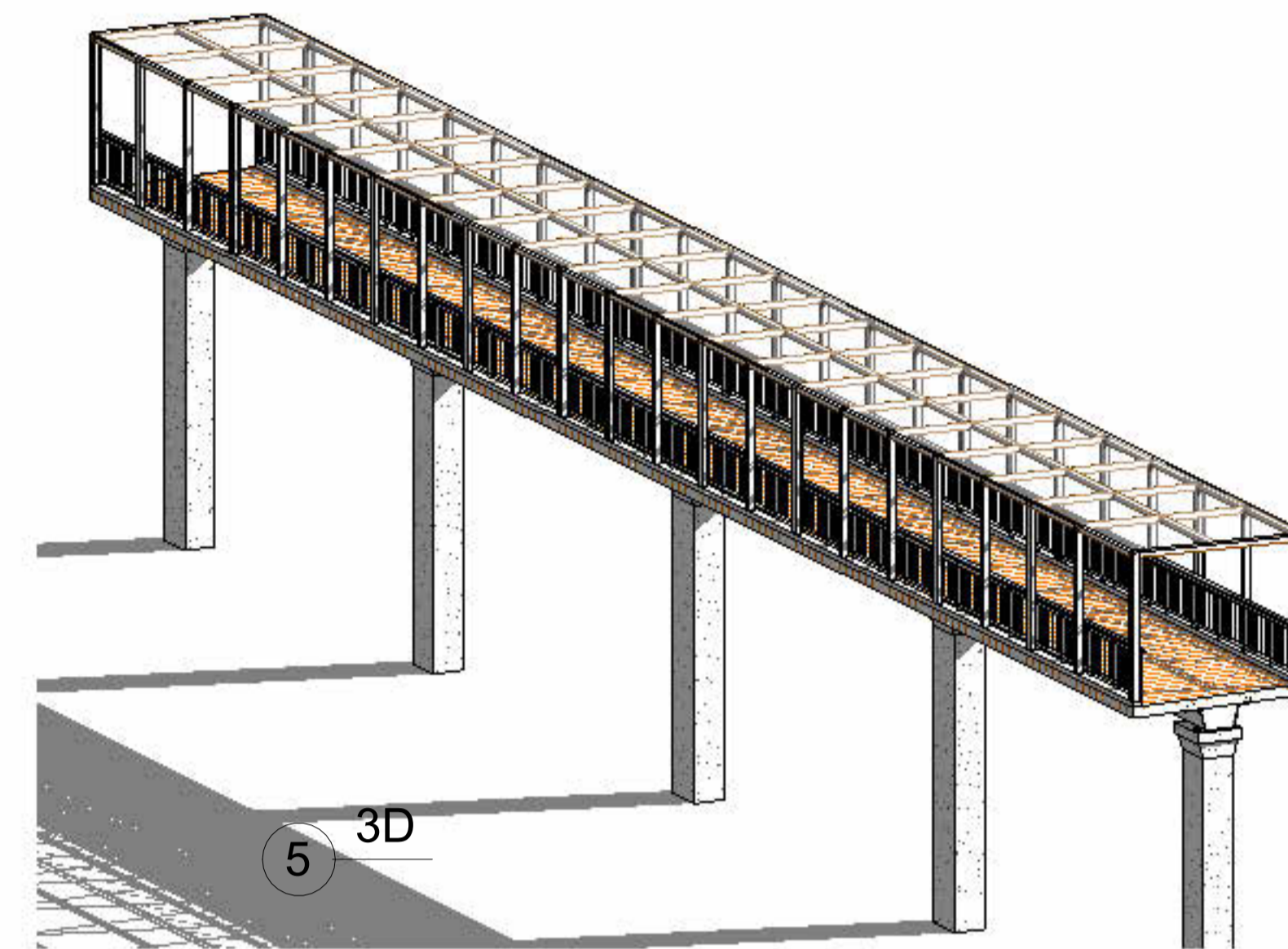
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°12 (Longitud 40 metros, ancho 3.50 metros)		
CONTIENE: Armado del acero en el tablero		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 59



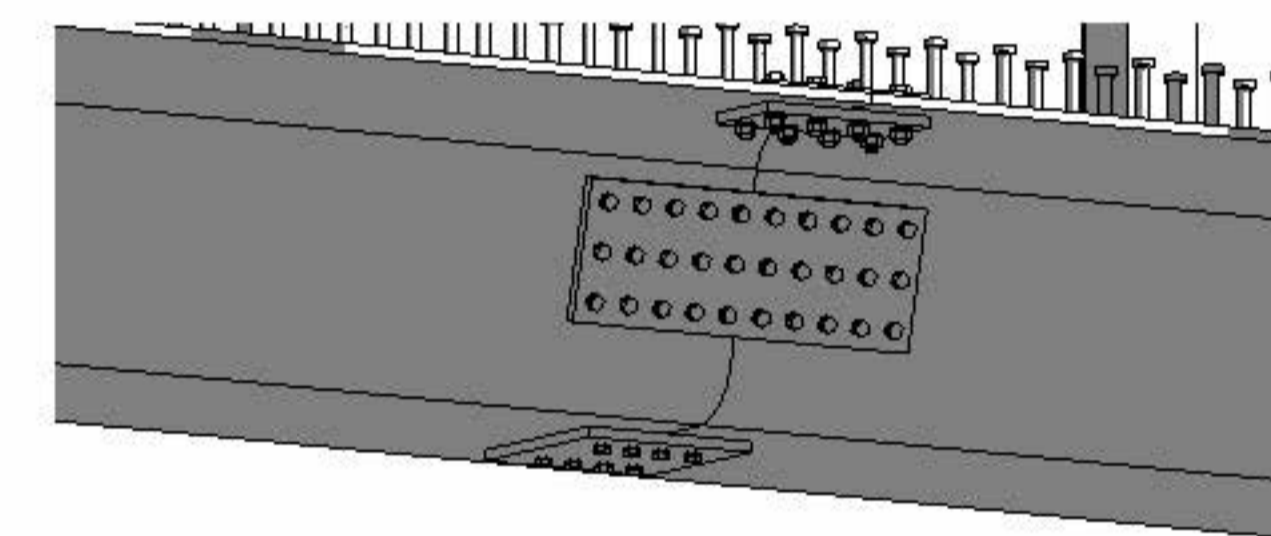
1 Frontal



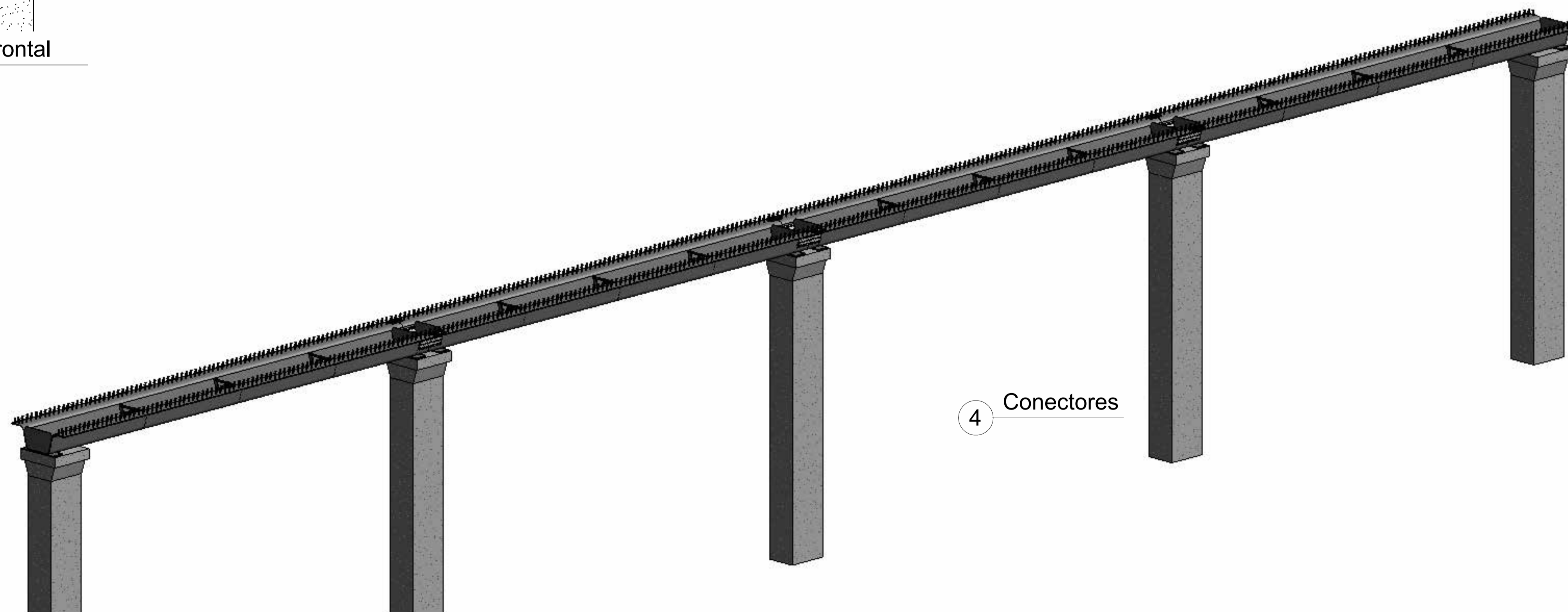
2 Arriostramiento



5 3D



3 Empalmes de viga



4 Conectores

Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	40150 mm	367809.50 cm ³	2876.27 kg
10 mm	1	40190 mm	66286.82 cm ³	518.36 kg
10 mm	2	3690 mm	48688.40 cm ³	380.74 kg
10 mm	2	3690 mm	48688.40 cm ³	380.74 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°12 (Longitud 40 metros, ancho 3.50 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

REVISADO POR:

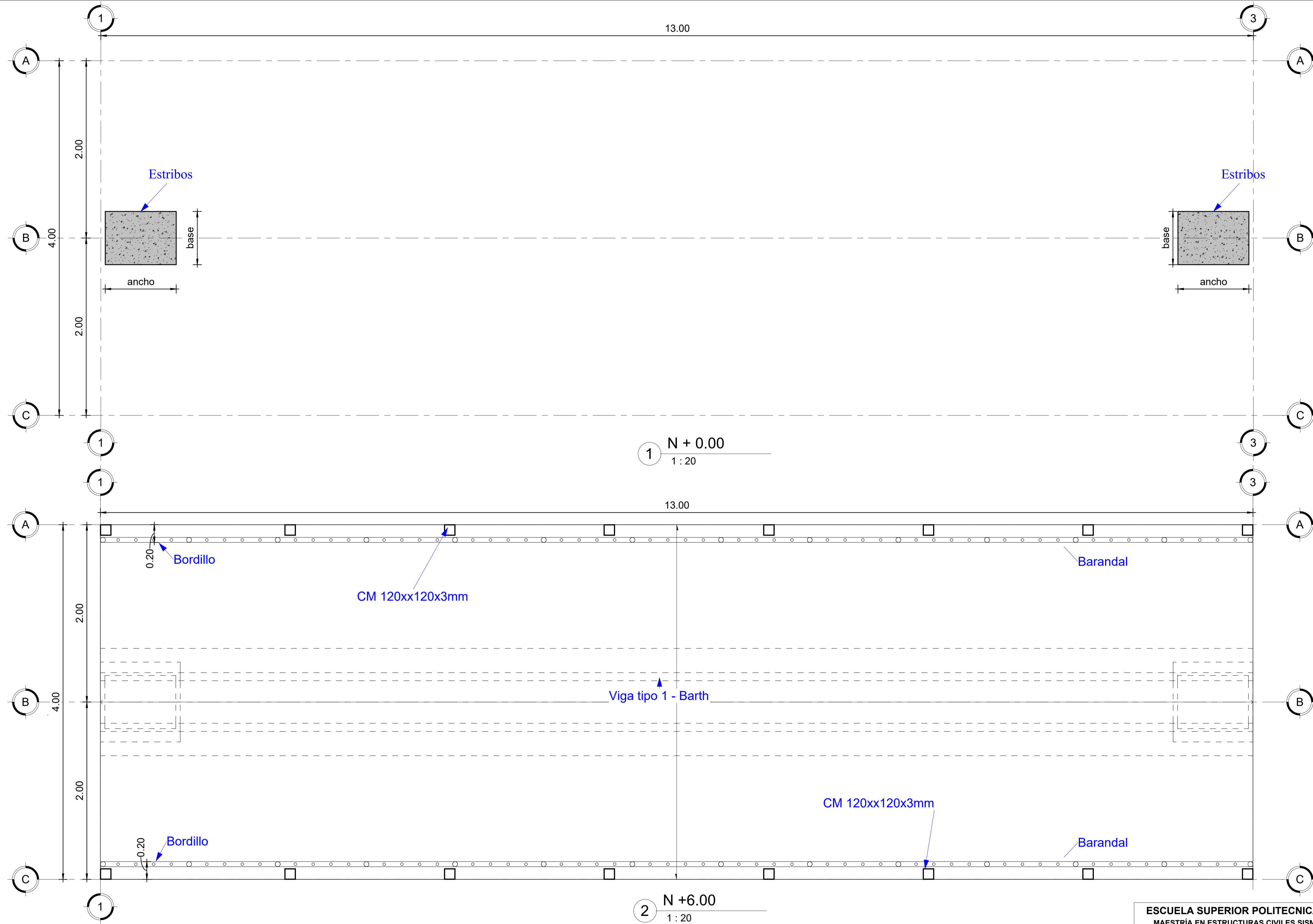
Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025

ESCALA: INDICADAS

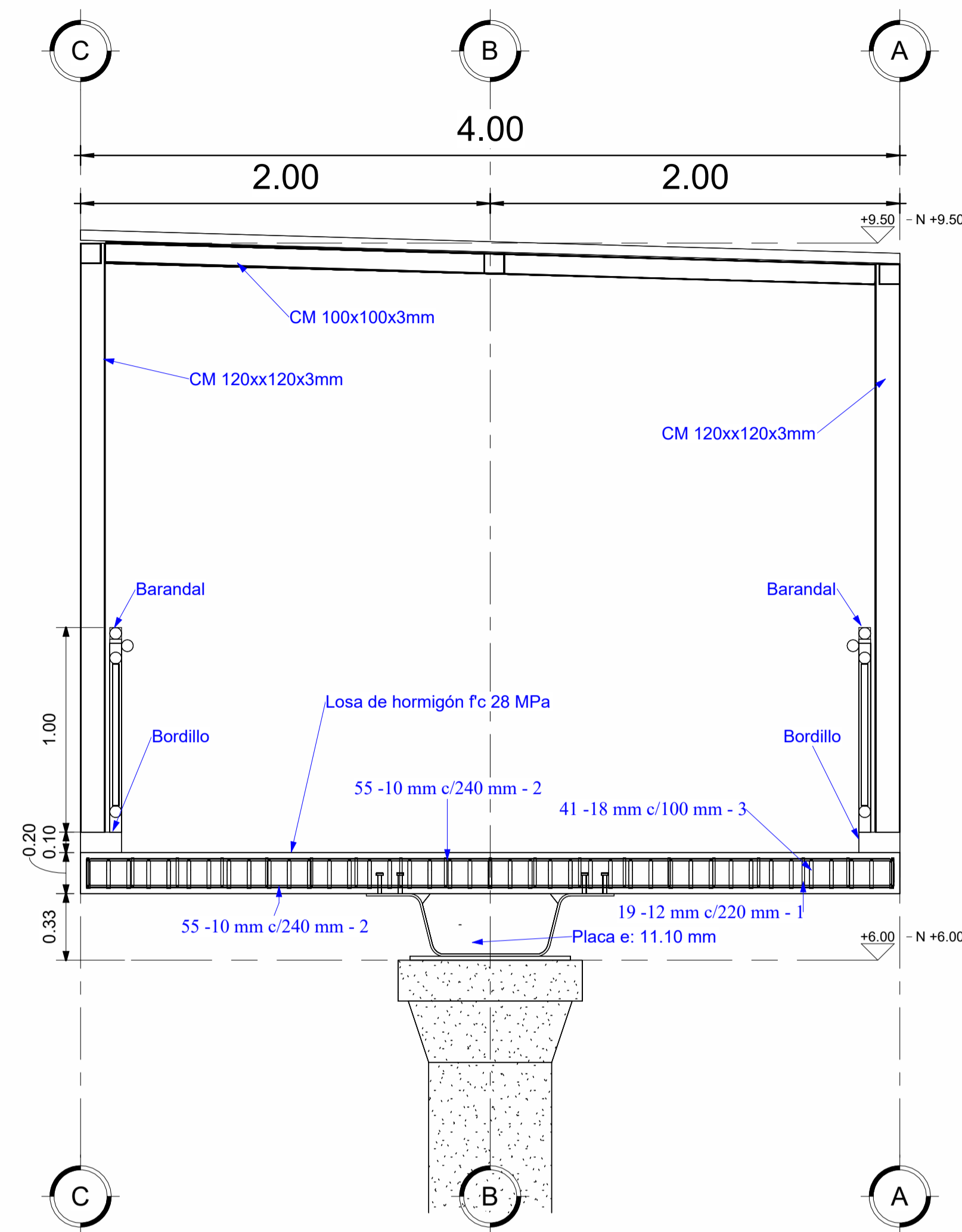
PLANO N°: 60

Planos del puente peatonal N°13

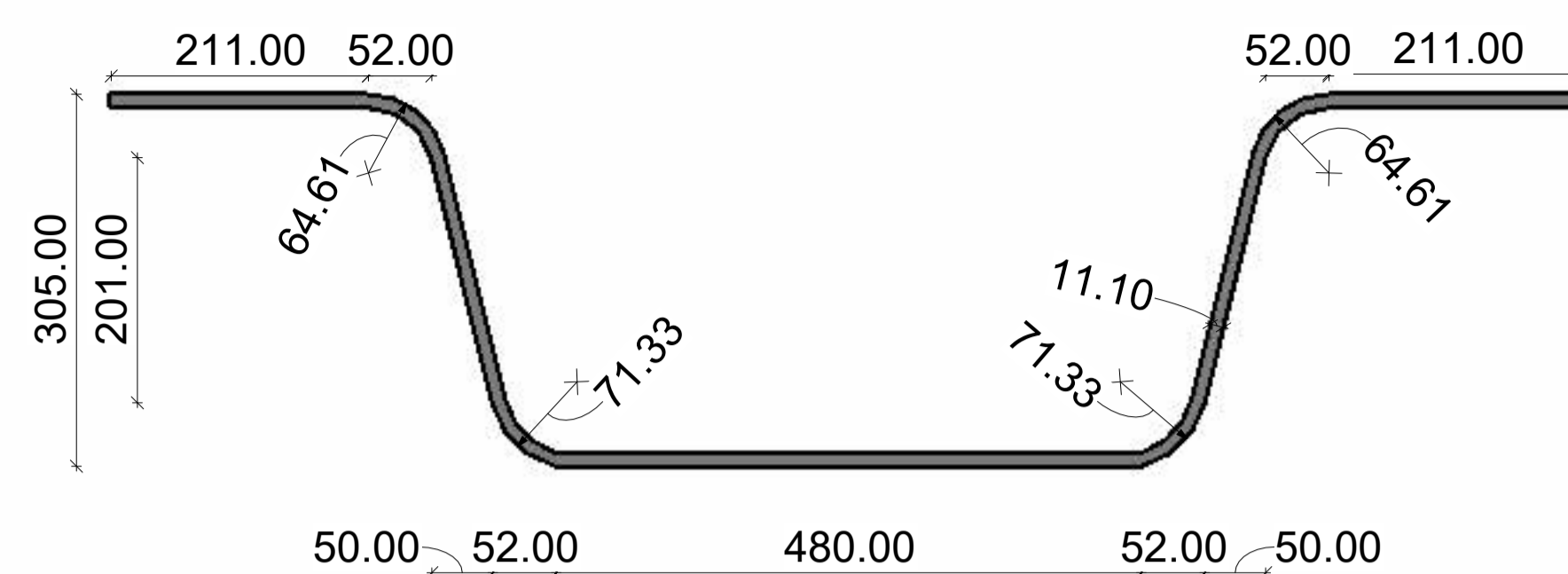


NOTA: El análisis estructural se realizó únicamente para la superestructura del puente. Para la infraestructura en asumieron las dimensiones. .

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°13 (Longitud 13 metros, ancho 4.00 metros)		
CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 61



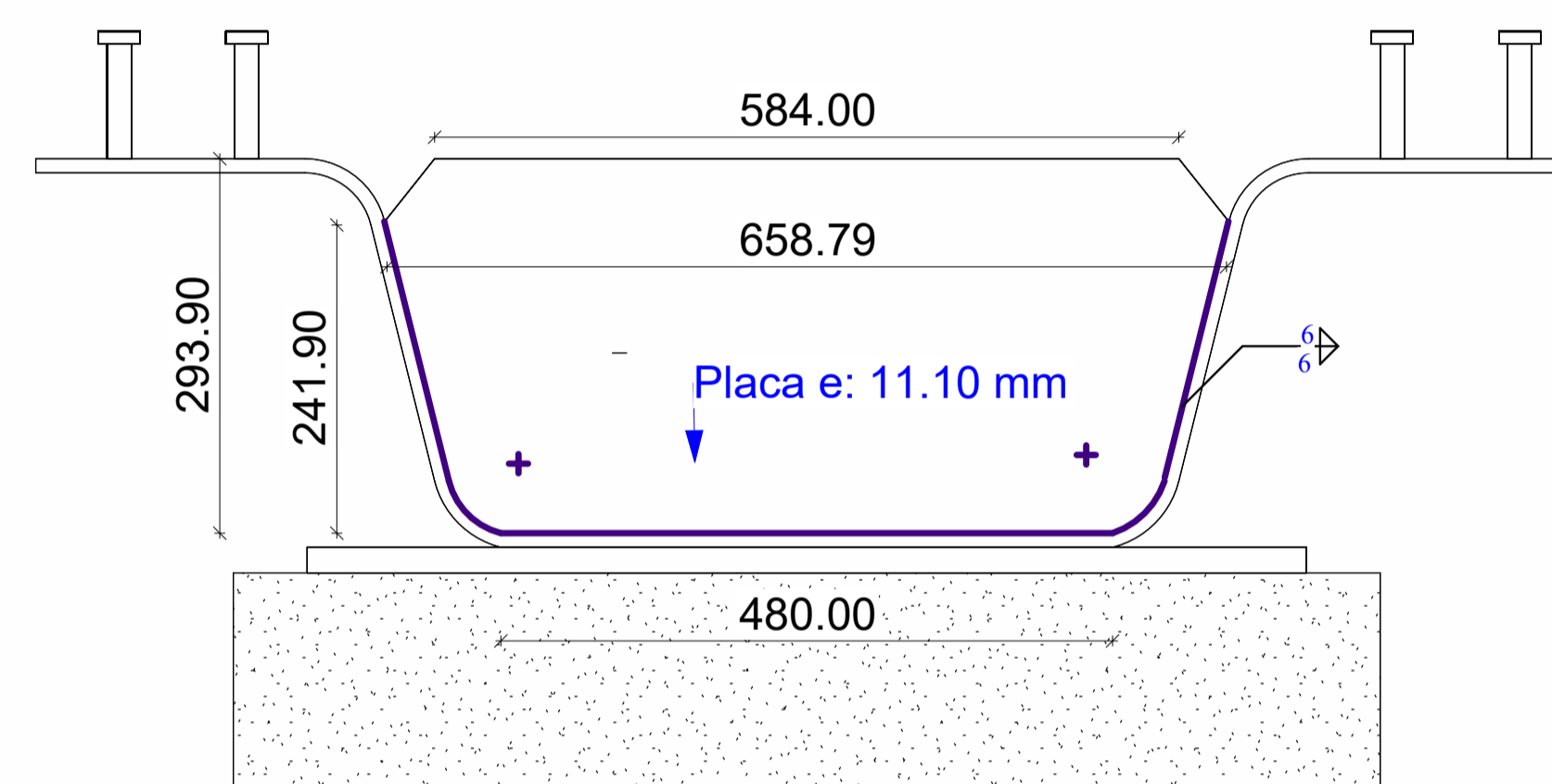
1 Vista frontal
1:20



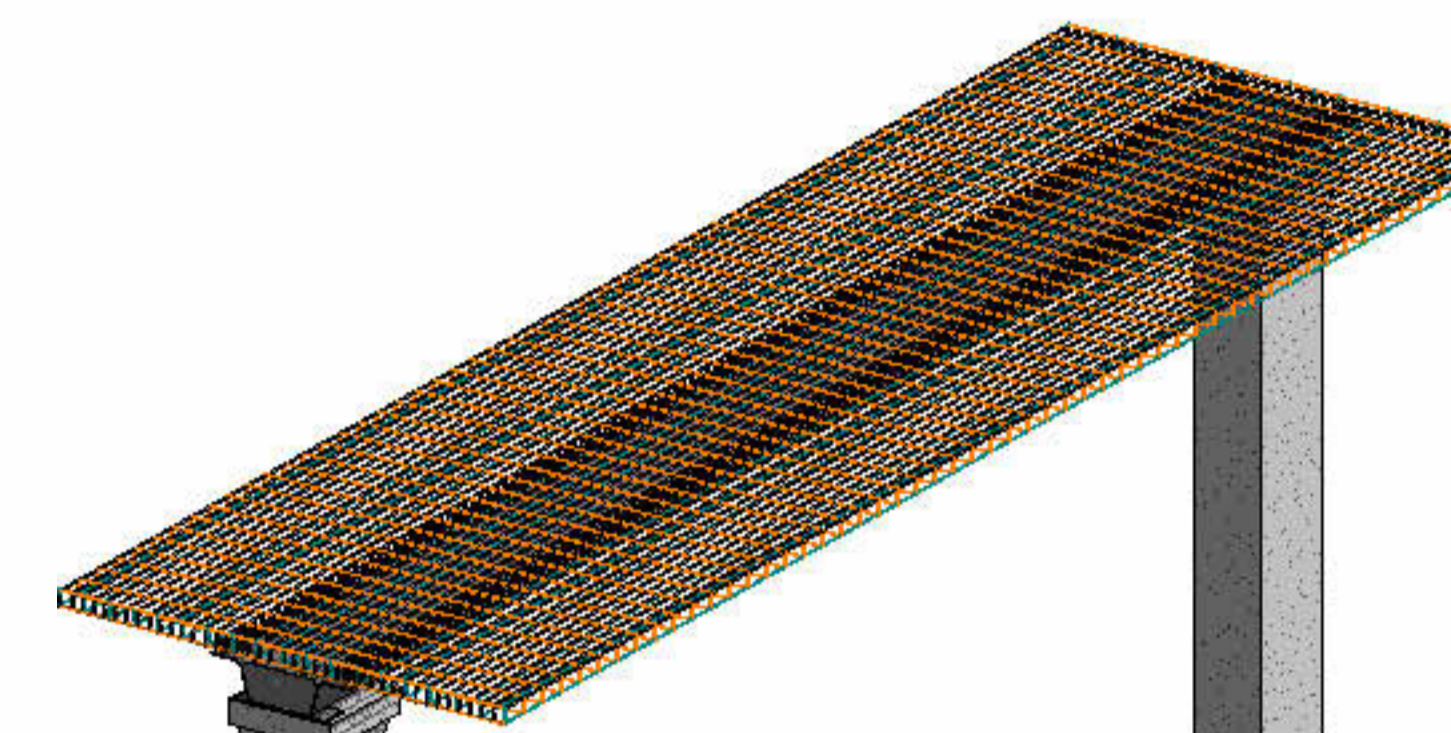
2 Sección viga tipo 1 - Barth
1:5



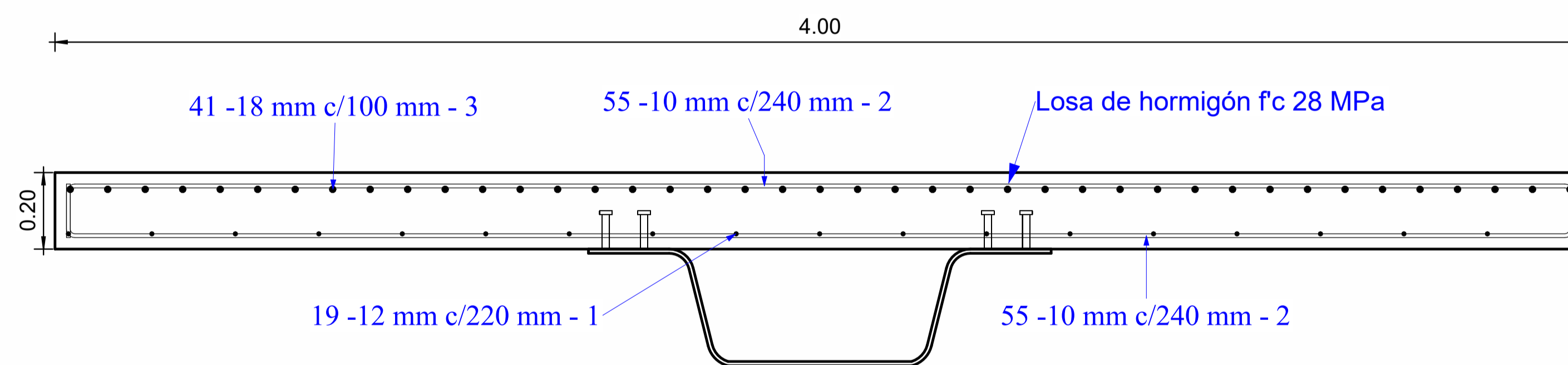
6 Conectores de cortante
1:5



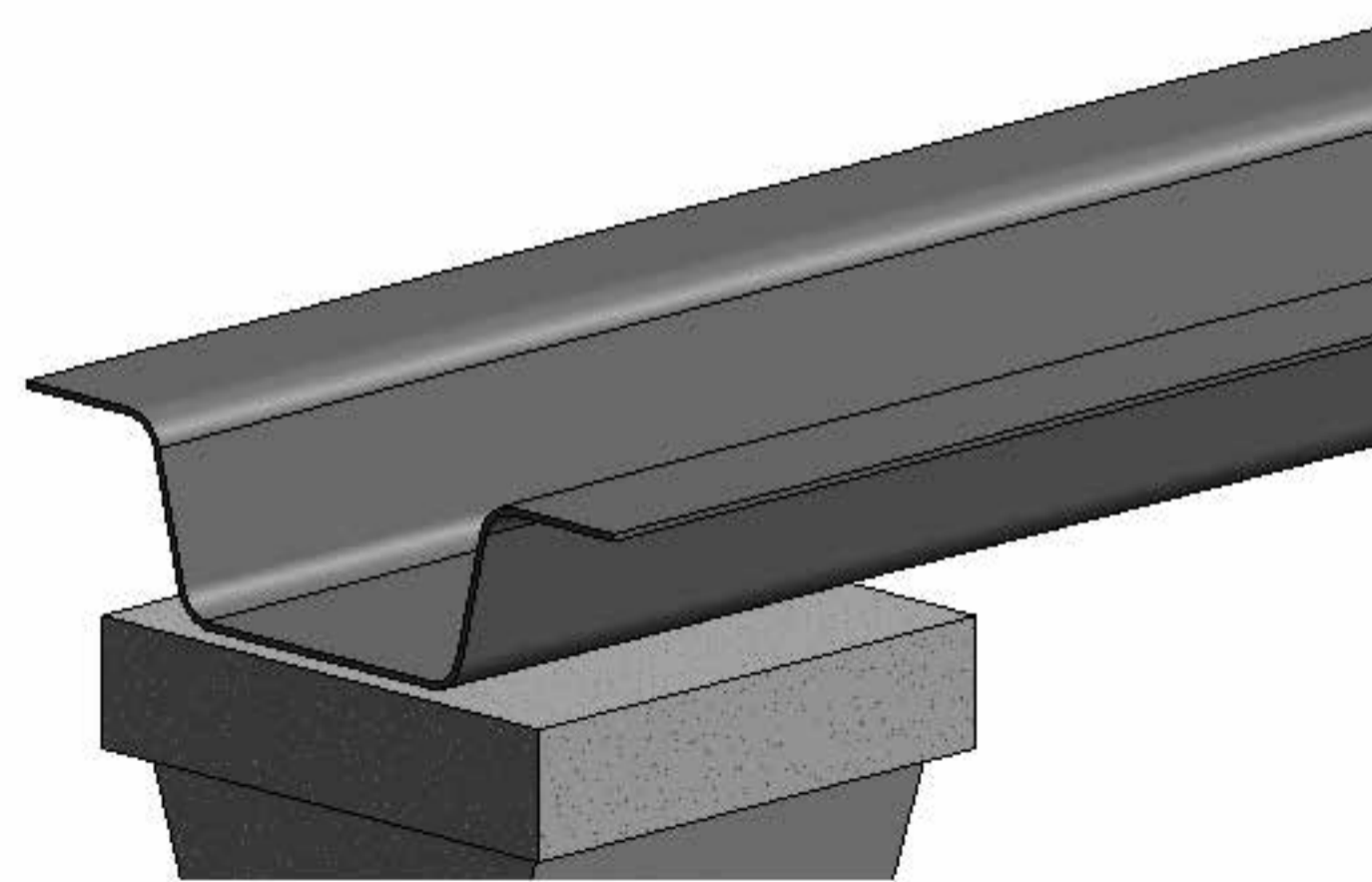
4 Placa para extremos de viga
1:5



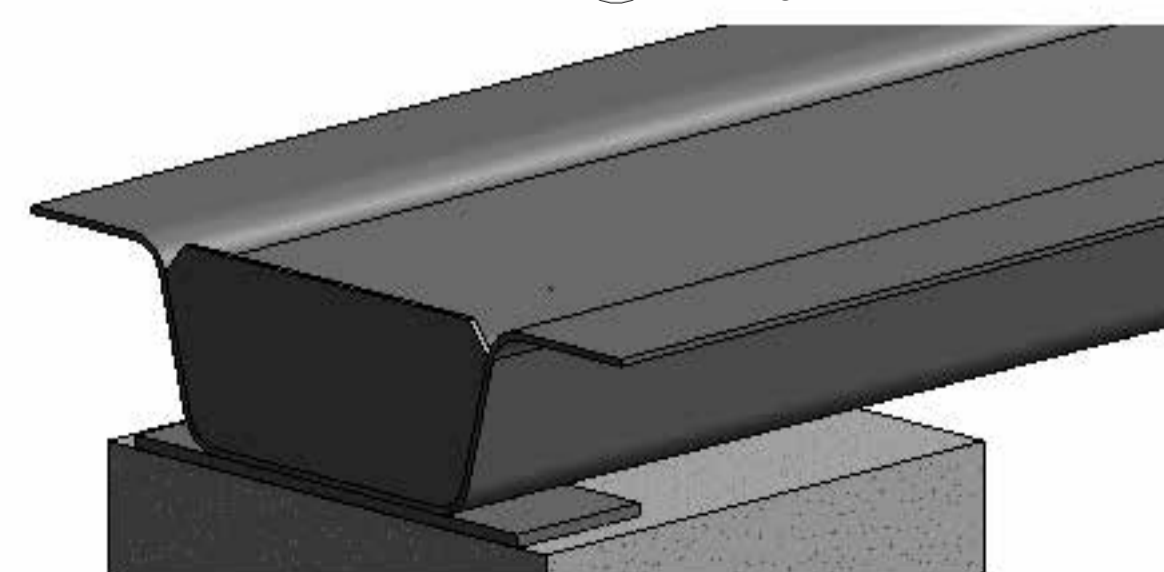
5 Armado del acero en losa



3 Refuerzo en losa
1:10

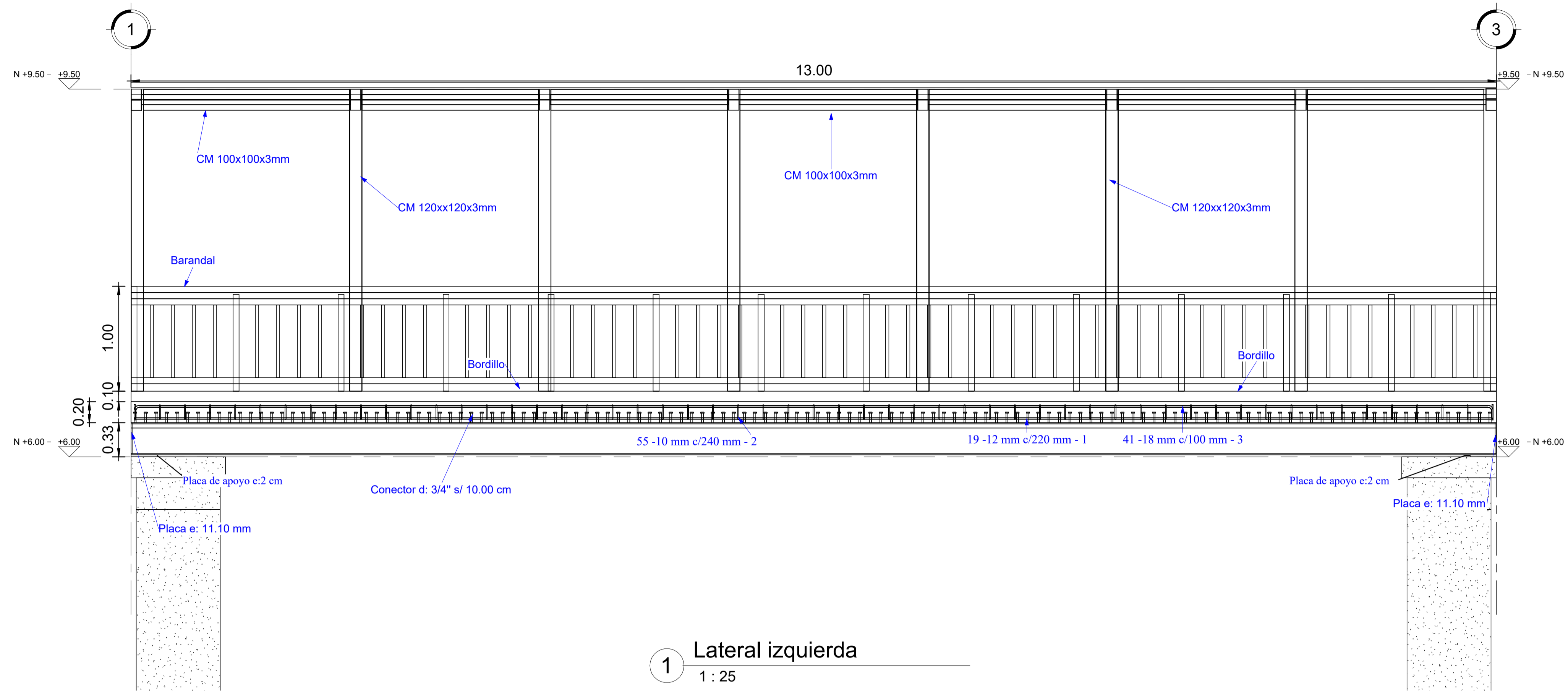


7 Viga trapezoidal

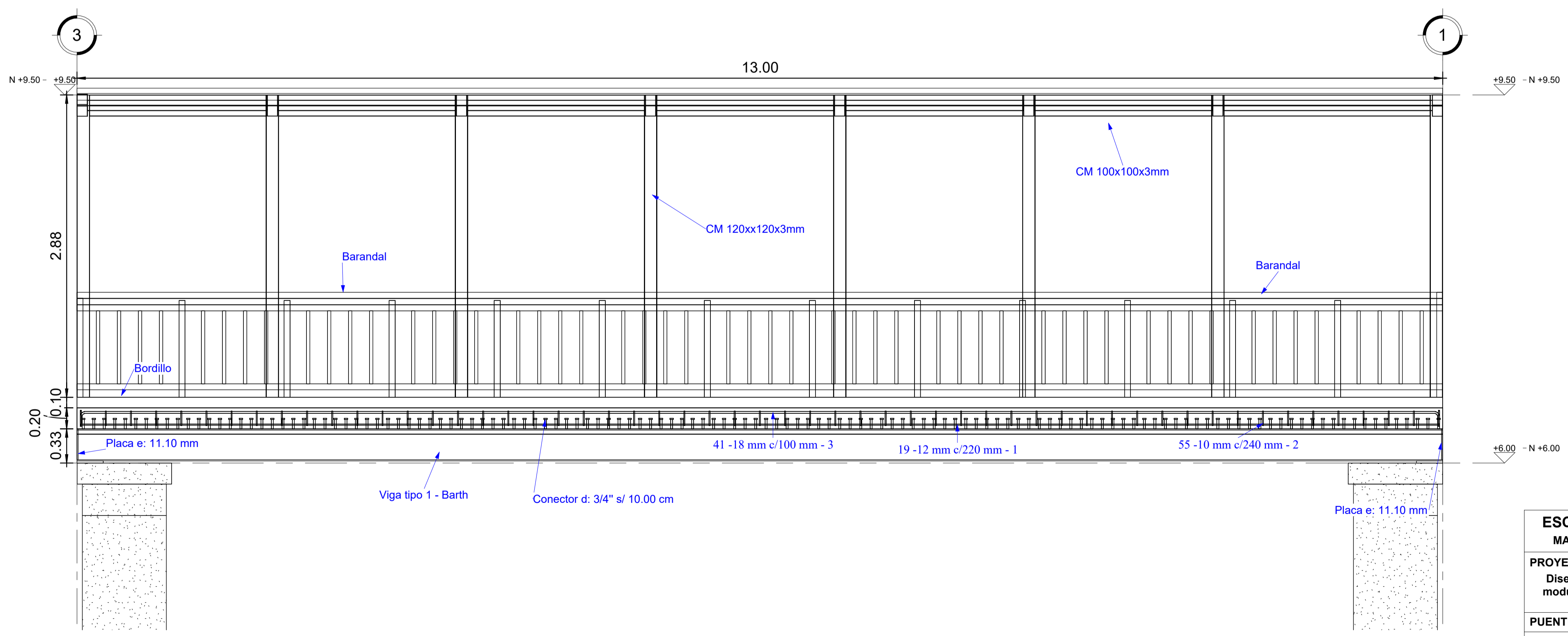


8 Viga y placas

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°13 (Longitud 13 metros, ancho 4.00 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 62

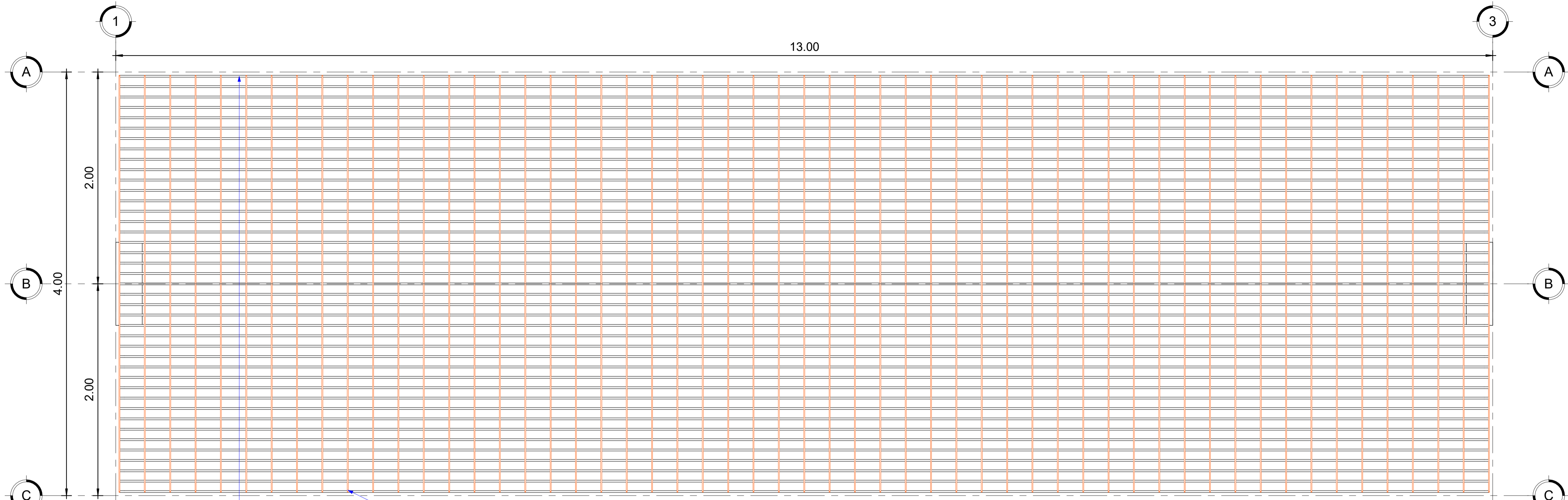


1 Lateral izquierda
1 : 25

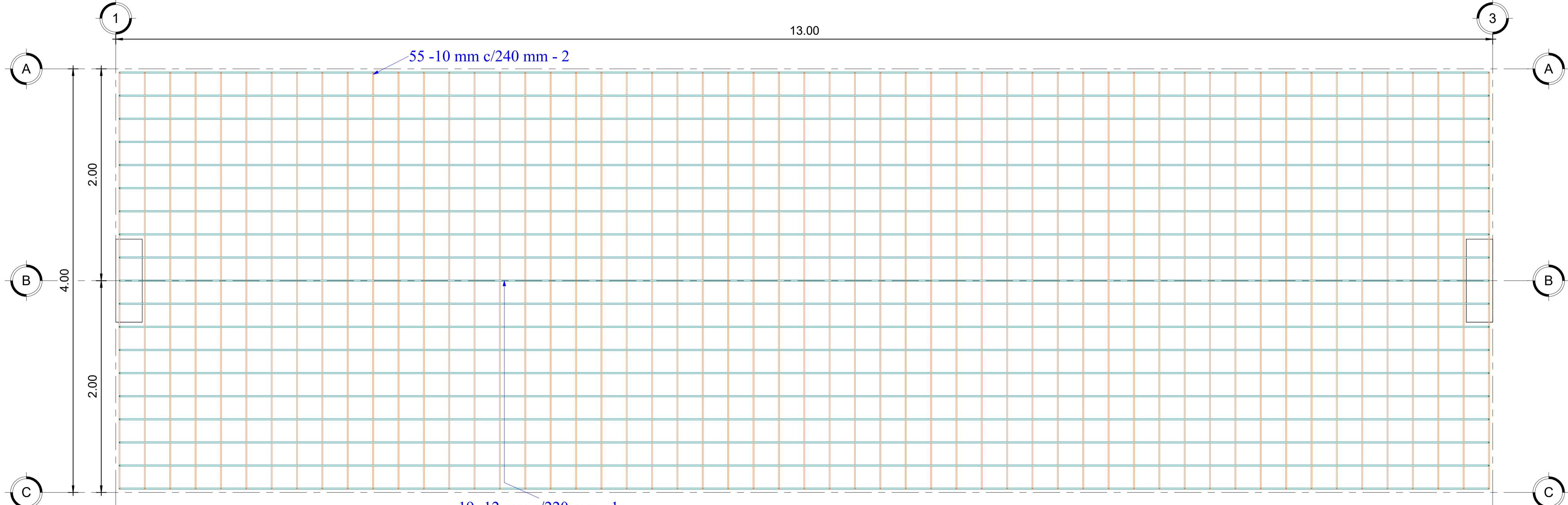


2 Lateral derecha
1 : 25

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°13 (Longitud 13 metros, ancho 4.00 metros)		
CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 63

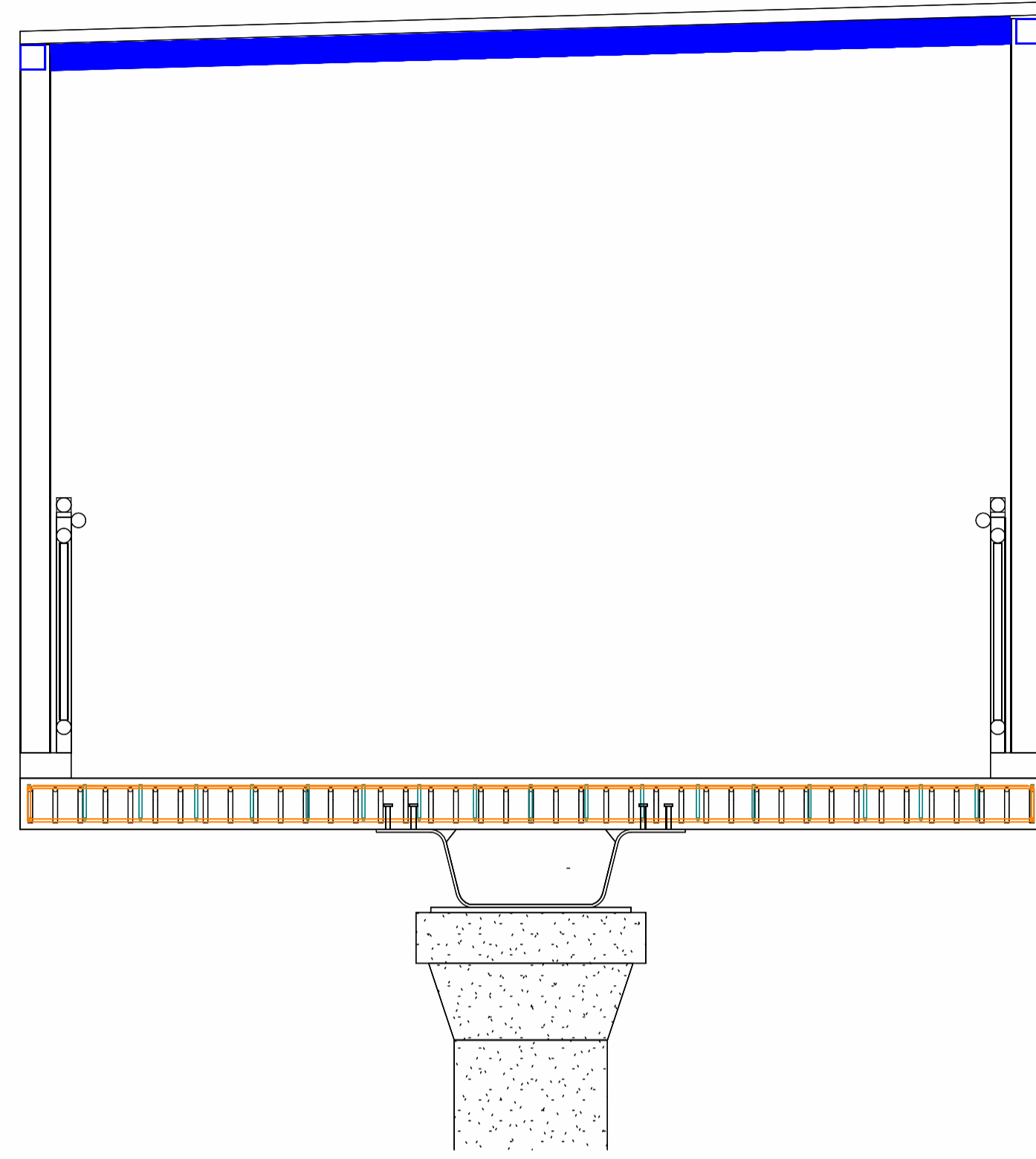


1 Armado superior de la losa
1 : 20



2 Armado inferior de la losa
1 : 20

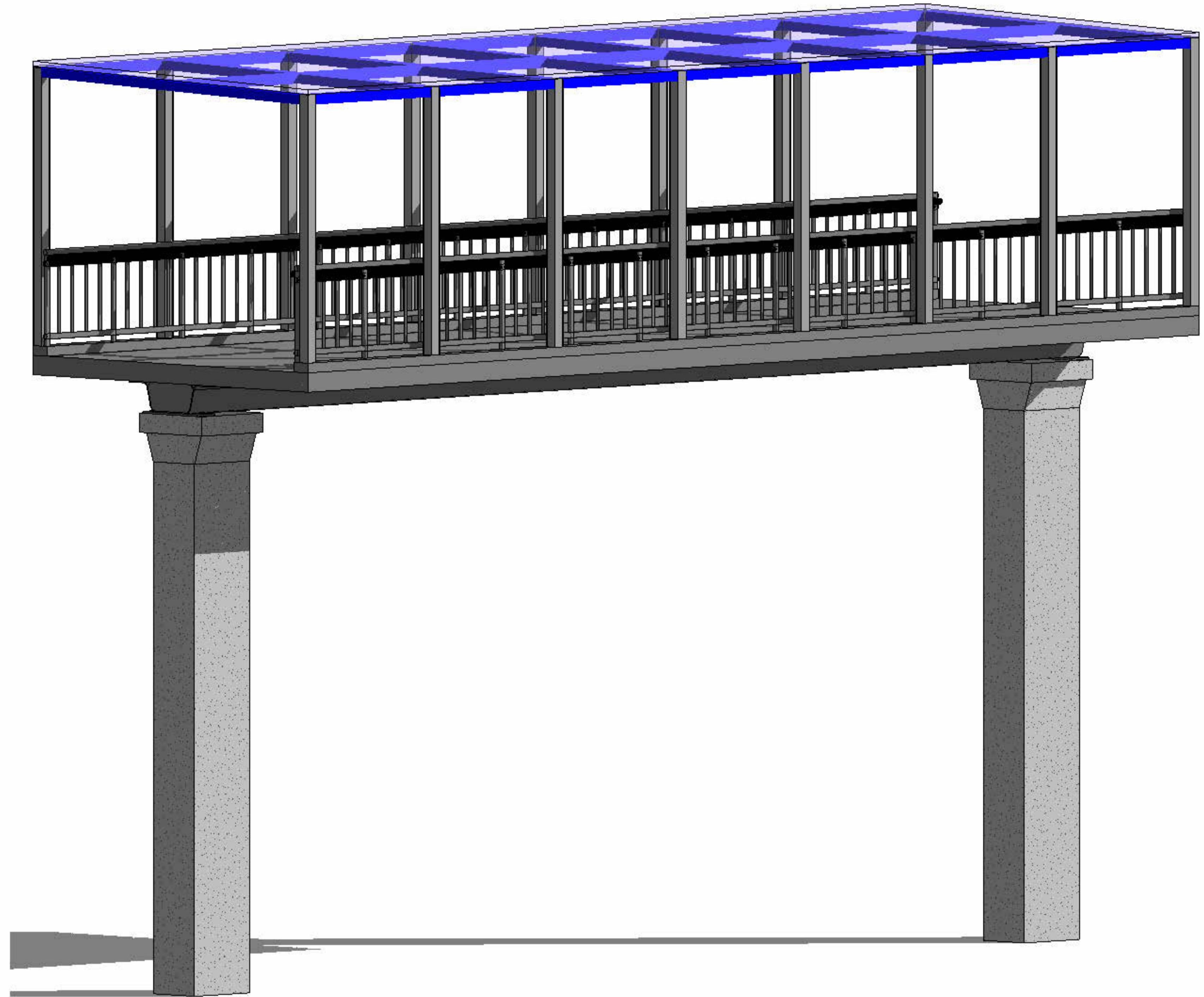
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°13 (Longitud 13 metros, ancho 4.00 metros)		
CONTIENE: Armado del acero en el tablero		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 64



2 Vista frontal



3 Vista lateral



1 3D

Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	13150 mm	137196.96 cm ³	1072.88 kg
12 mm	1	13180 mm	28321.83 cm ³	221.48 kg
10 mm	2	4190 mm	18099.50 cm ³	141.54 kg
10 mm	2	4190 mm	18099.50 cm ³	141.54 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°13 (Longitud 13 metros, ancho 4.00 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

REVISADO POR:

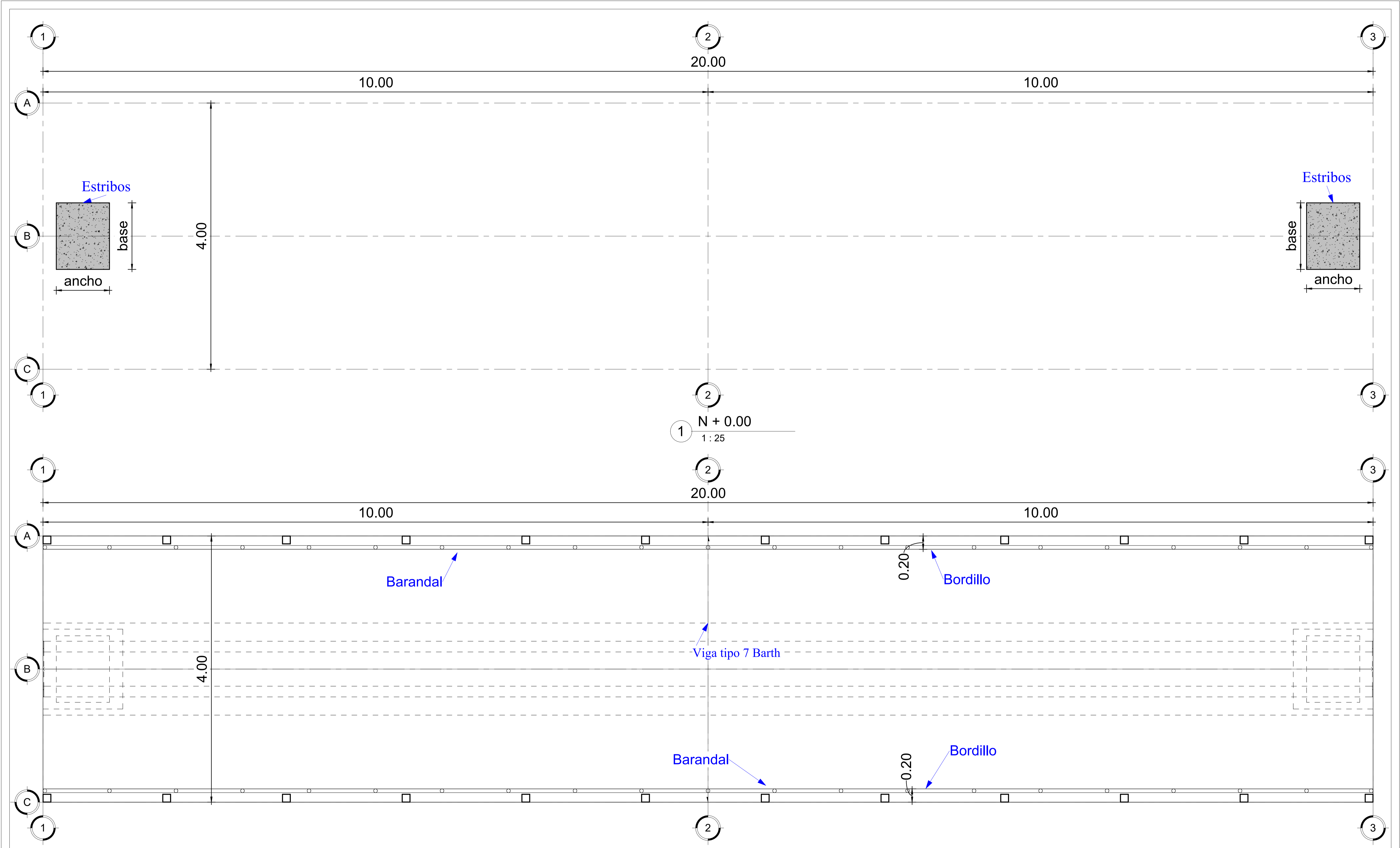
Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025

ESCALA: INDICADAS

PLANO N°: 65

Planos del puente peatonal N°14

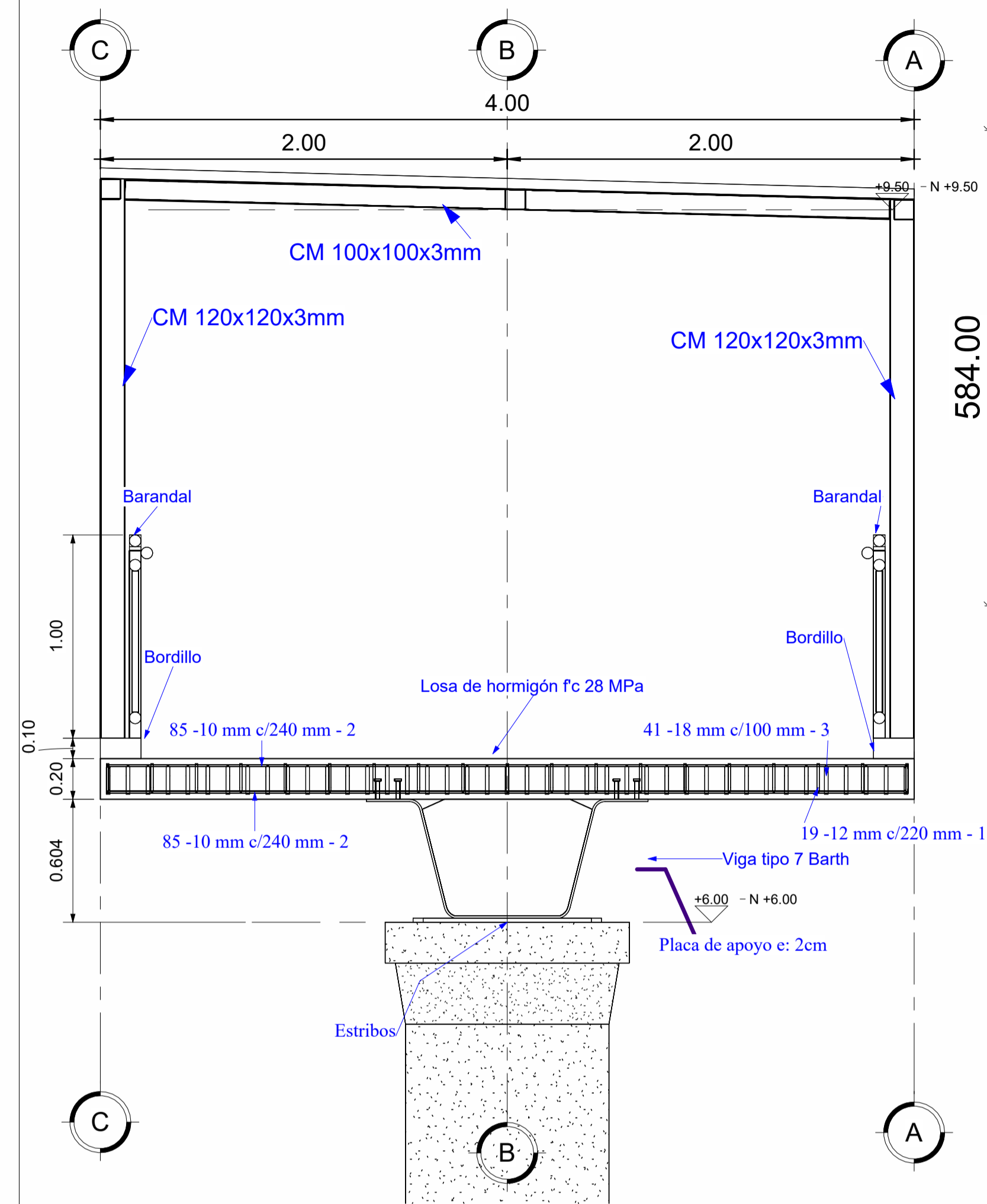


1 N + 0.00
1 : 25

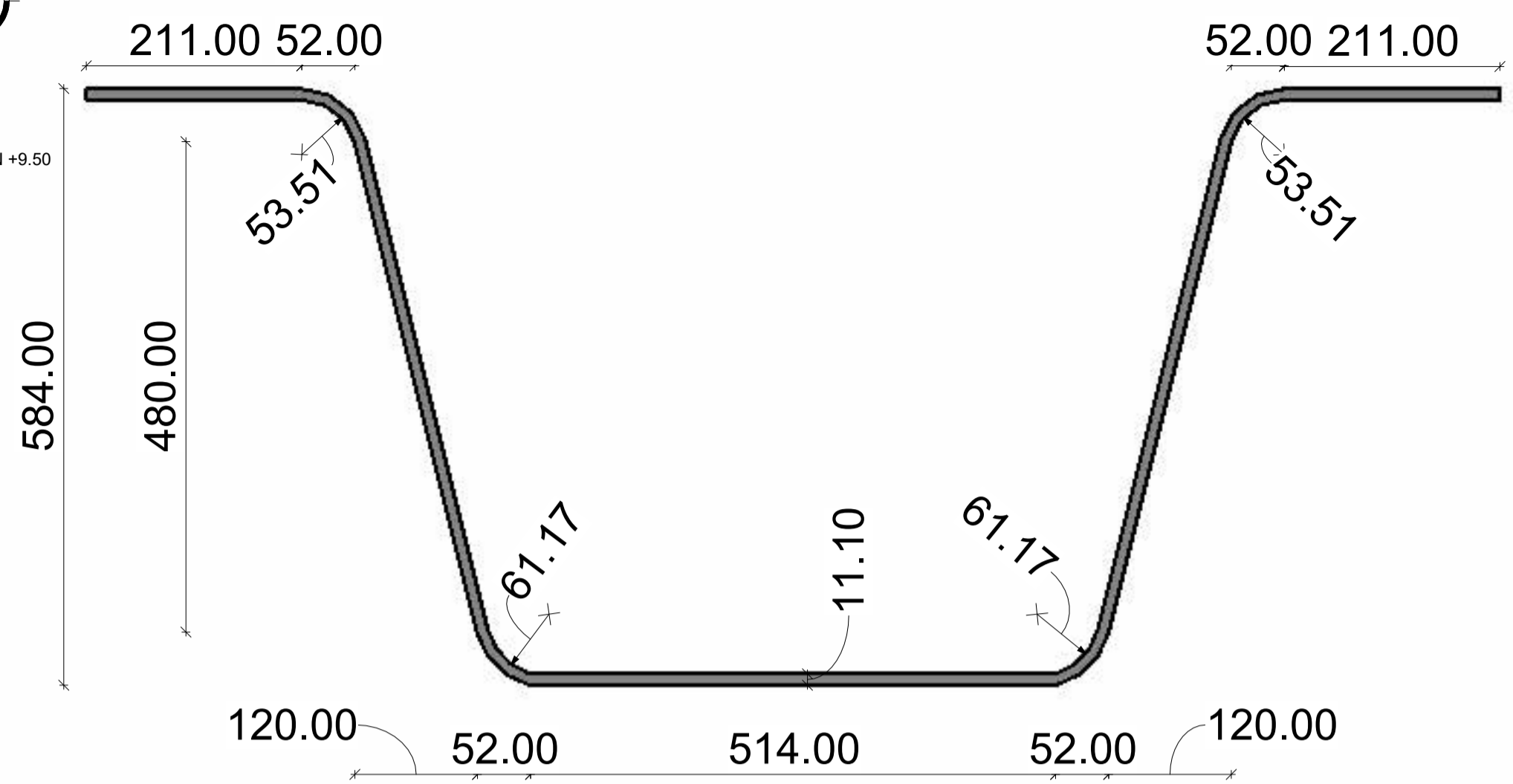
2 N + 6.00
1 : 25

NOTA: El análisis estructural solo se realizó únicamente para la superestructura, las dimensiones de los estribos fueron asumidas.

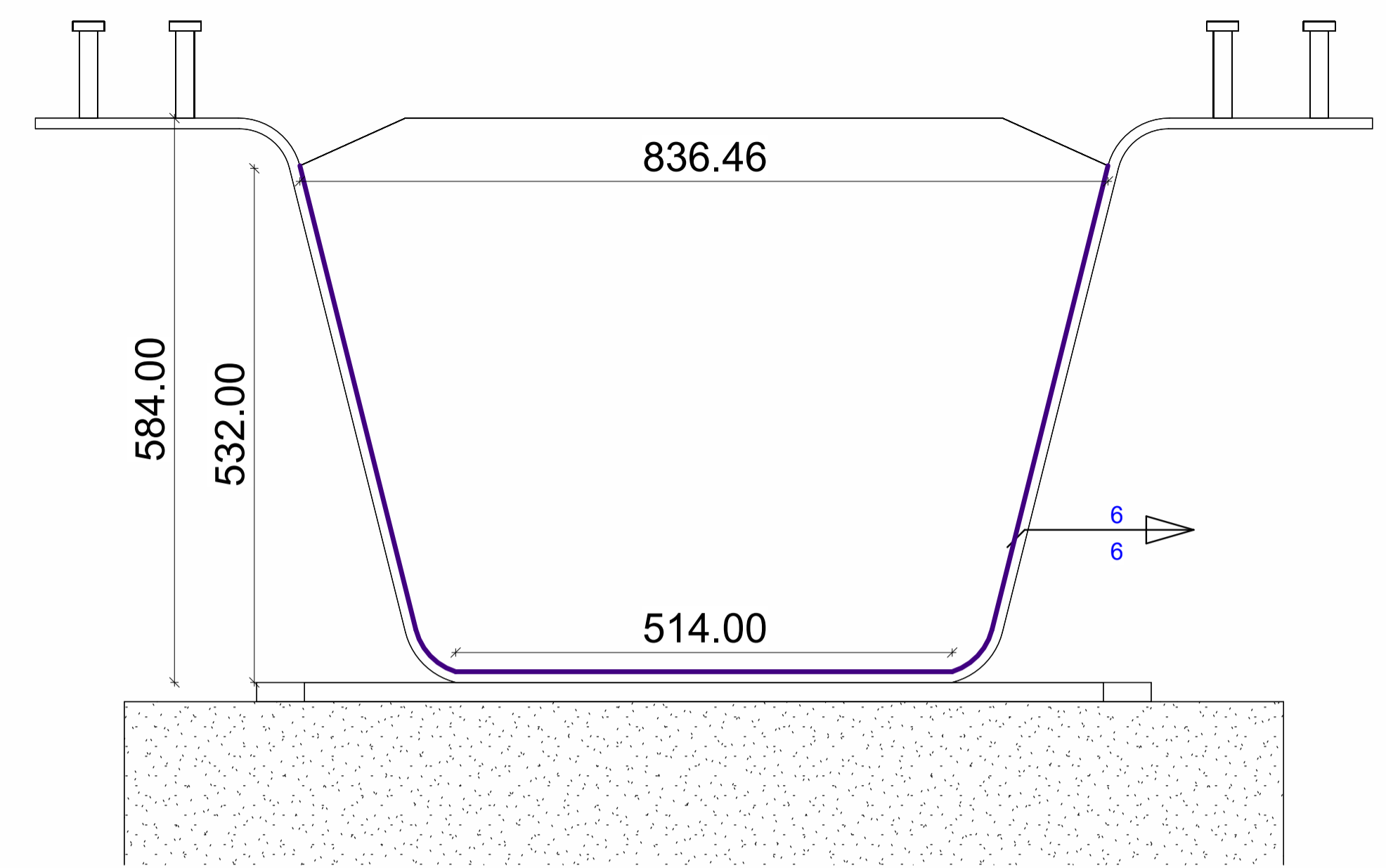
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N° 14 (Longitud 20 metros, ancho 4.00 metros)		
CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 66



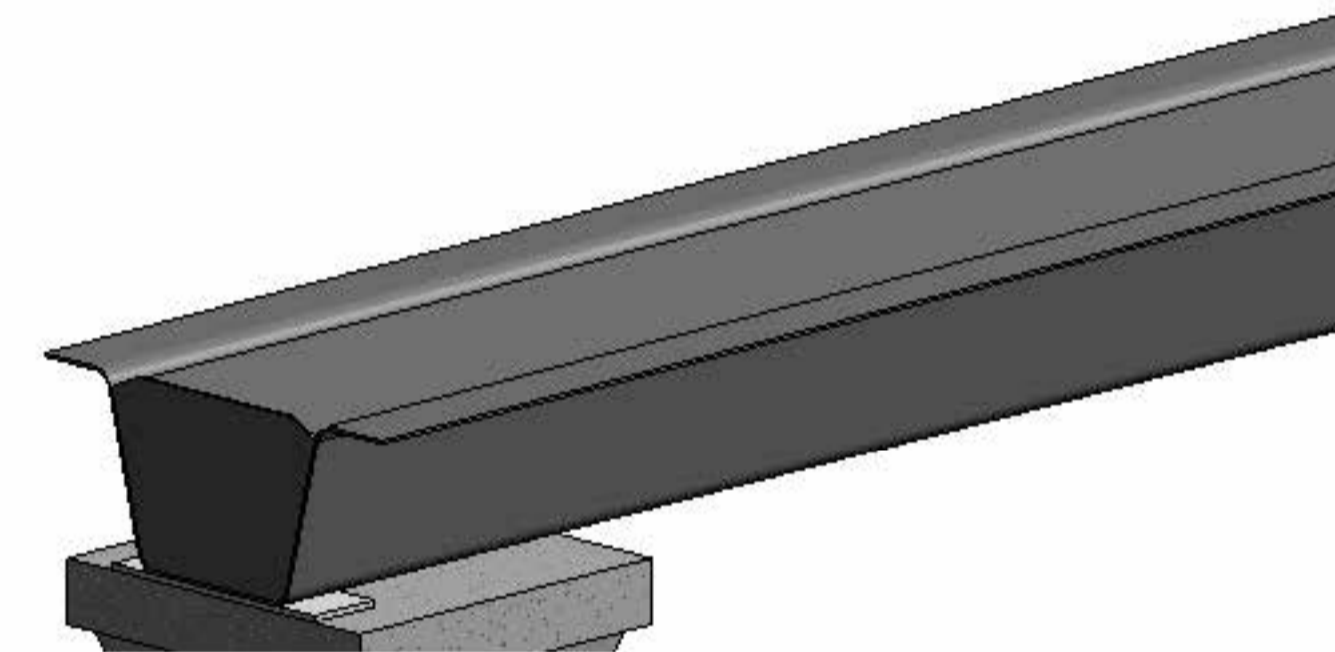
1 Vista frontal
1:20



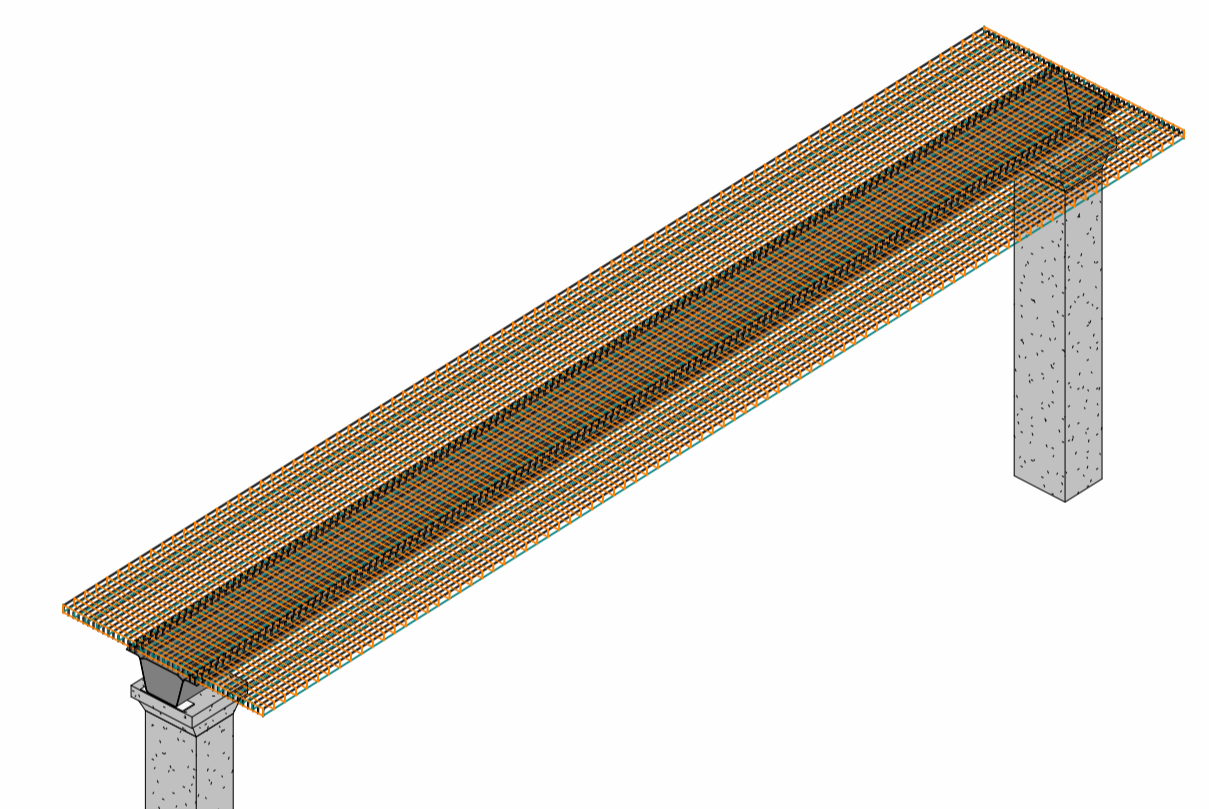
2 Sección viga tipo 7 - Barth
1:5



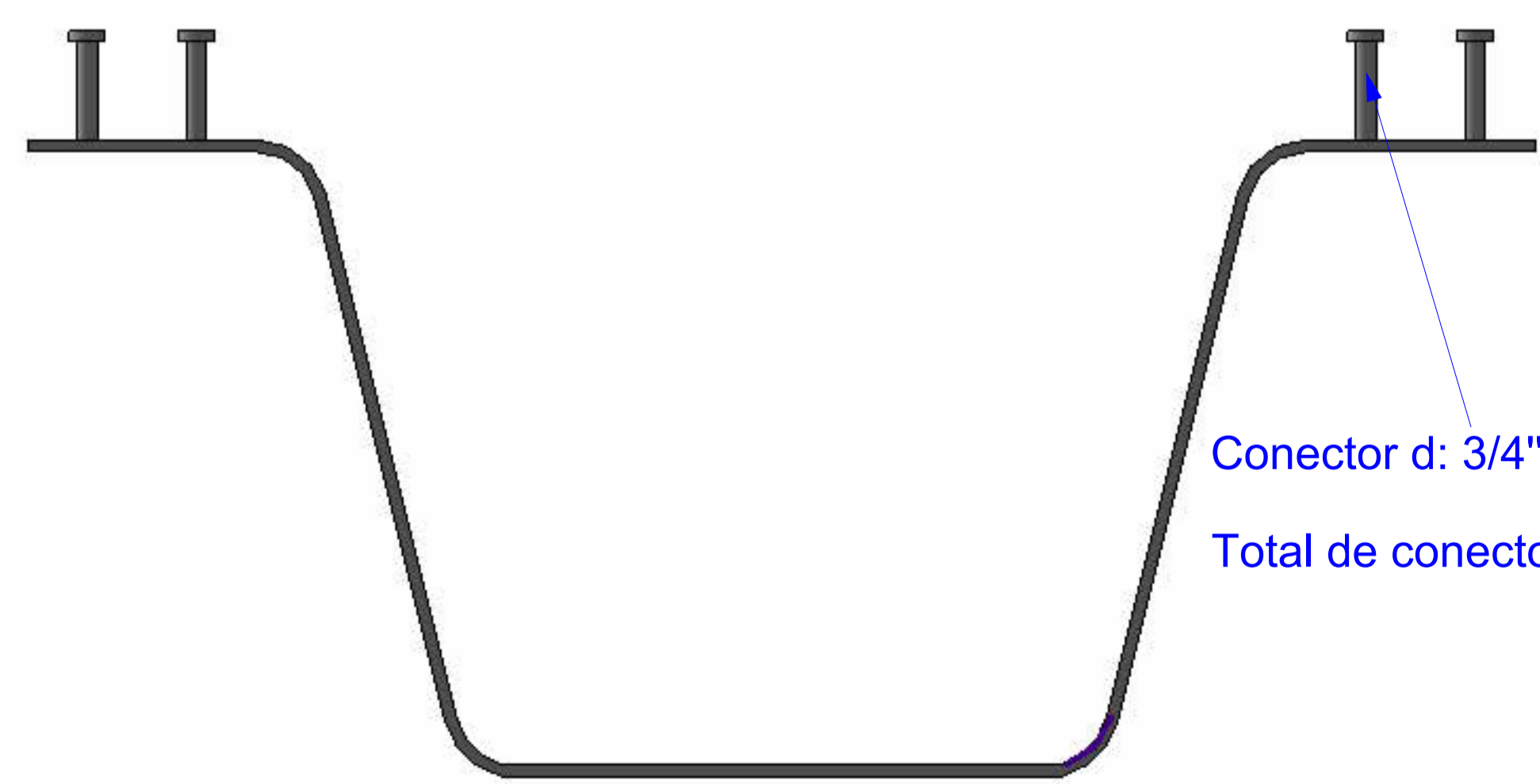
4 Placa para extremos de viga
1:5



7 Viga y placas

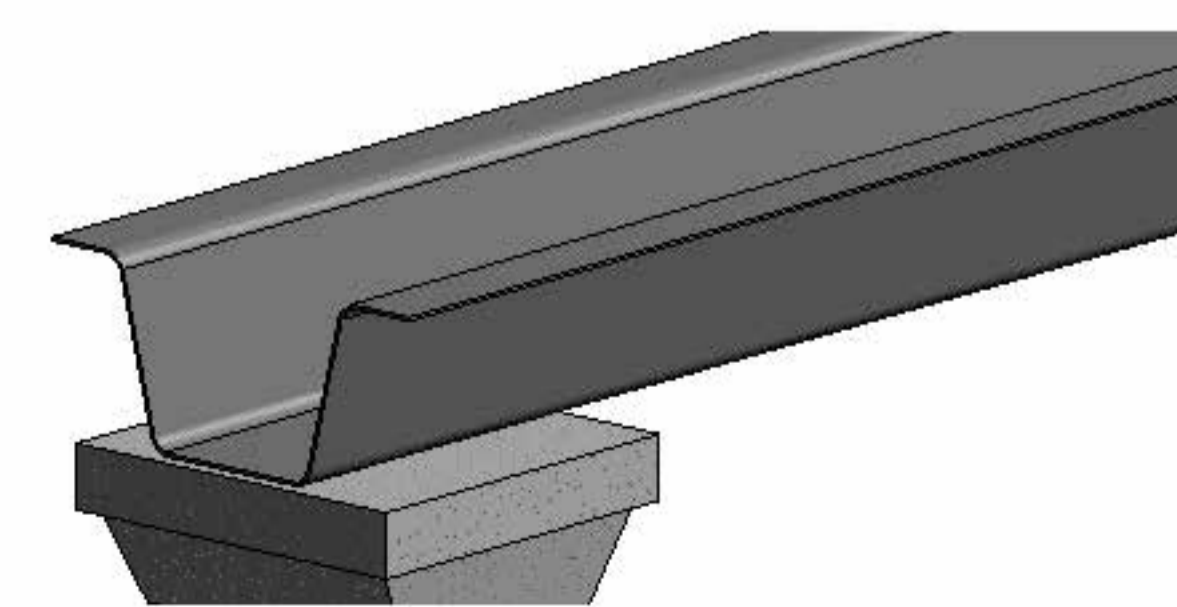


8 Armado del acero en losa

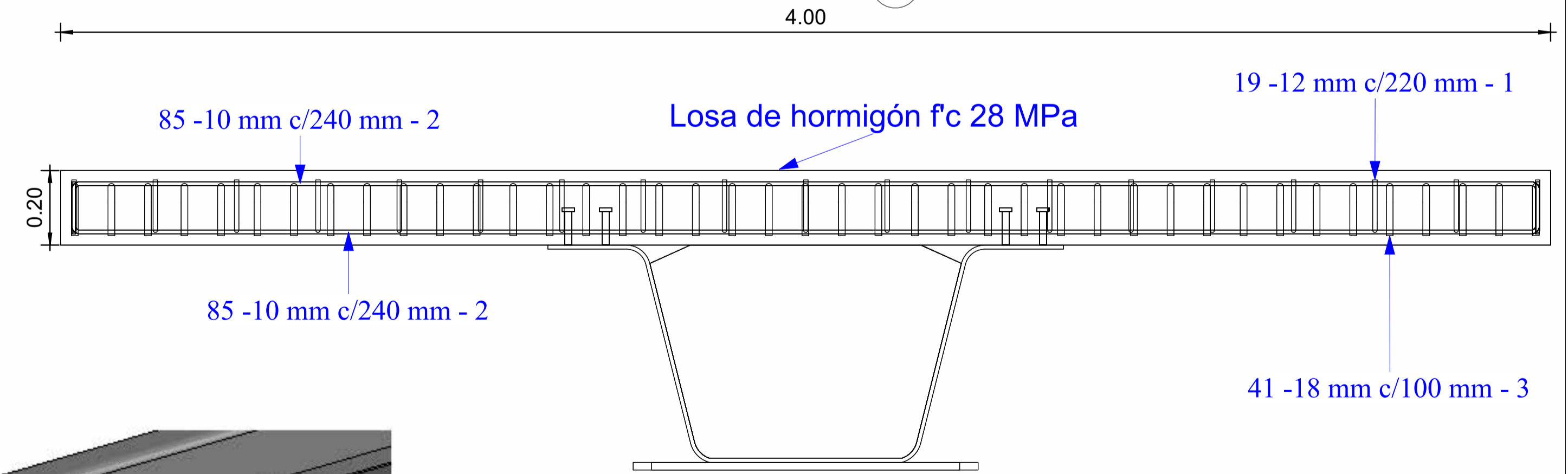


5 Conectores de cortante
1:5

Conector d: 3/4" s/ 15 cm
Total de conectores: 536

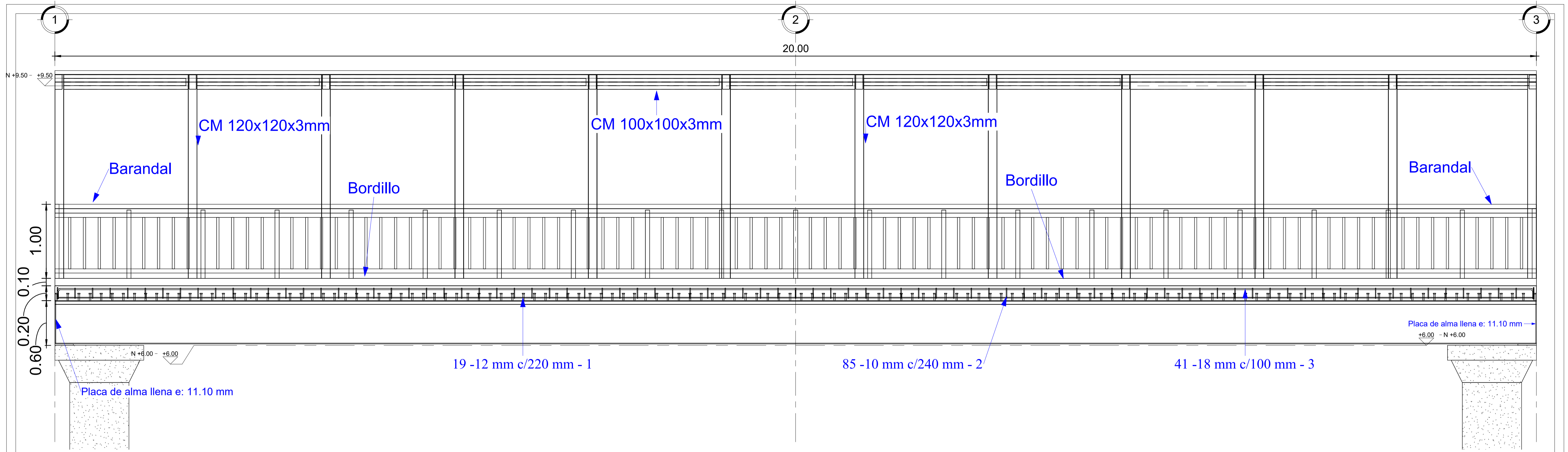


6 Viga trapezoidal

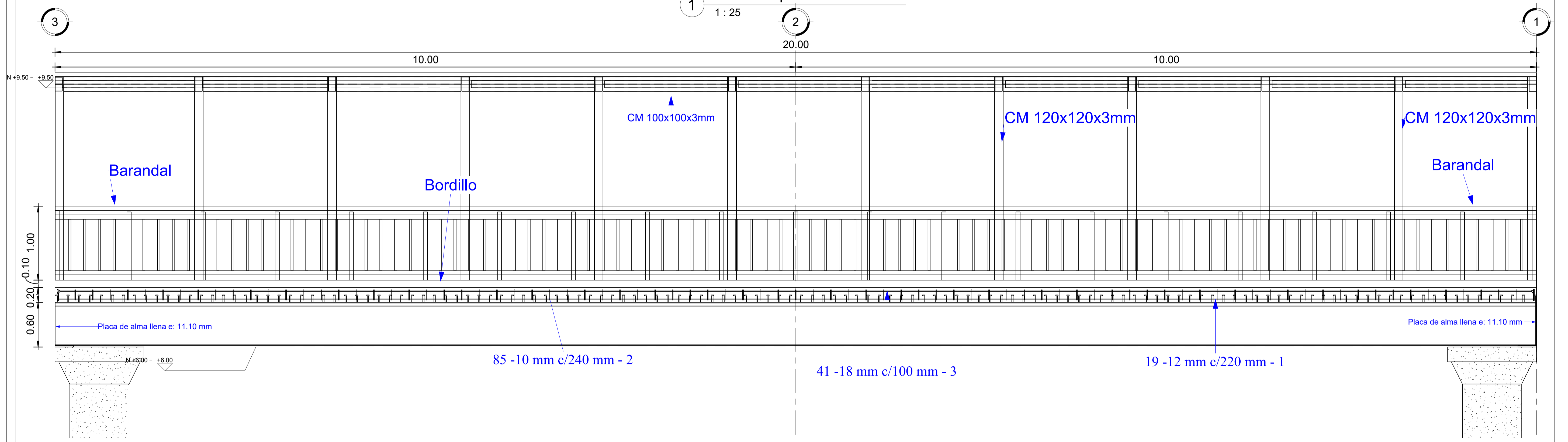


3 Refuerzo en losa
1:10

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°14 (Longitud 20 metros, ancho 4.00 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 67

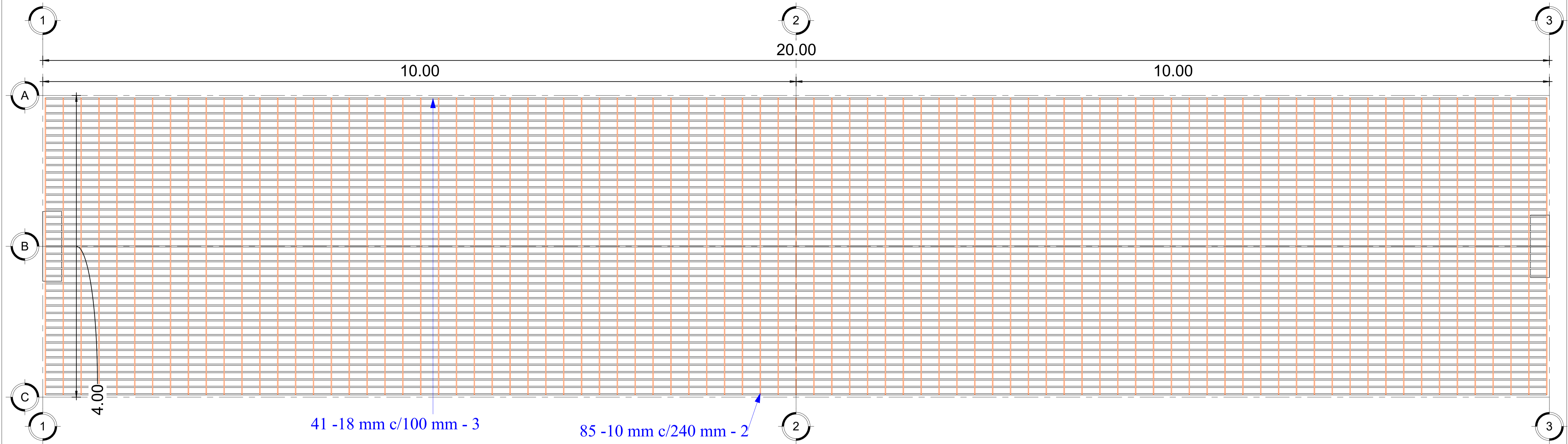


1 Lateral izquierda
1 : 25

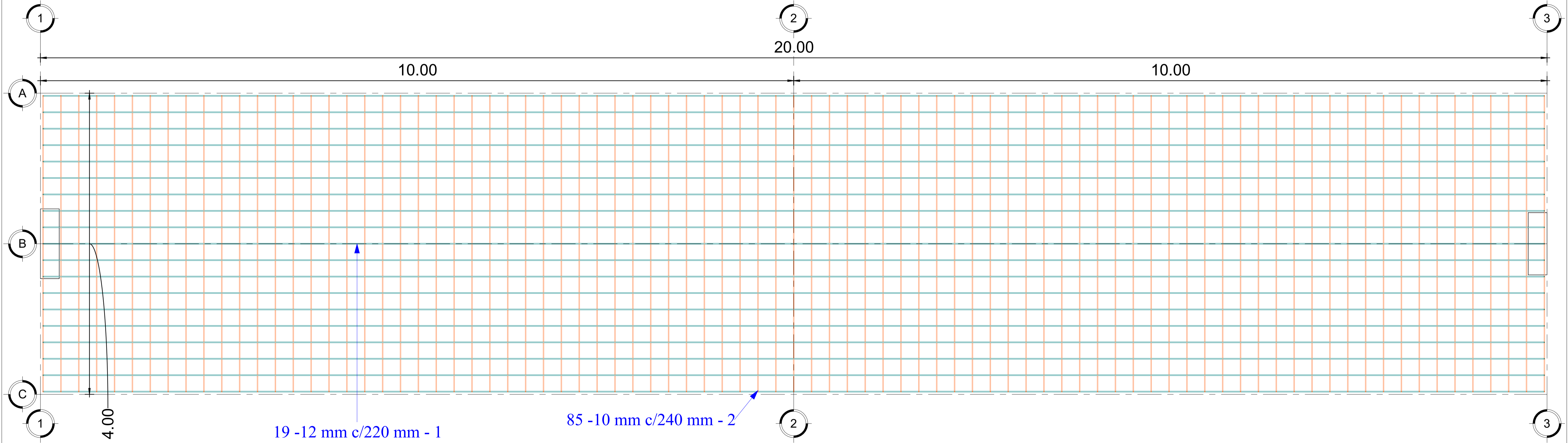


2 Lateral derecha
1 : 25

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frio para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°14 (Longitud 20 metros, ancho 4.00 metros)		
CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 68

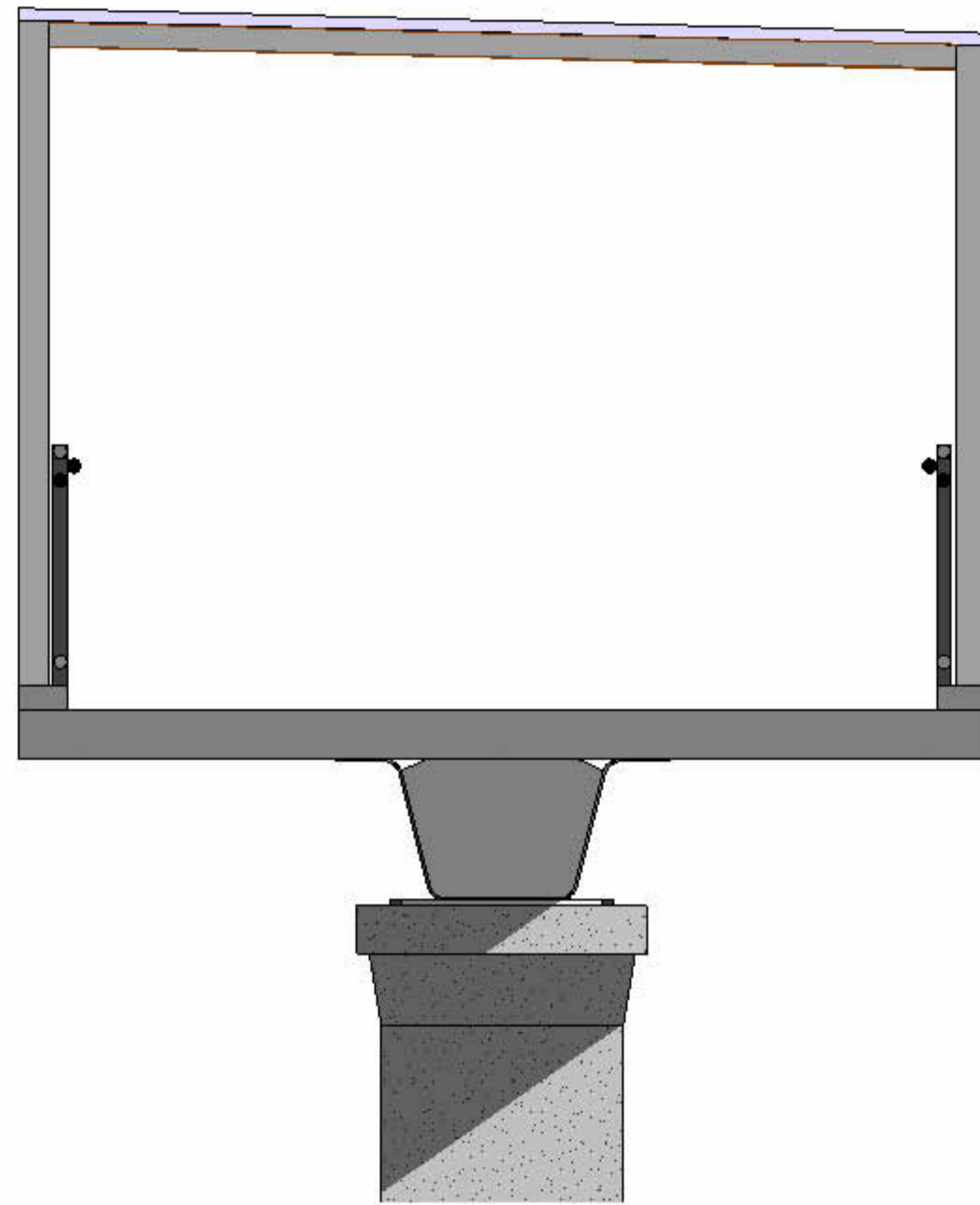


1 Armado superior de la losa
1 : 25

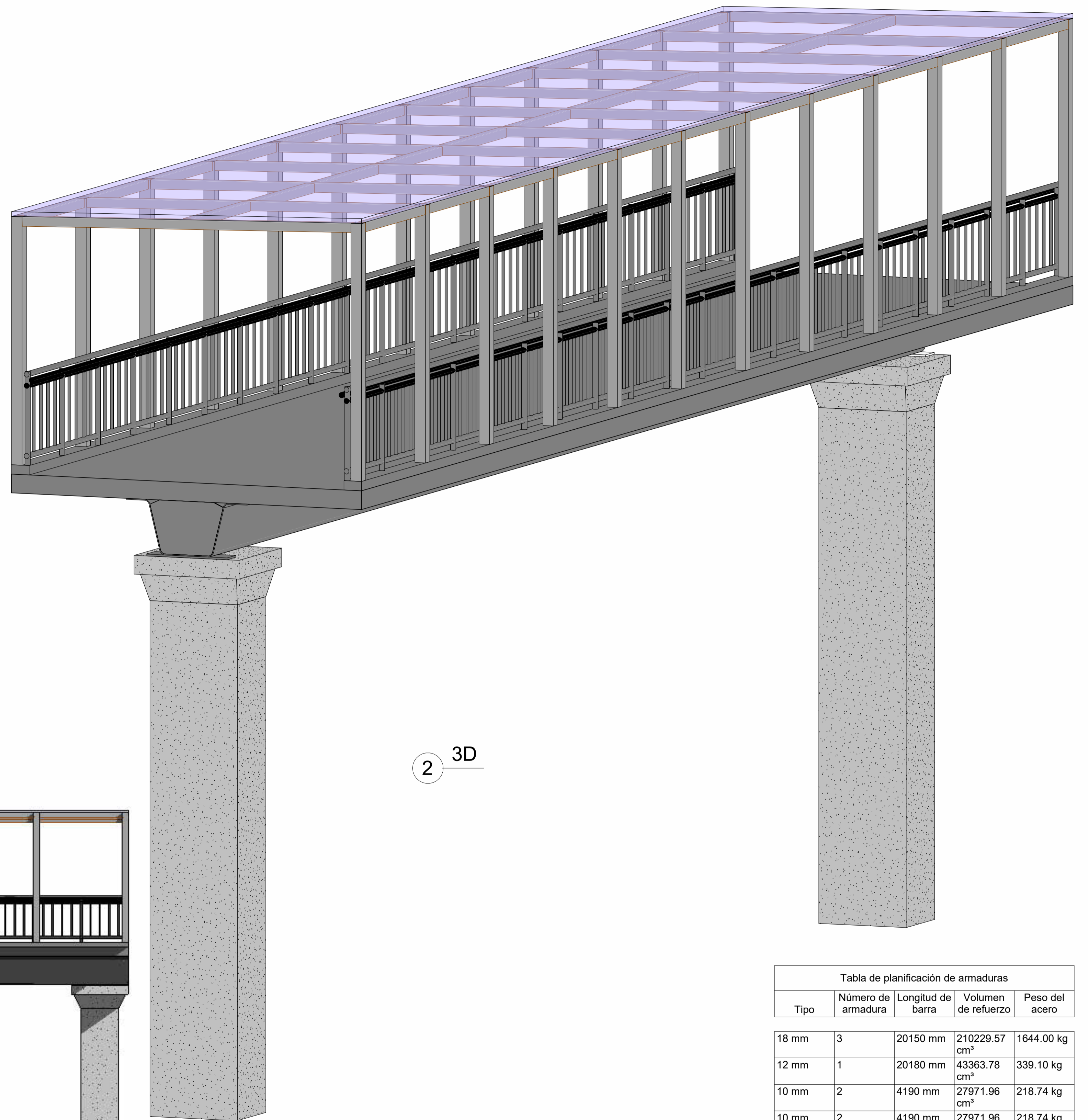


2 Armado inferior de la losa
1 : 25

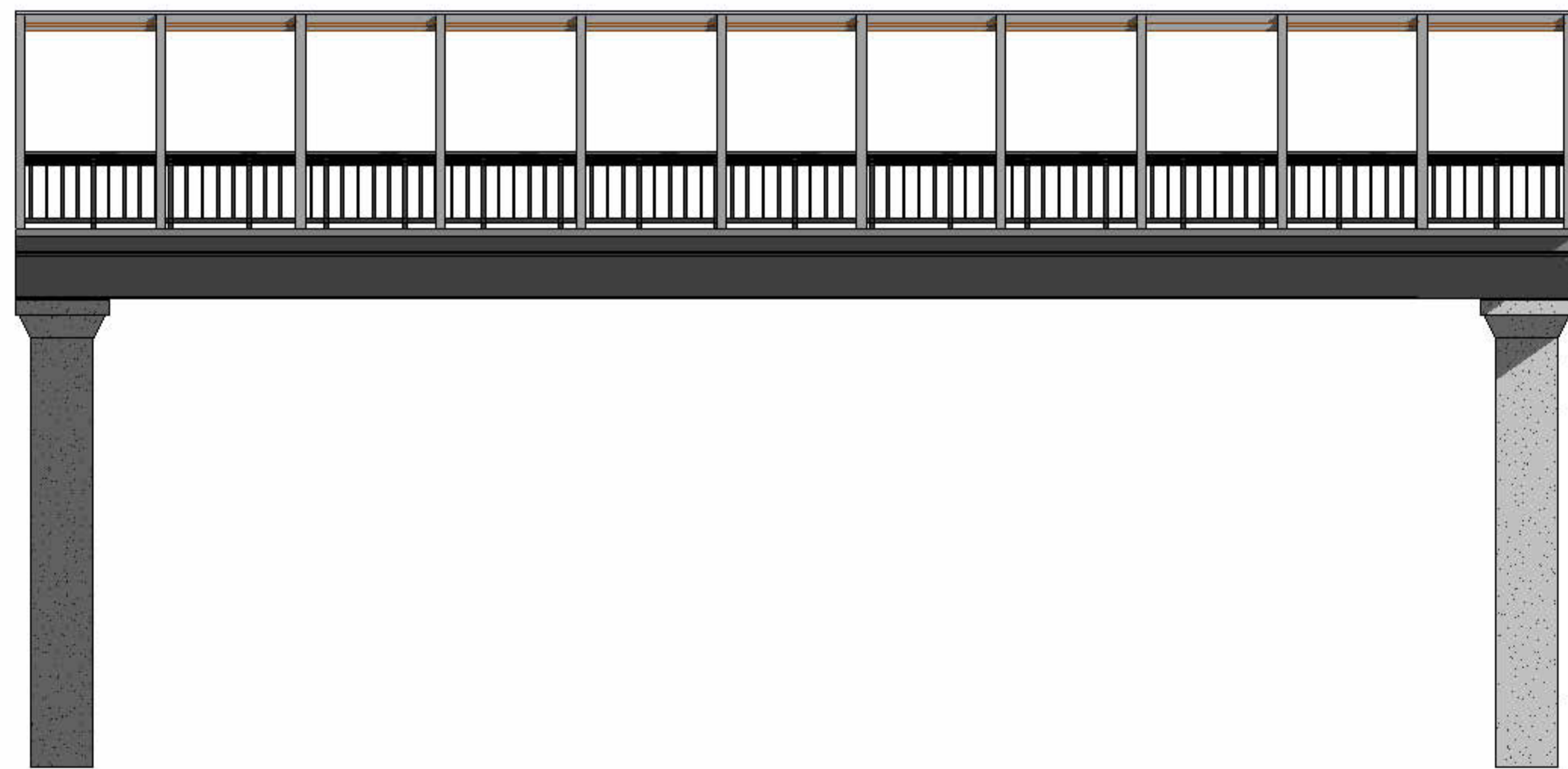
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N° 14 (Longitud 20 metros, ancho 4.00 metros)		
CONTIENE: Armado del acero en el tablero		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 69



1 Vista frontal



2 3D



3 Vista lateral

Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	20150 mm	210229.57 cm ³	1644.00 kg
12 mm	1	20180 mm	43363.78 cm ³	339.10 kg
10 mm	2	4190 mm	27971.96 cm ³	218.74 kg
10 mm	2	4190 mm	27971.96 cm ³	218.74 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

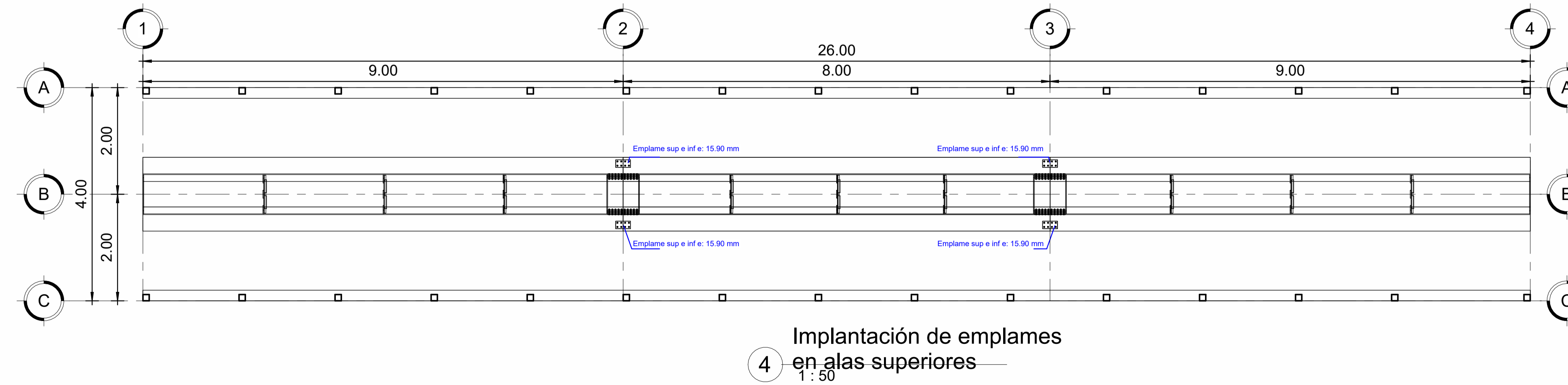
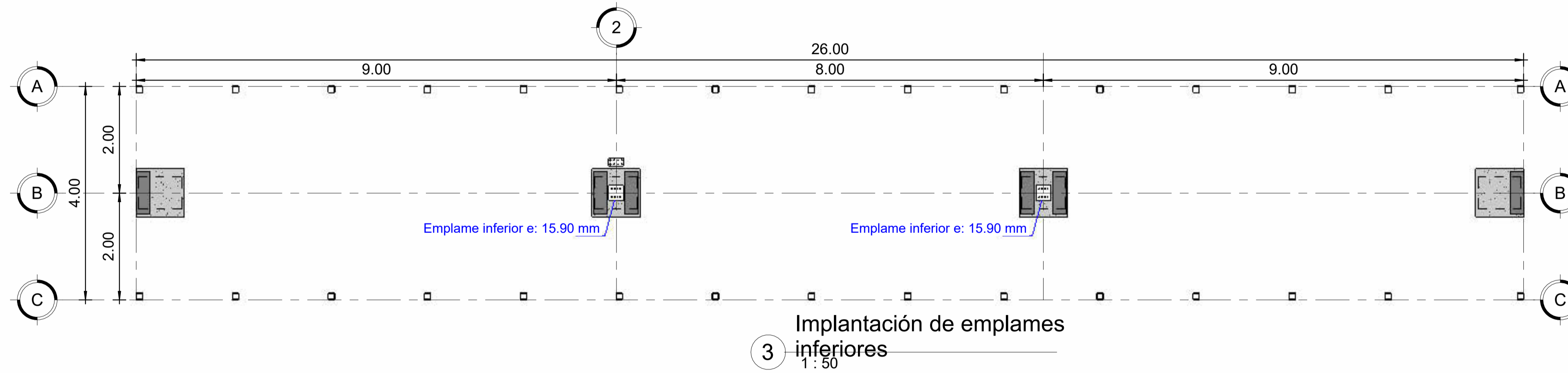
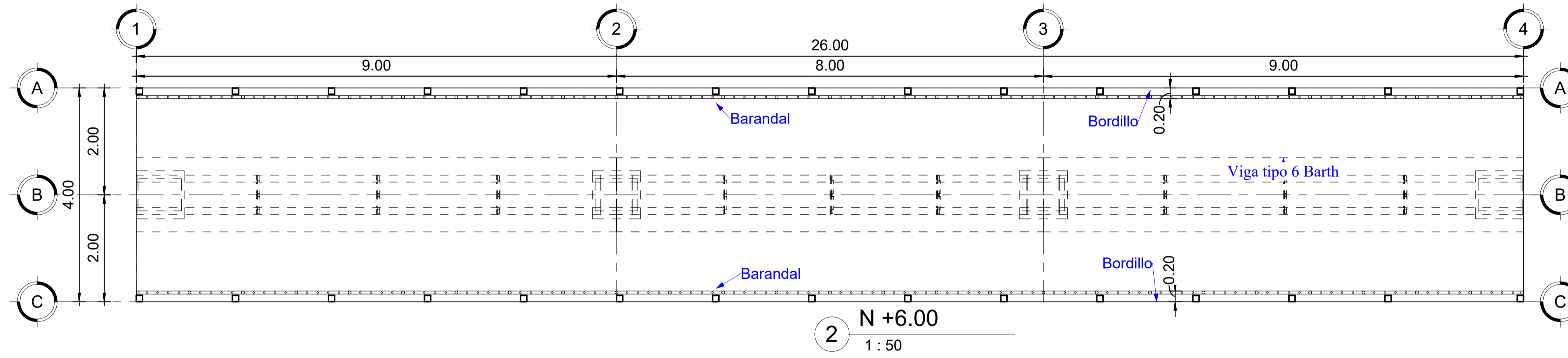
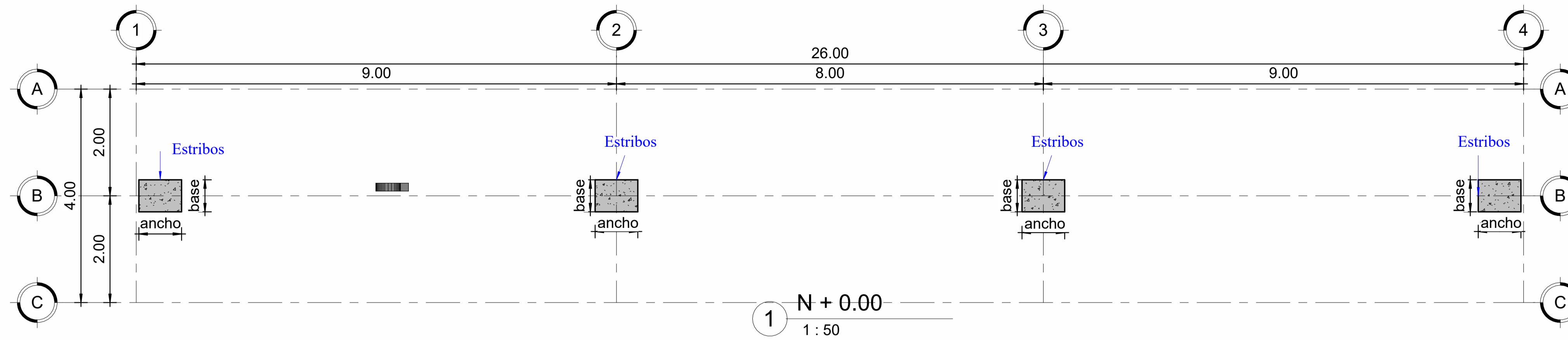
PUENTE: Puente N°14 (Longitud 20 metros, ancho 4.00 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.
REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025 **ESCALA:** INDICADAS **PLANO N°:** 70

Planos del puente peatonal N°15



ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°15 (Longitud 26 metros, ancho 4.00 metros)

CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

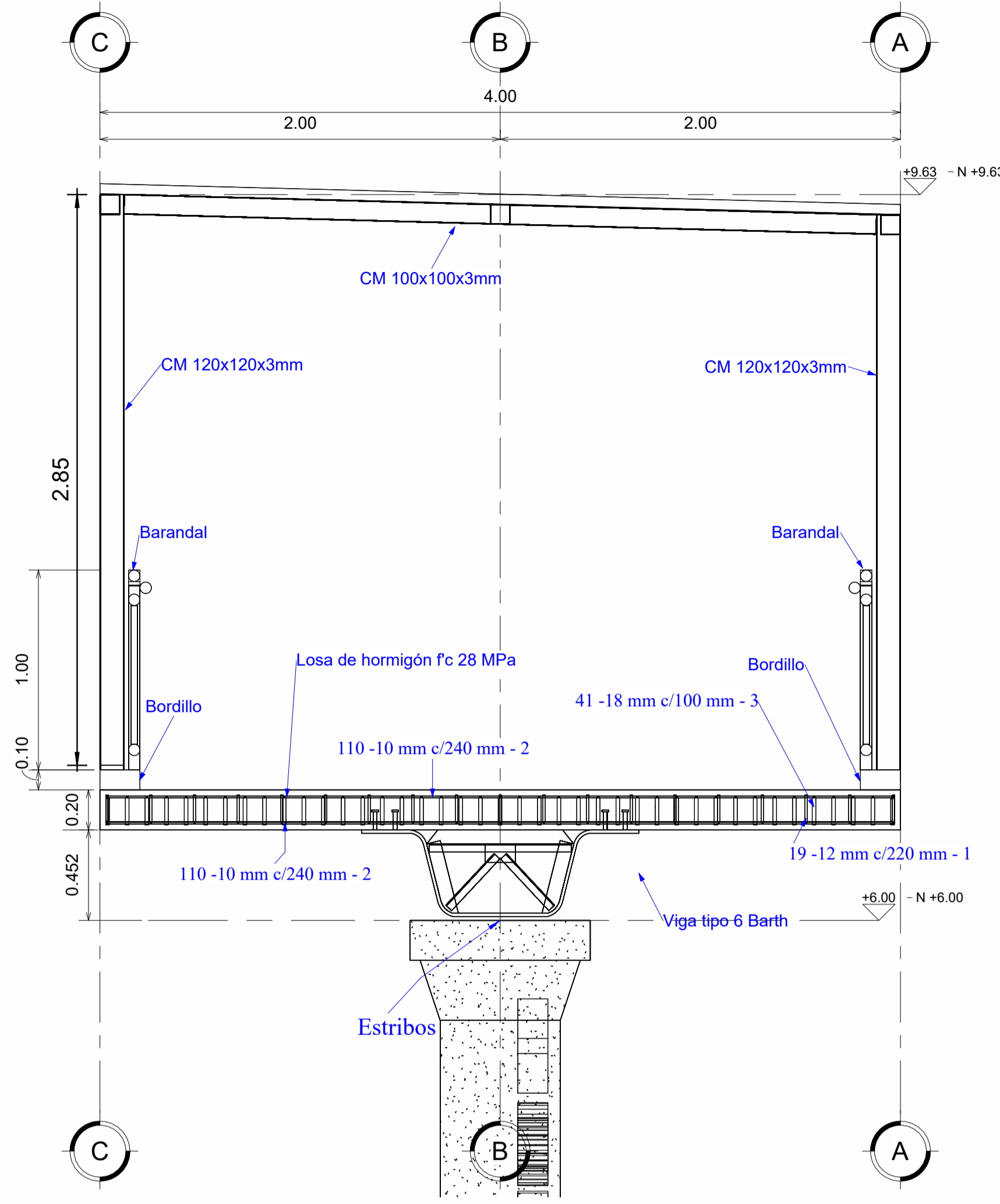
REVISADO POR:

Ph.D. Stefan Leiva M.

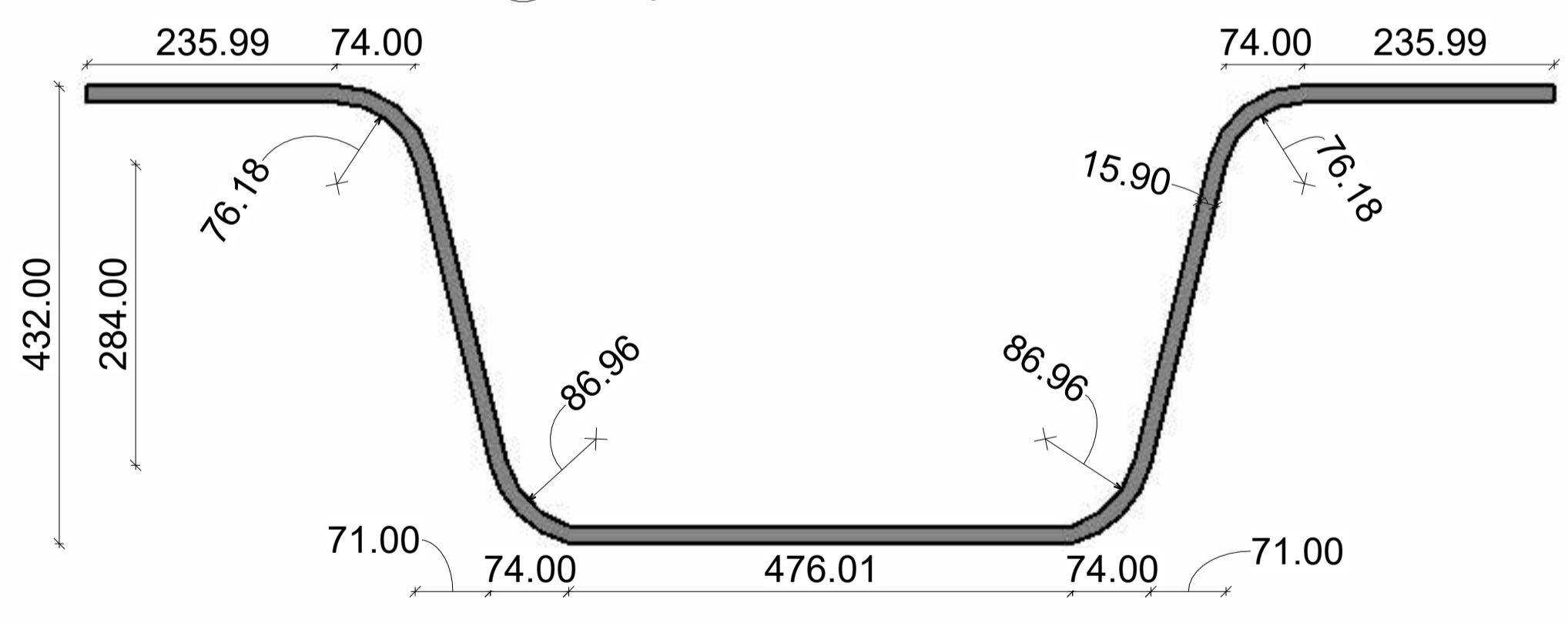
FECHA: 10-12-2025

ESCALA: INDICADAS

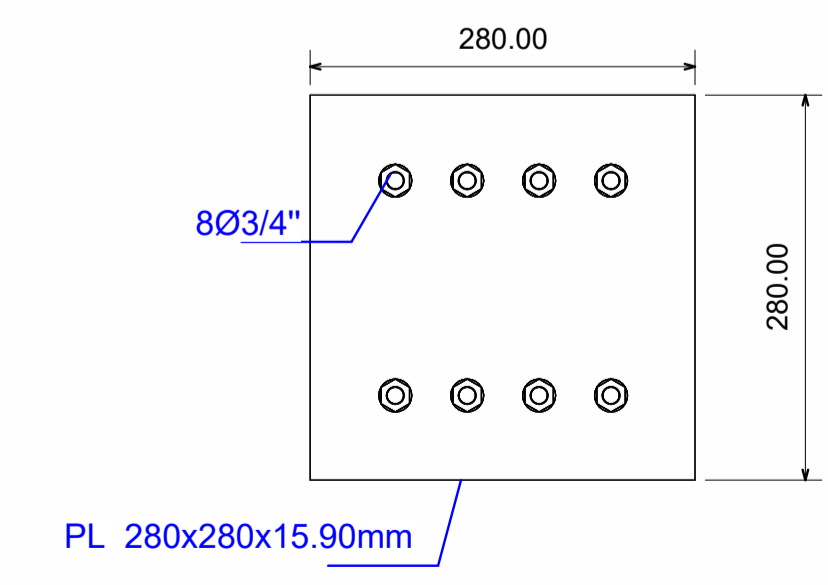
PLANO N°: 71



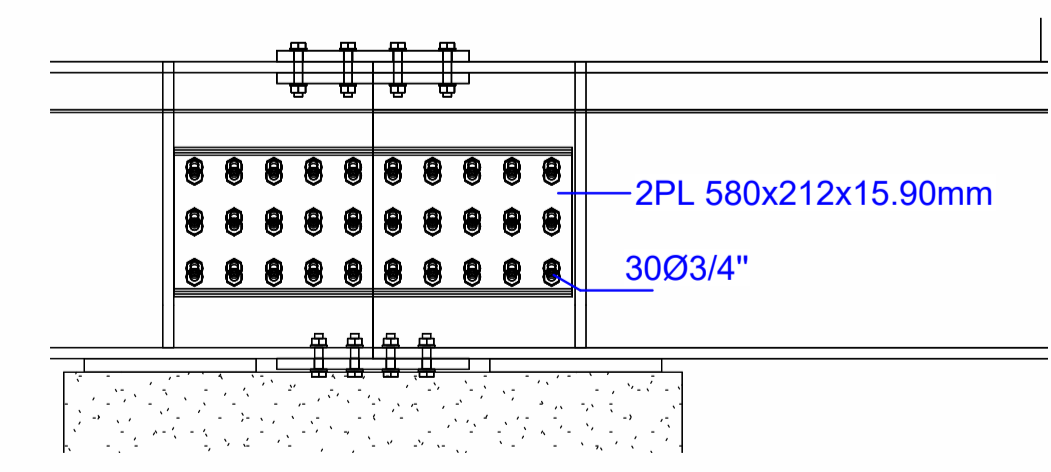
1 Vista frontal
1:20



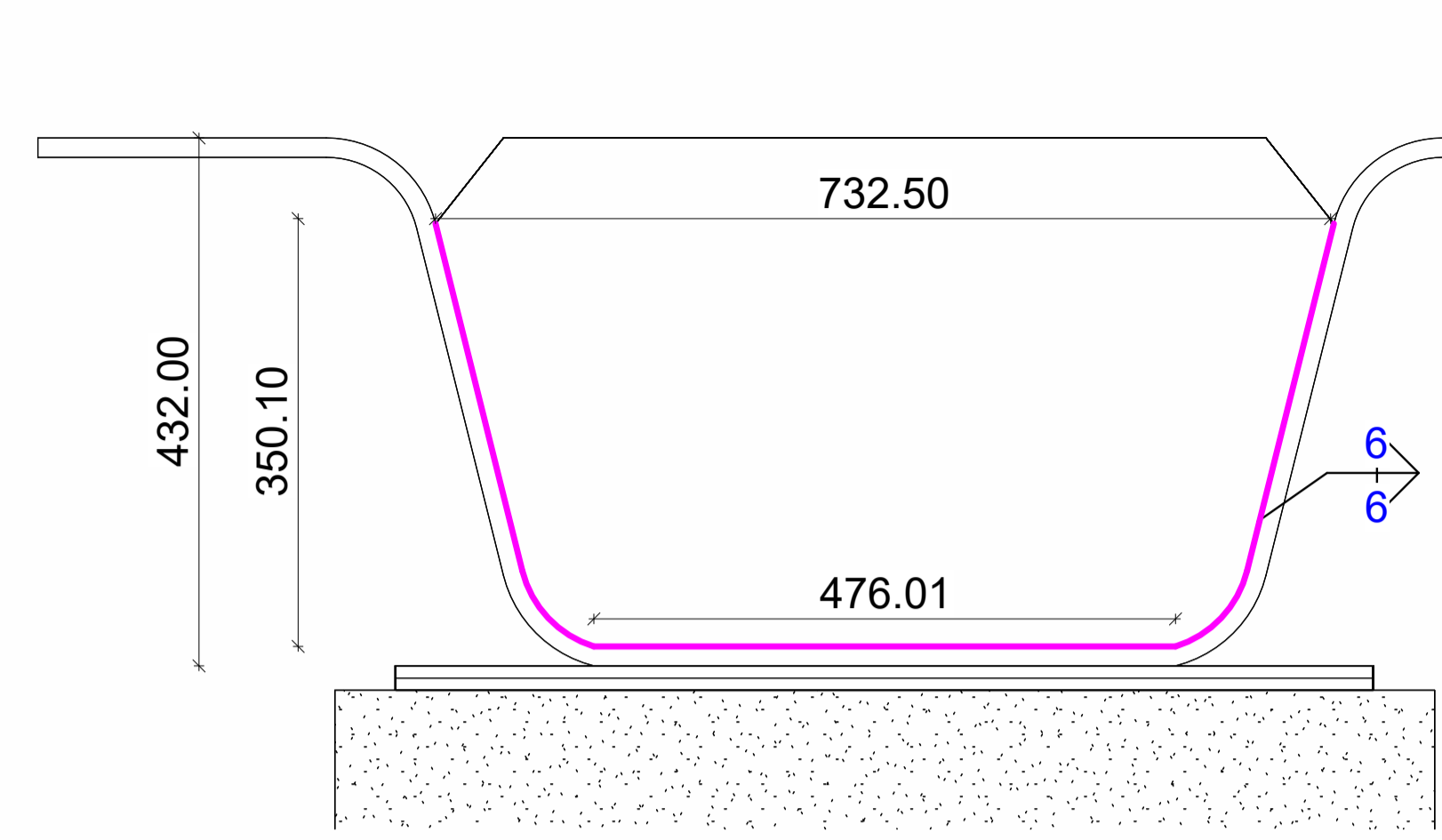
2 Sección viga tipo 6 - Barth
1:5



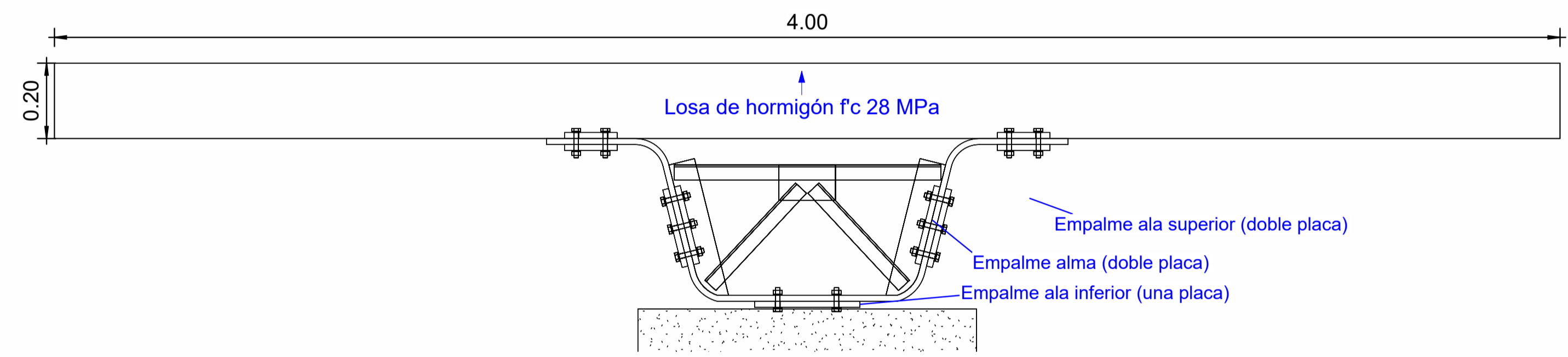
6 Empalme en ala inferior
1:5



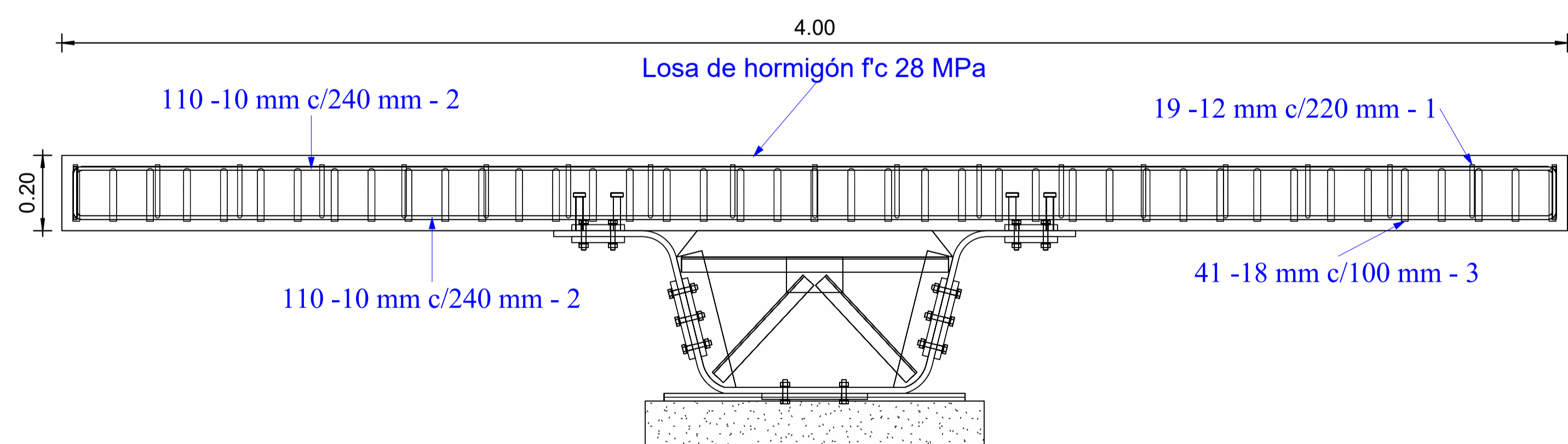
9 Empalme en alma
1:10



3 Placa para extremos de viga
1:5



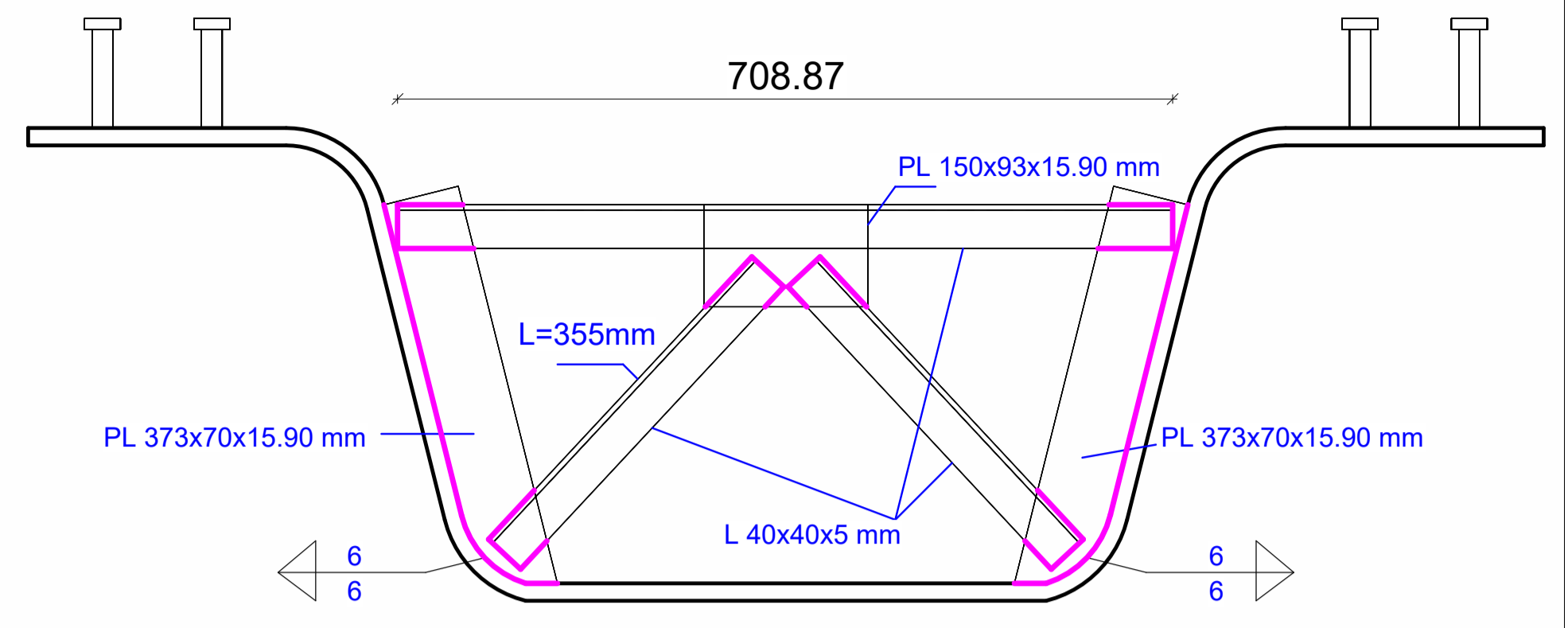
4 Empalme viga - viga
1:10



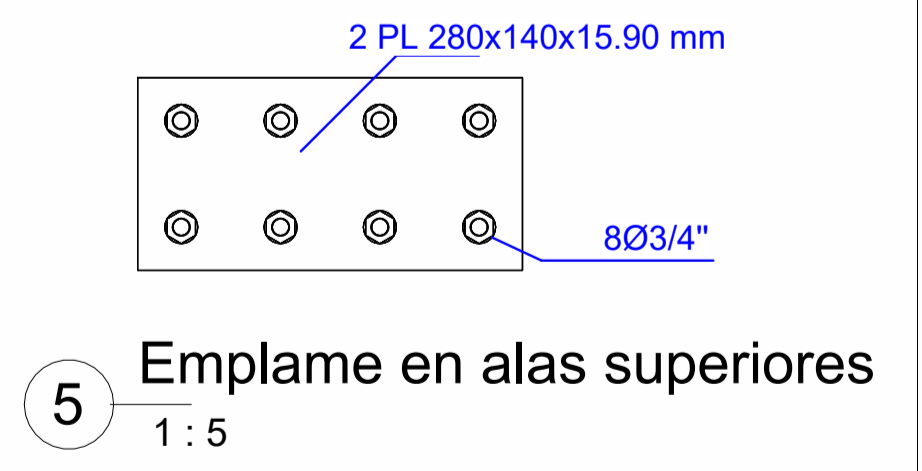
7 Refuerzo en losa
1:10



8 Conectores de cortante
1:5

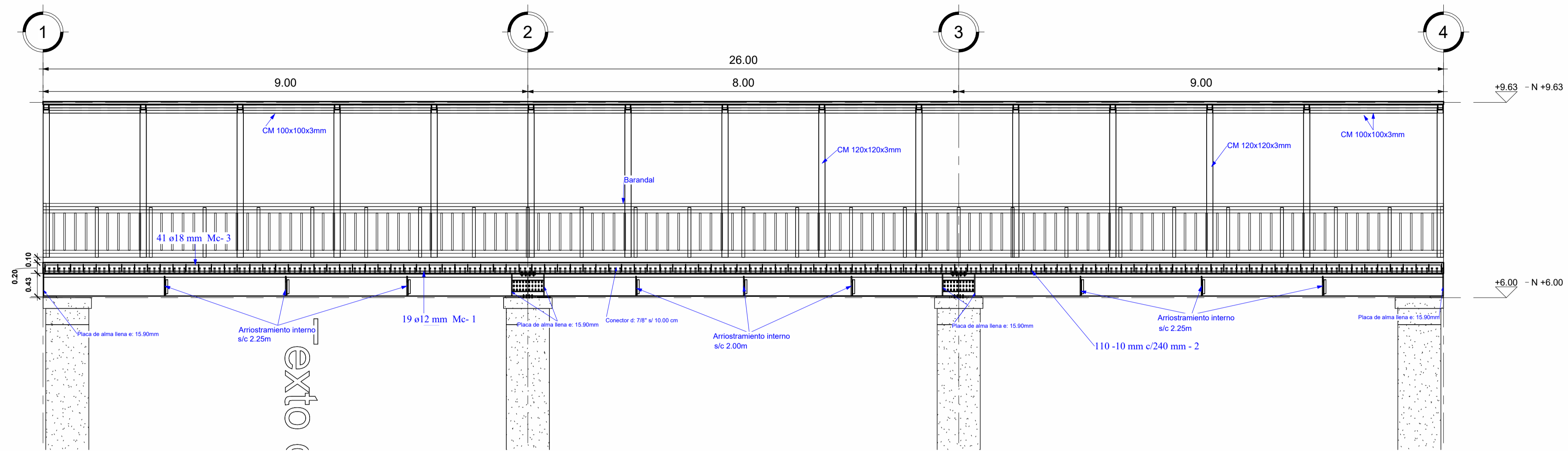


10 Arriostramientos internos
1:5

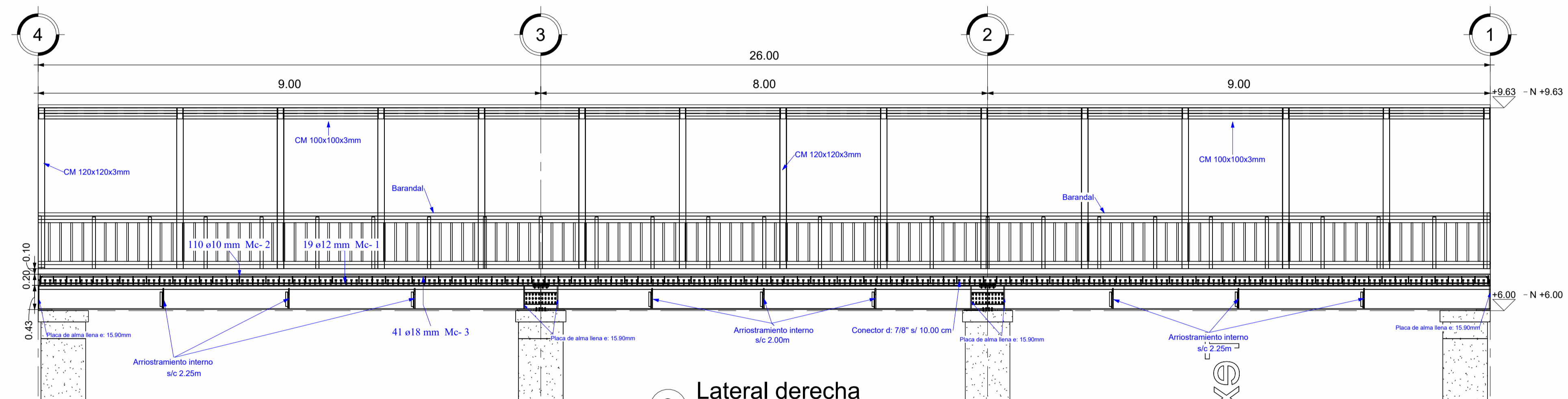


5 Empalme en alas superiores
1:5

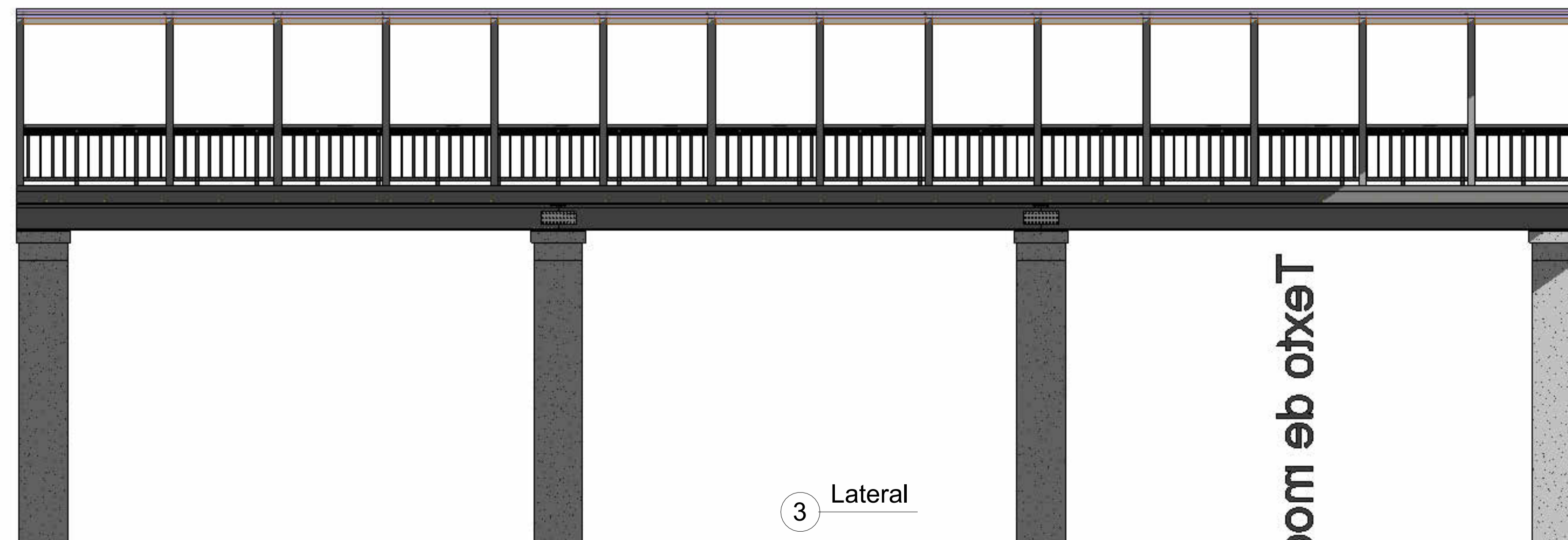
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°15 (Longitud 26 metros, ancho 4.00 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	PLANO N°: 72
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 72



1 Lateral izquierda
1 : 50



2 Lateral derecha
1 : 50



3 Lateral

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°15 (Longitud 26 metros, ancho 4.00 metros)

CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha

ELABORADO POR:

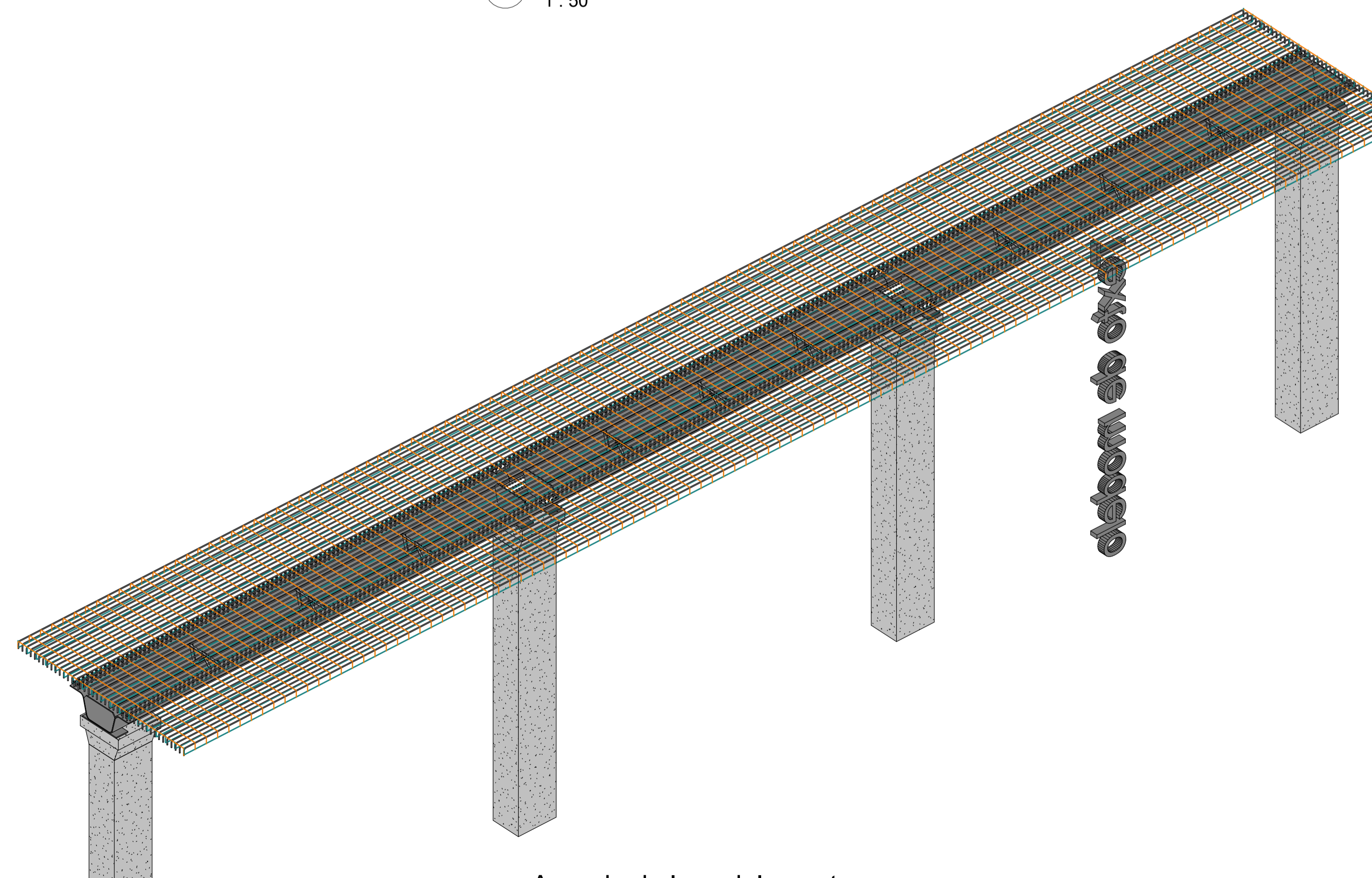
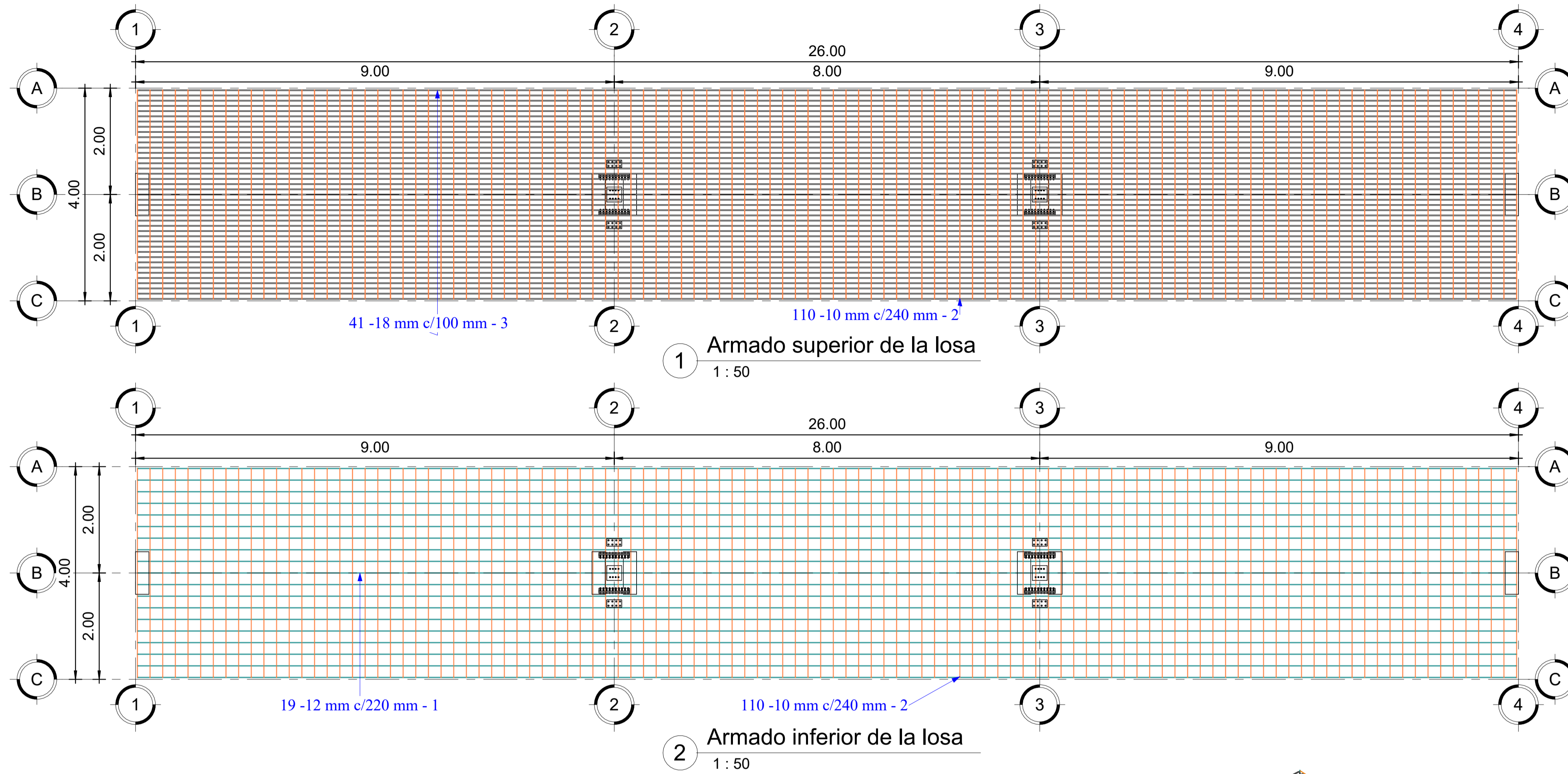
Ing. Heidy Coello A.

REVISADO POR:

Ph.D. Stefan Leiva M.

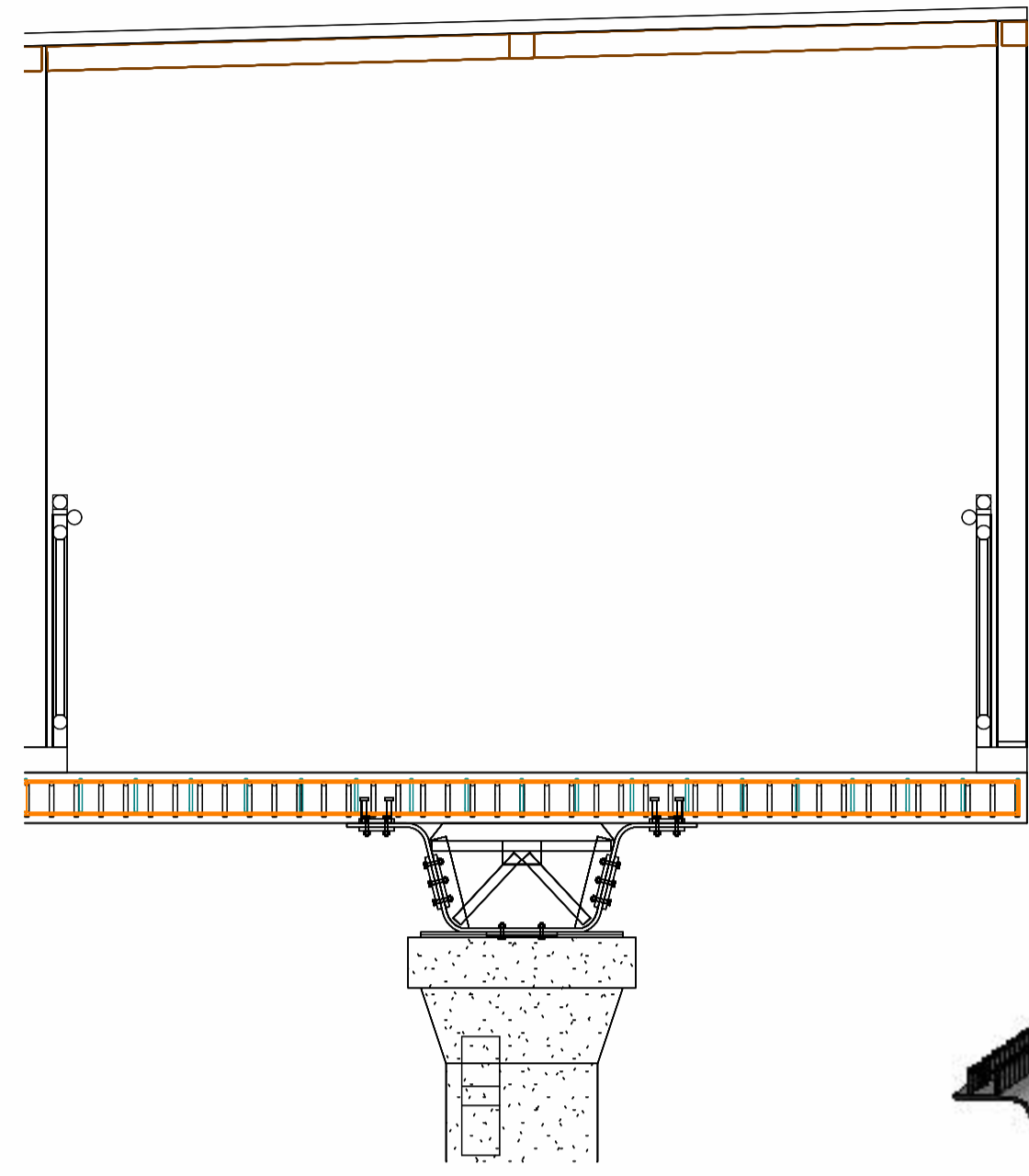
FECHA: 10-12-2025

ESCALA: INDICADAS PLANO N°: 73



3 Armado de losa del puente

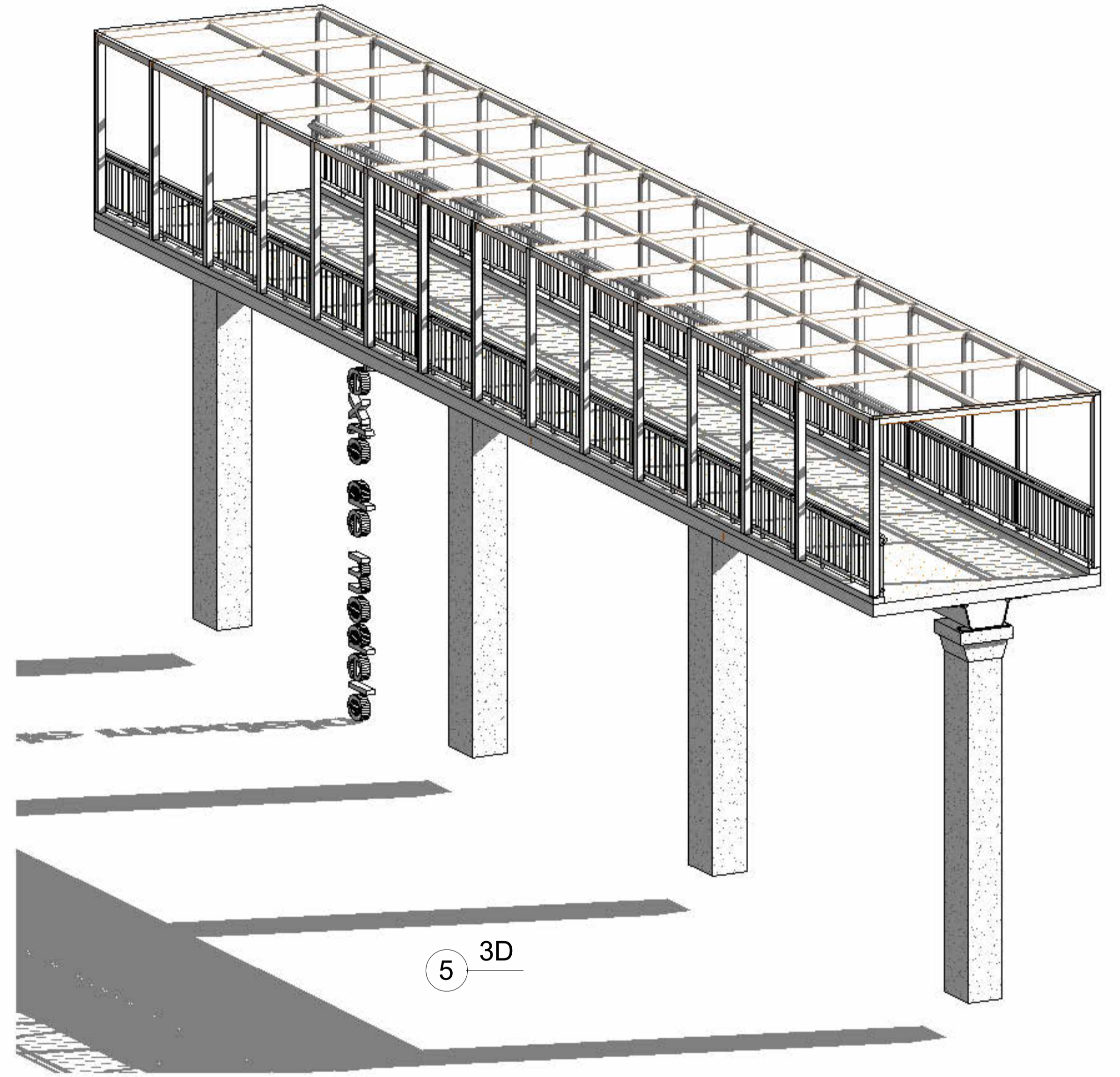
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°15 (Longitud 26 metros, ancho 4.00 metros)		
CONTIENE: Armado del acero en el tablero		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 74



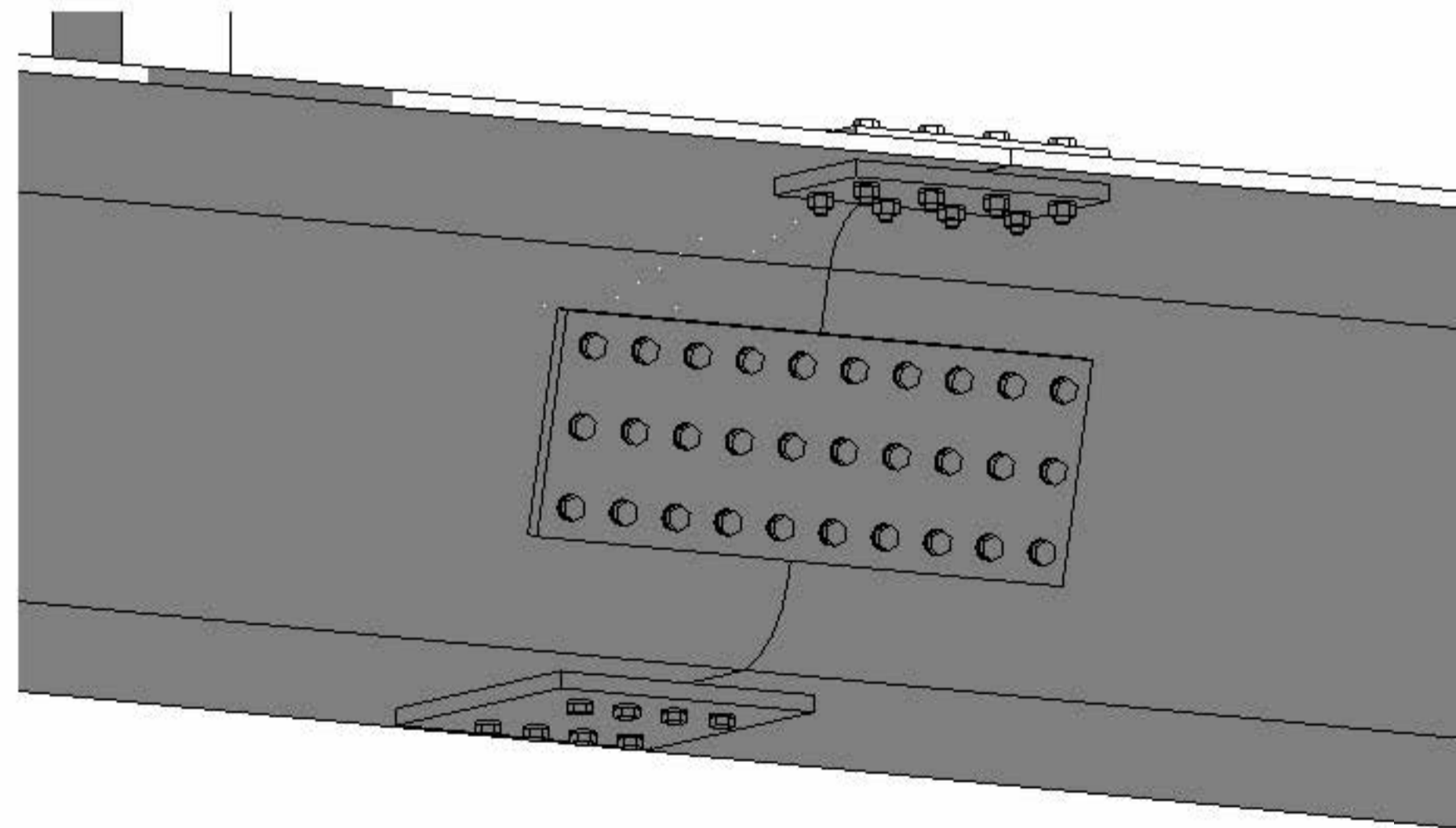
1 Frontal



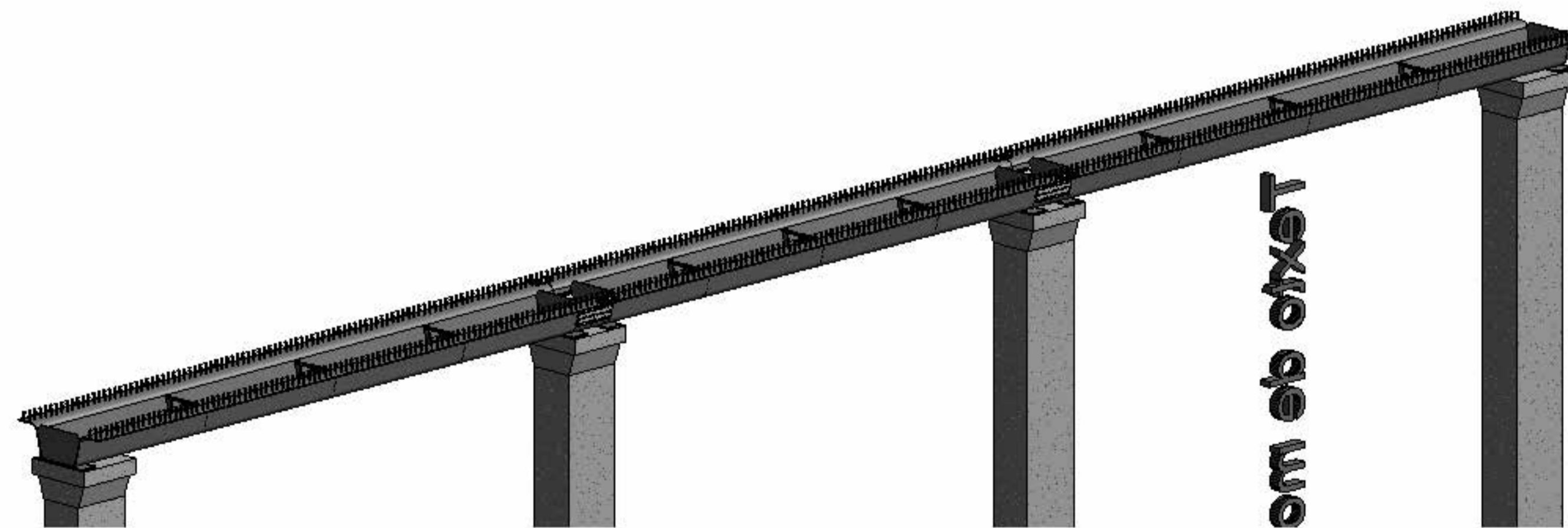
2 Arriostamiento



5 3D



3 Empalmes de viga



4 Conectores

Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	26150 mm	272828.94 cm ³	2133.52 kg
12 mm	1	26180 mm	56256.88 cm ³	439.93 kg
10 mm	2	4190 mm	36199.00 cm ³	283.08 kg
10 mm	2	4190 mm	36199.00 cm ³	283.08 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°15 (Longitud 26 metros, ancho 4.00 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

REVISADO POR:

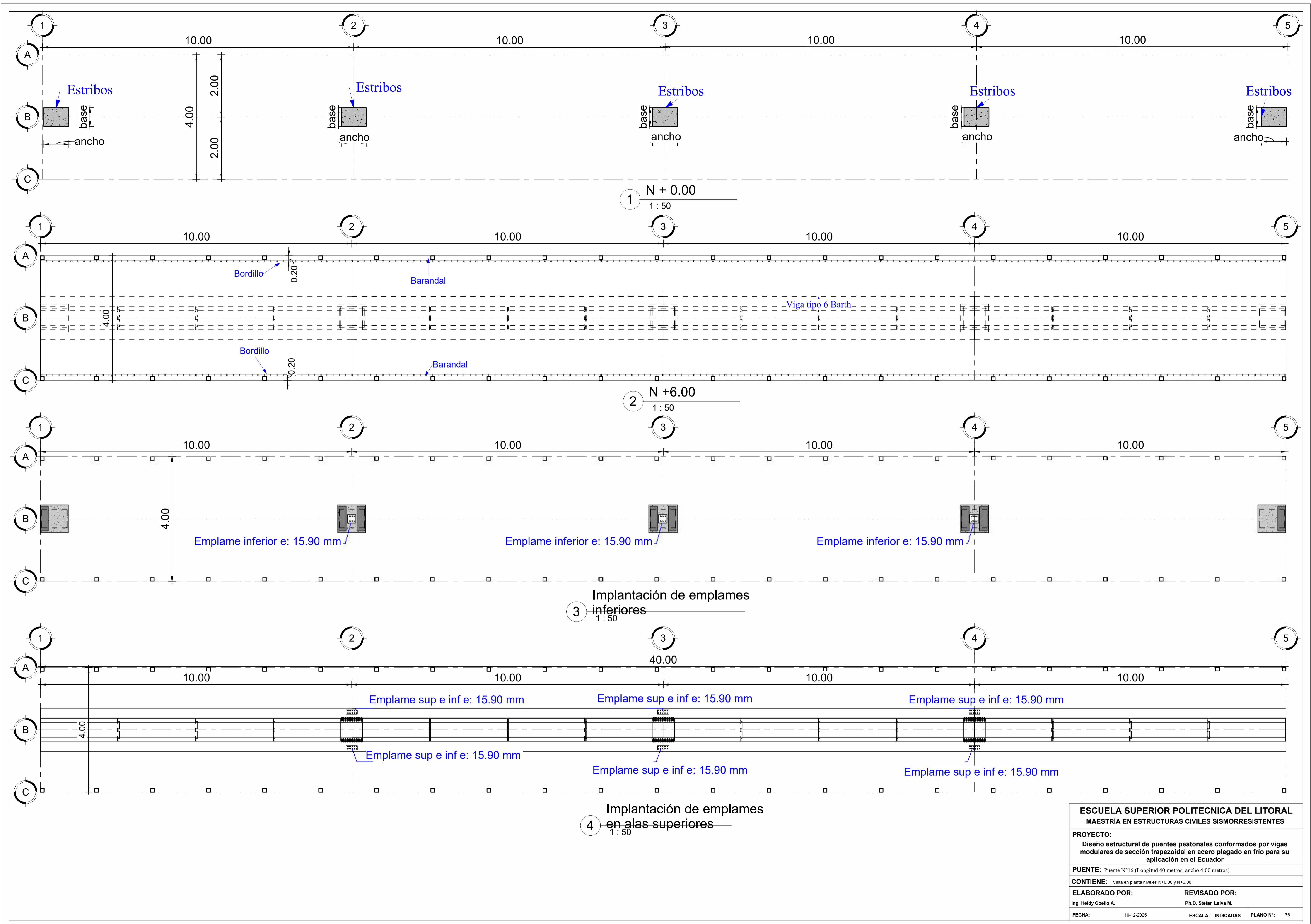
Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025

ESCALA: INDICADAS

PLANO N°: 75

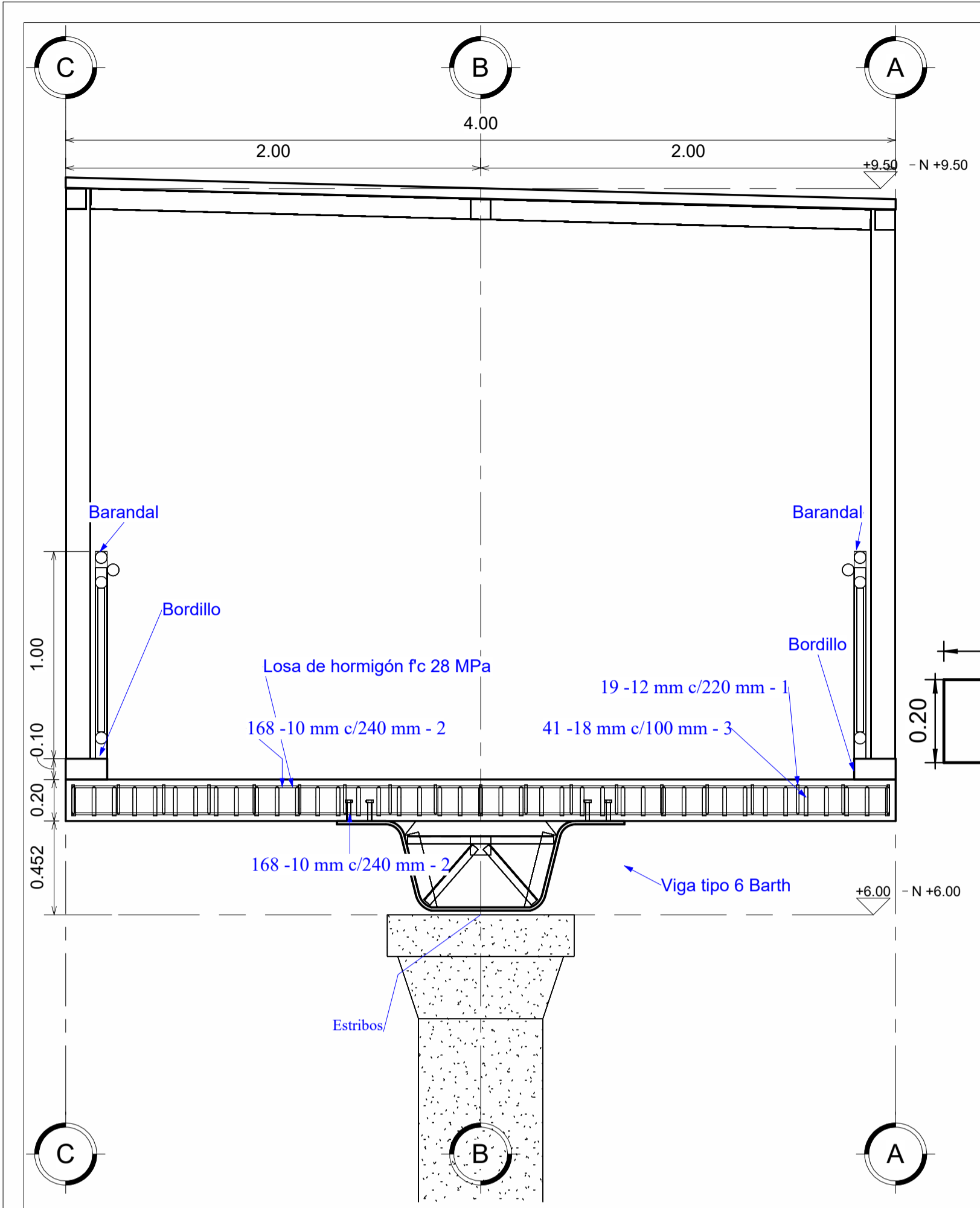
Planos del puente peatonal N°16



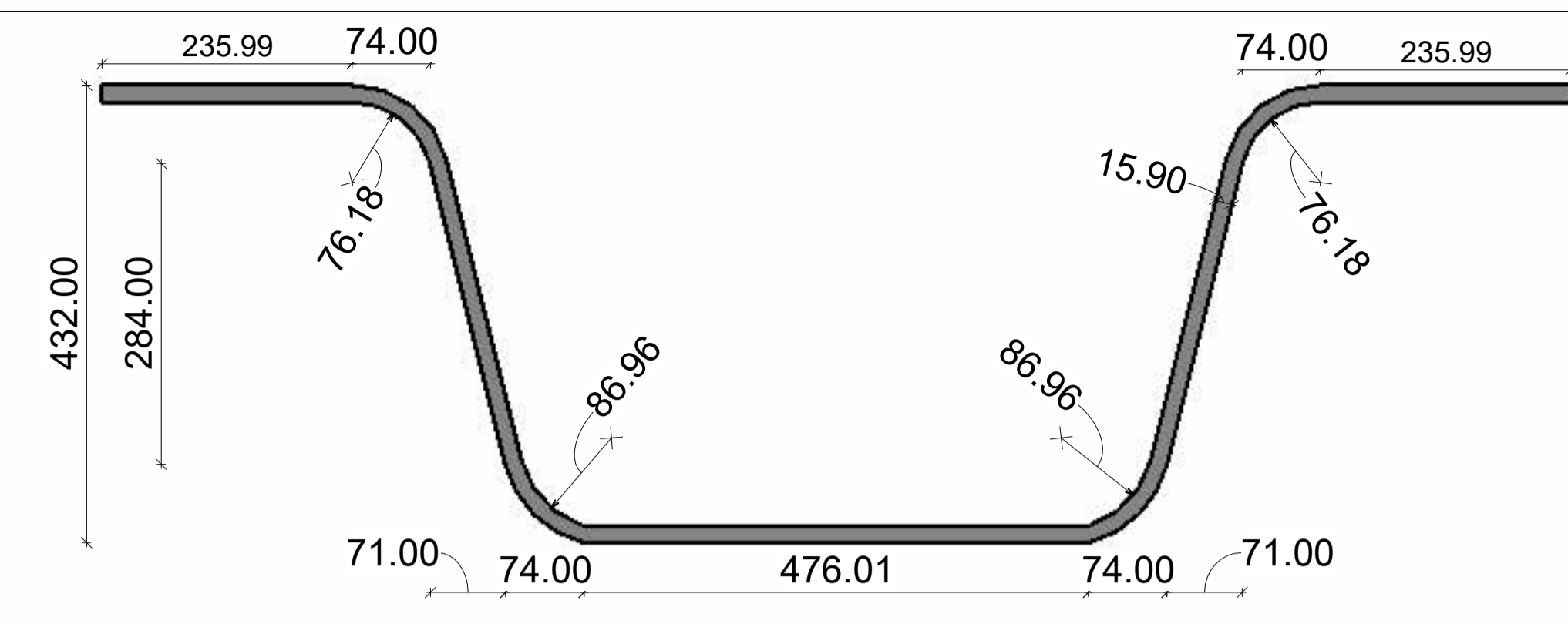
3 Implantación de emplames inferiores 1:50

4 Implantación de emplames en alas superiores 1:50

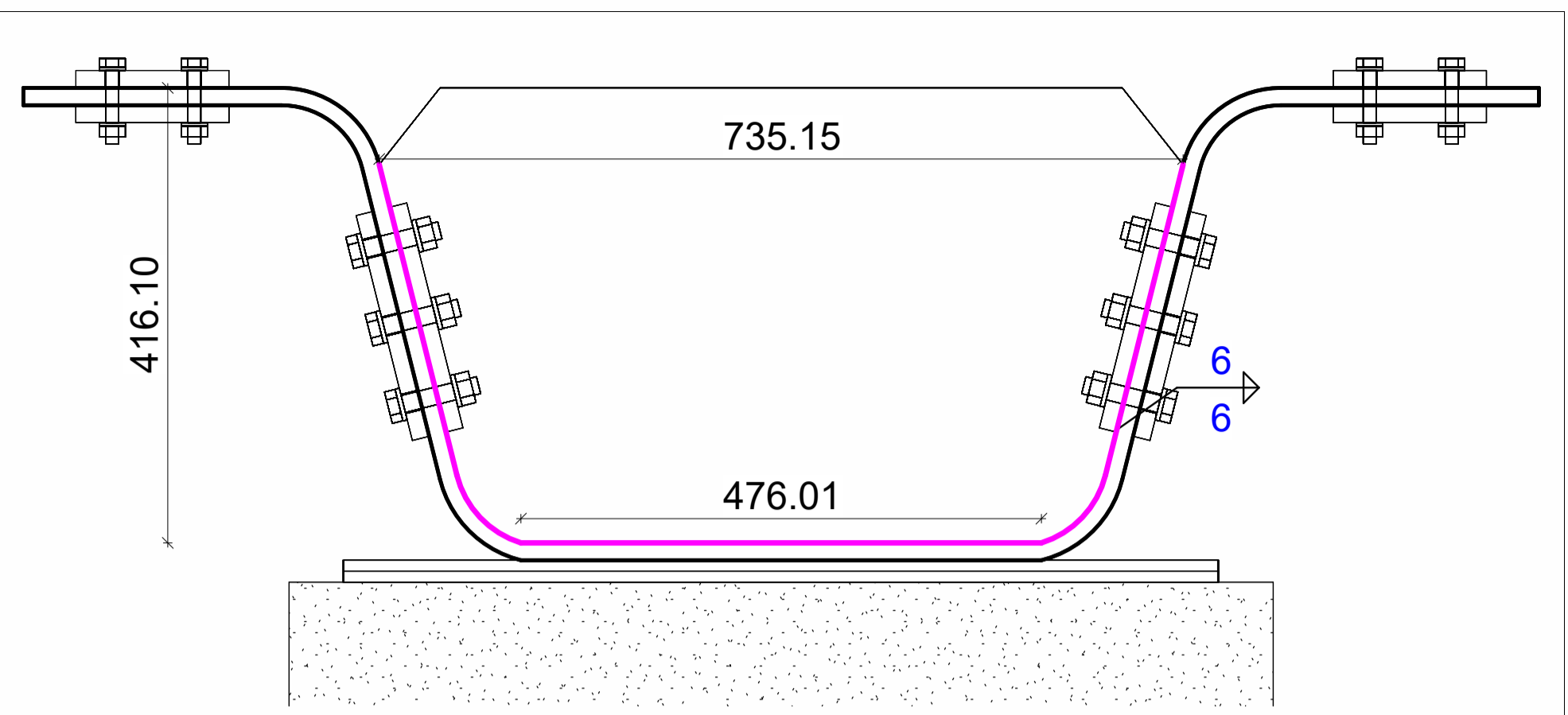
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°16 (Longitud 40 metros, ancho 4.00 metros)		
CONTIENE: Vista en planta niveles N+0.00 y N+6.00		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 76



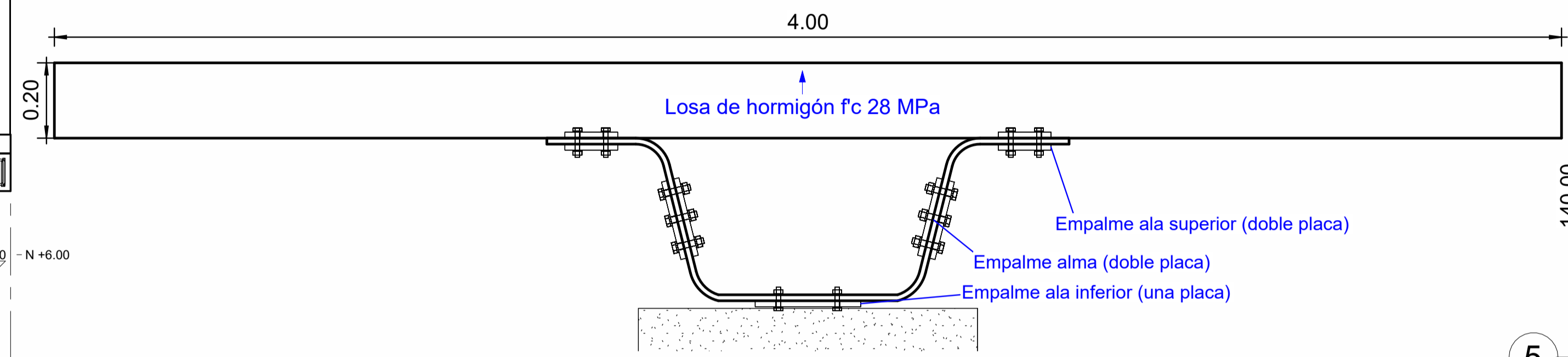
1 Vista frontal
1:20



2 Sección viga tipo 6 - Barth
1:5

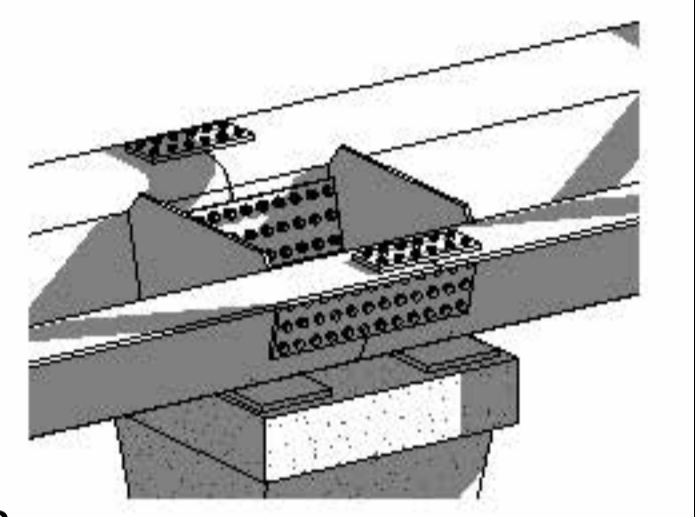
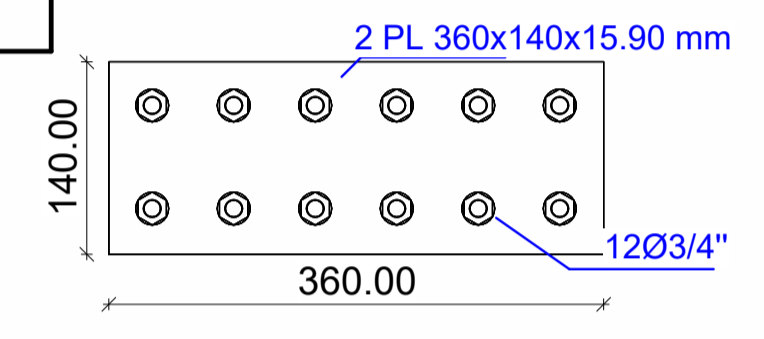


3 Placa para extremos de viga
1:5

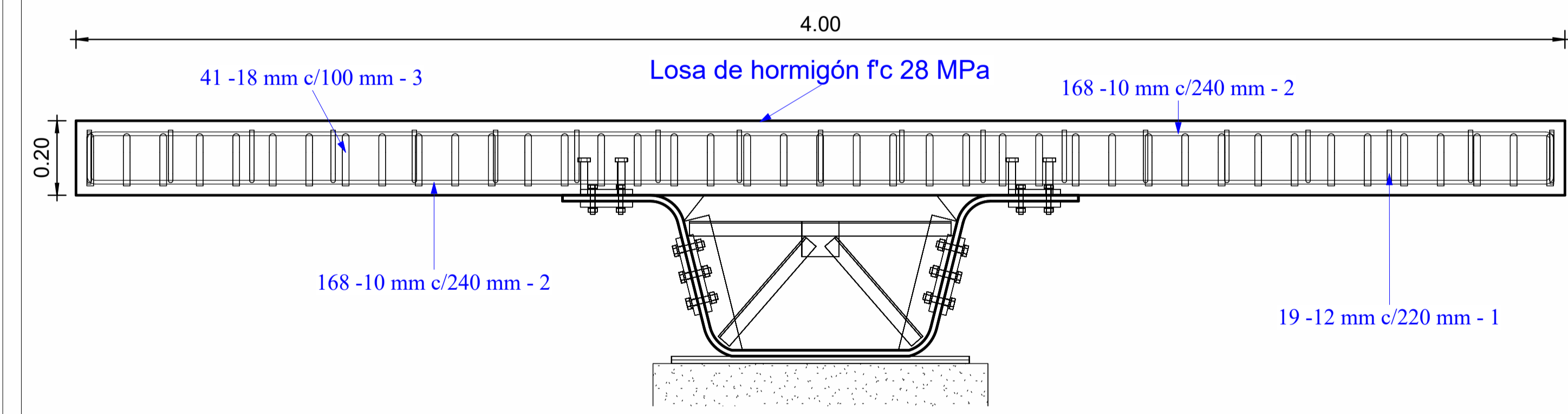


4 Empalme viga - viga
1:10

5 Emplame en alas superiores
1:5



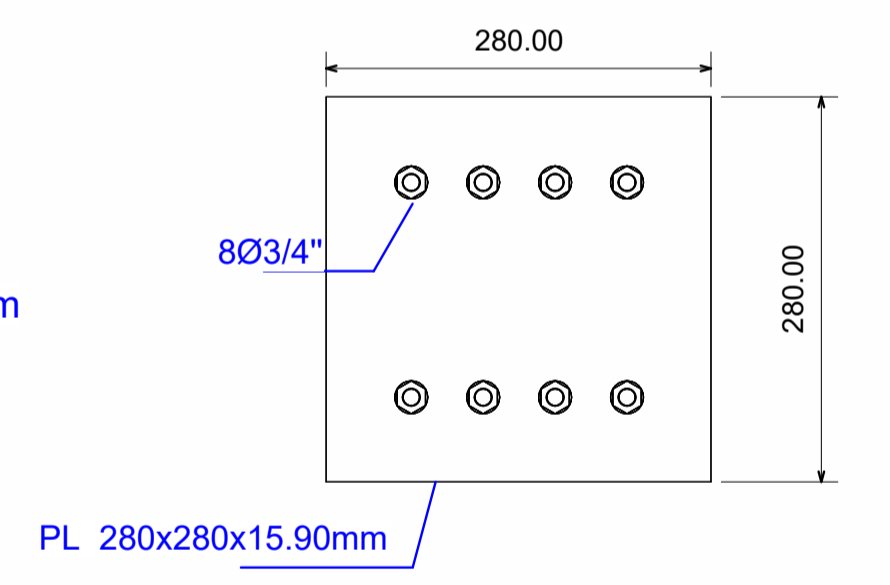
6 Empalme viga-viga



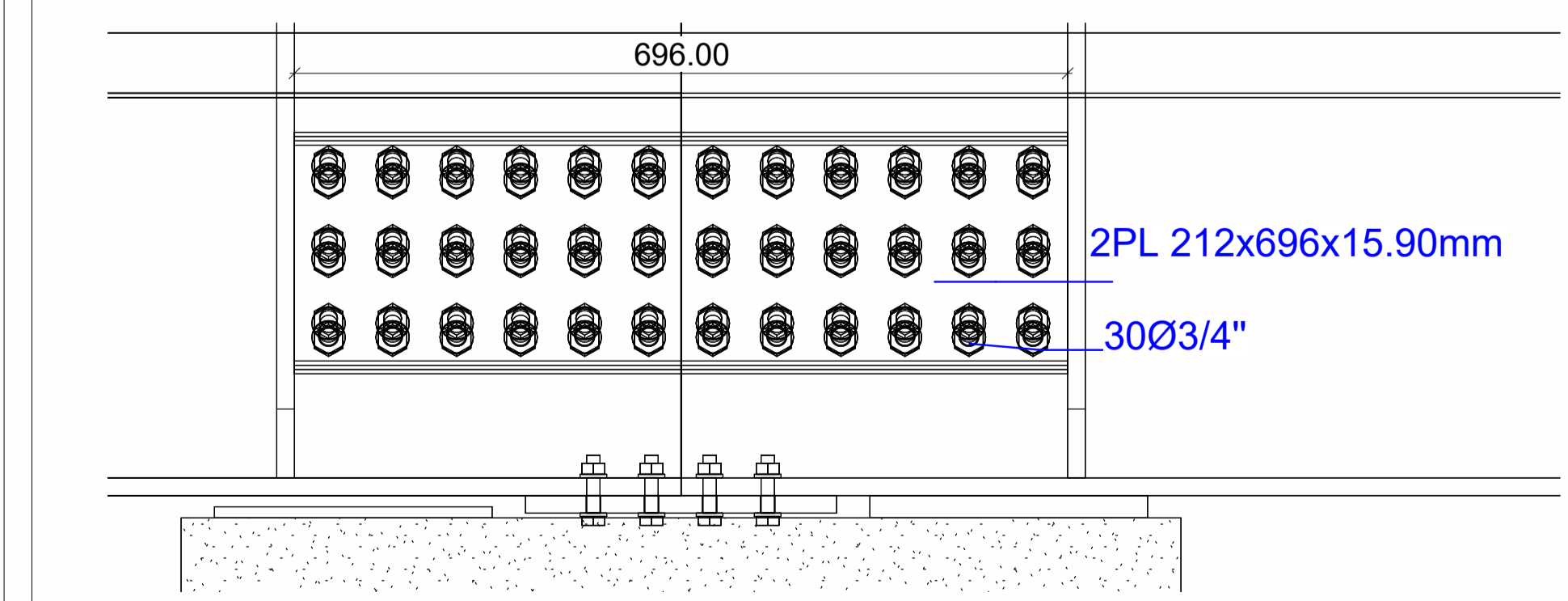
7 Refuerzo en losa
1:10



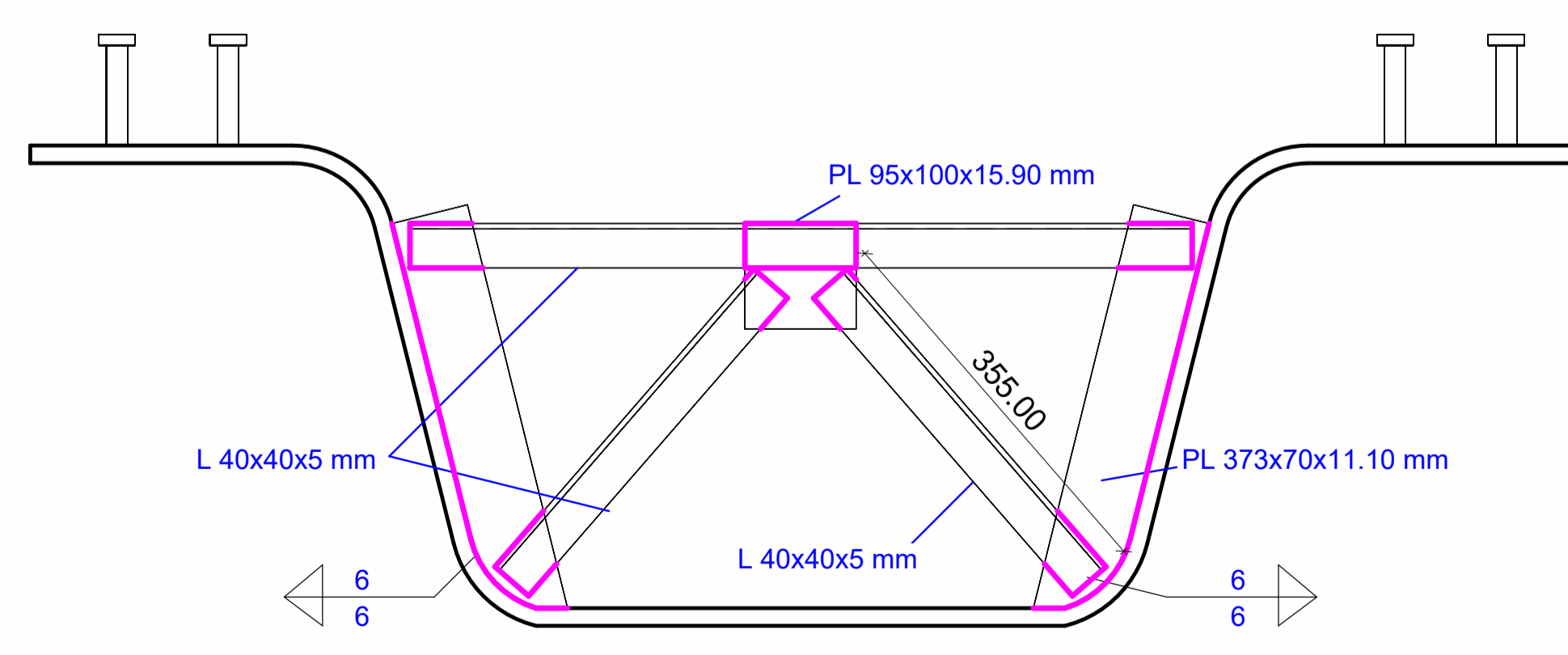
8 Conectores de cortante
1:5



10 Empalme en ala inferior
1:5

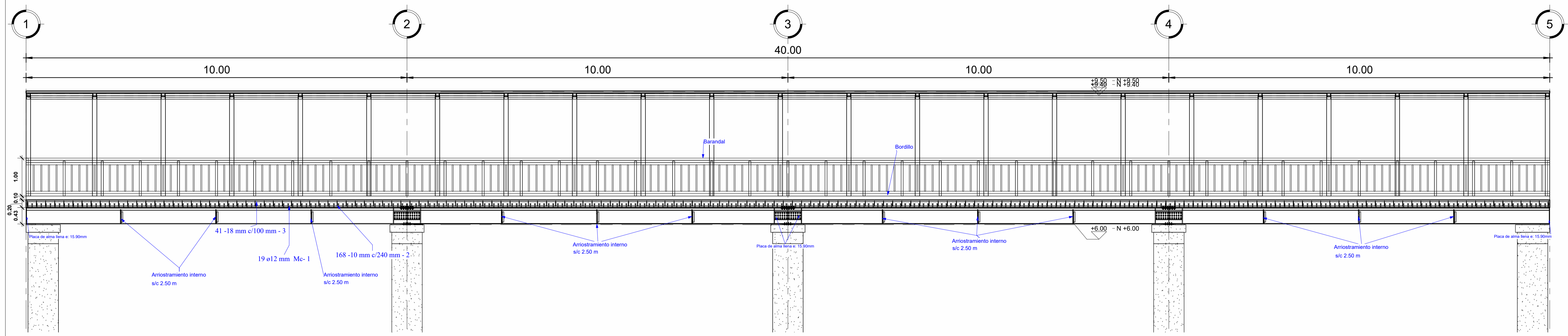


9 Empalme en alma
1:5

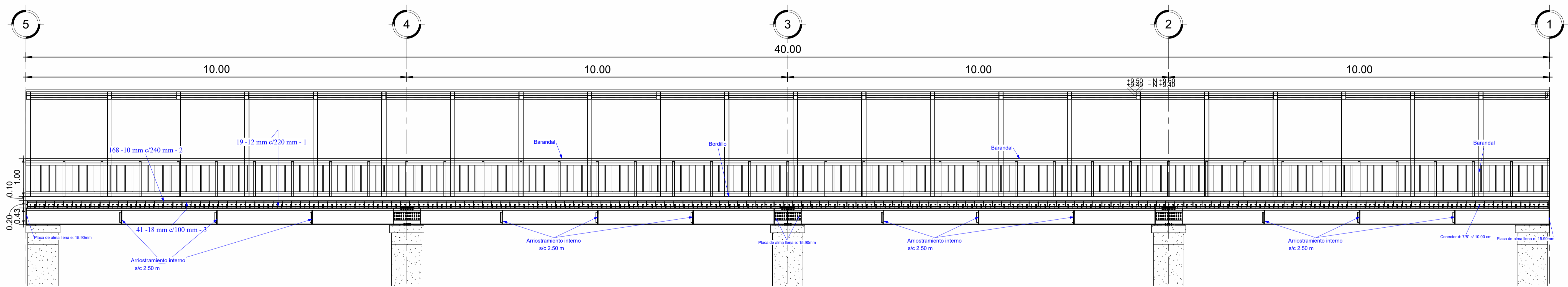


12 Arriostramientos internos
1:5

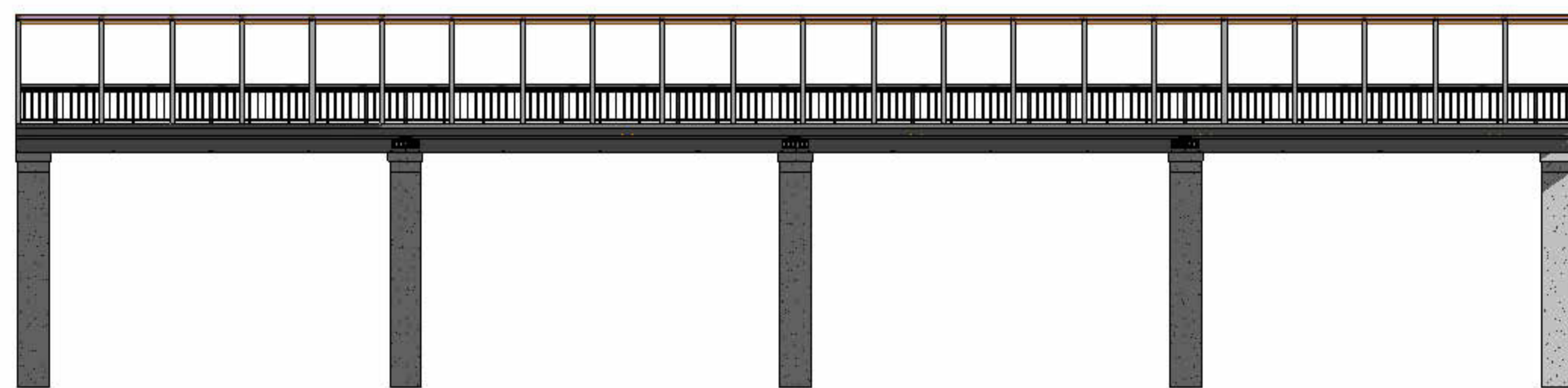
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°16 (Longitud 40 metros, ancho 4.00 metros)		
CONTIENE: Vista frontal y detalles estructurales		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 77



1 Lateral izquierda
1:50

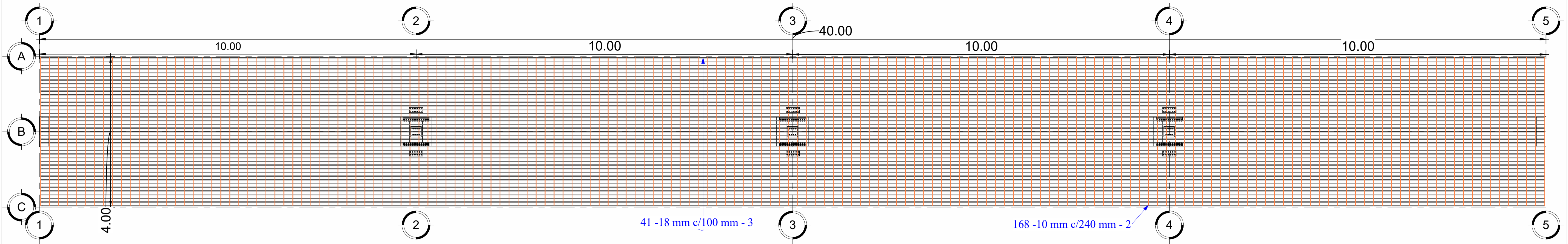


2 Lateral derecha
1:50

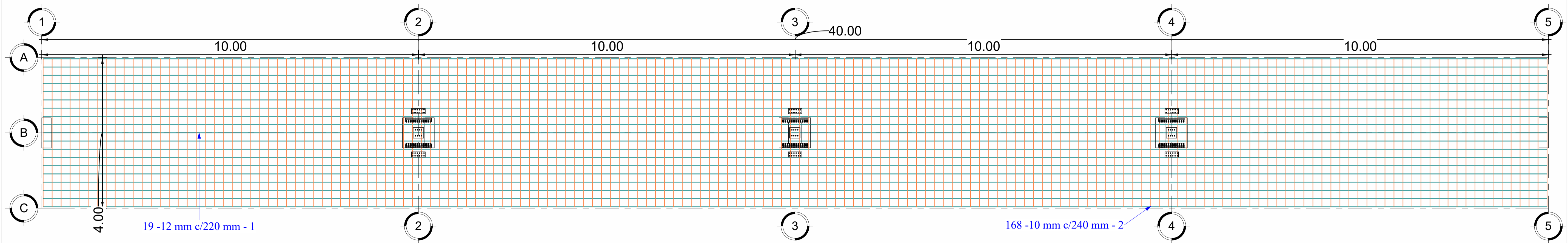


3 Lateral
1:50

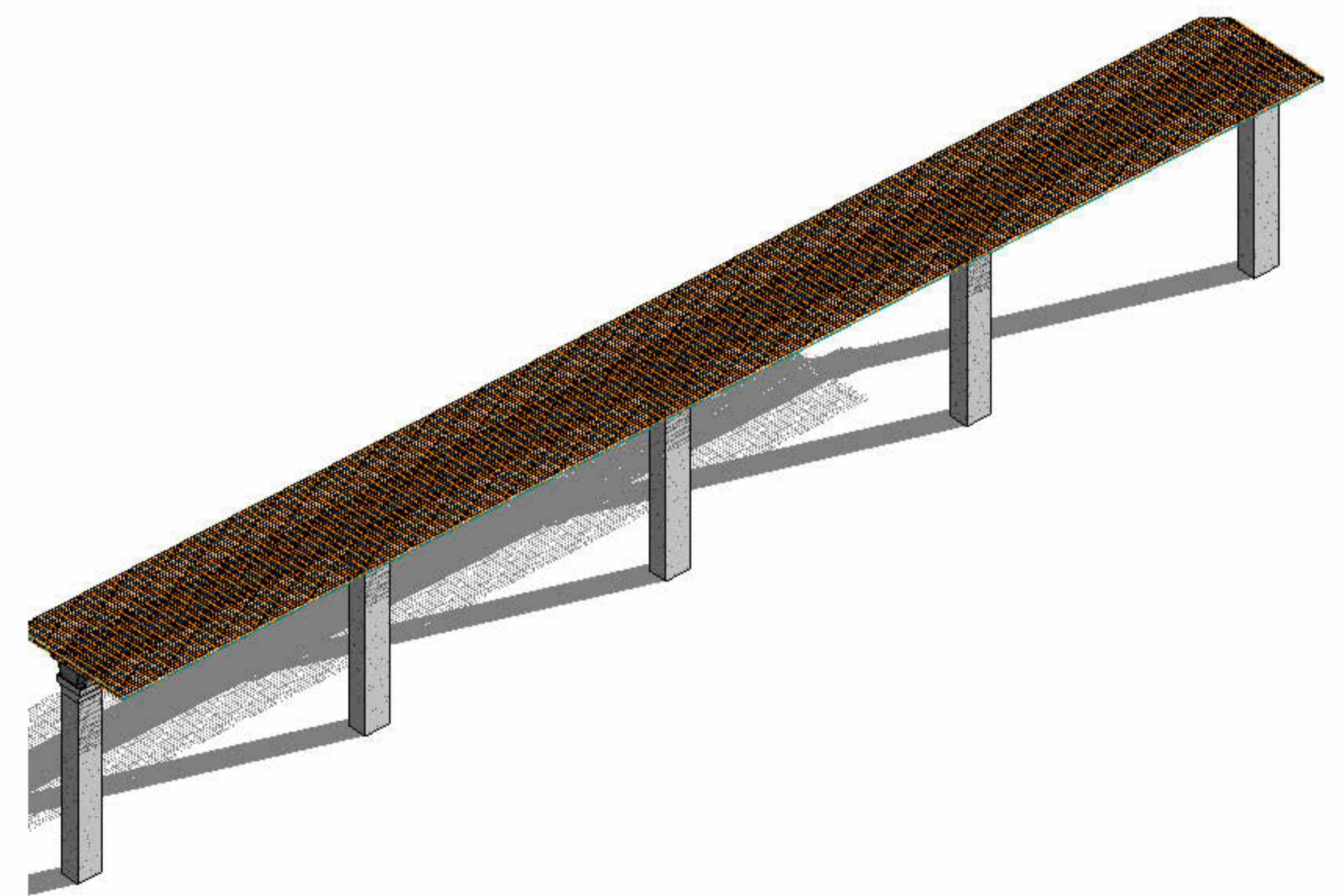
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frio para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N°16 (Longitud 40 metros, ancho 4.00 metros)		
CONTIENE: Vista lateral izquierda y derecha		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 78



1 Armado superior de la losa
1 : 50



2 Armado inferior de la losa
1 : 50



3 Armado de losa del puente

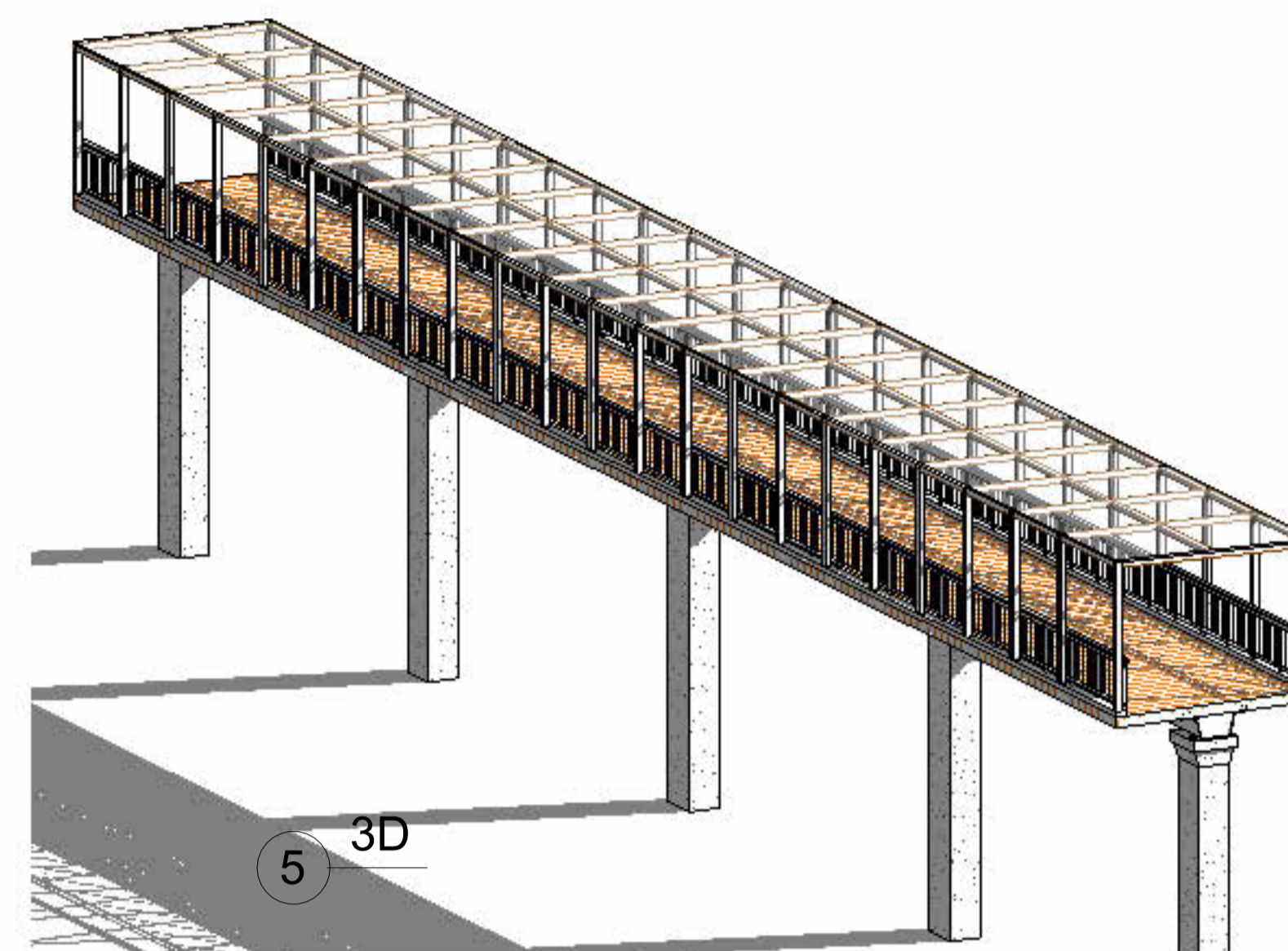
ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES		
PROYECTO: Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador		
PUENTE: Puente N° 16 (Longitud 40 metros, ancho 4.00 metros)		
CONTIENE: Armado del acero en el tablero		
ELABORADO POR: Ing. Heidy Coello A.	REVISADO POR: Ph.D. Stefan Leiva M.	
FECHA: 10-12-2025	ESCALA: INDICADAS	PLANO N°: 79



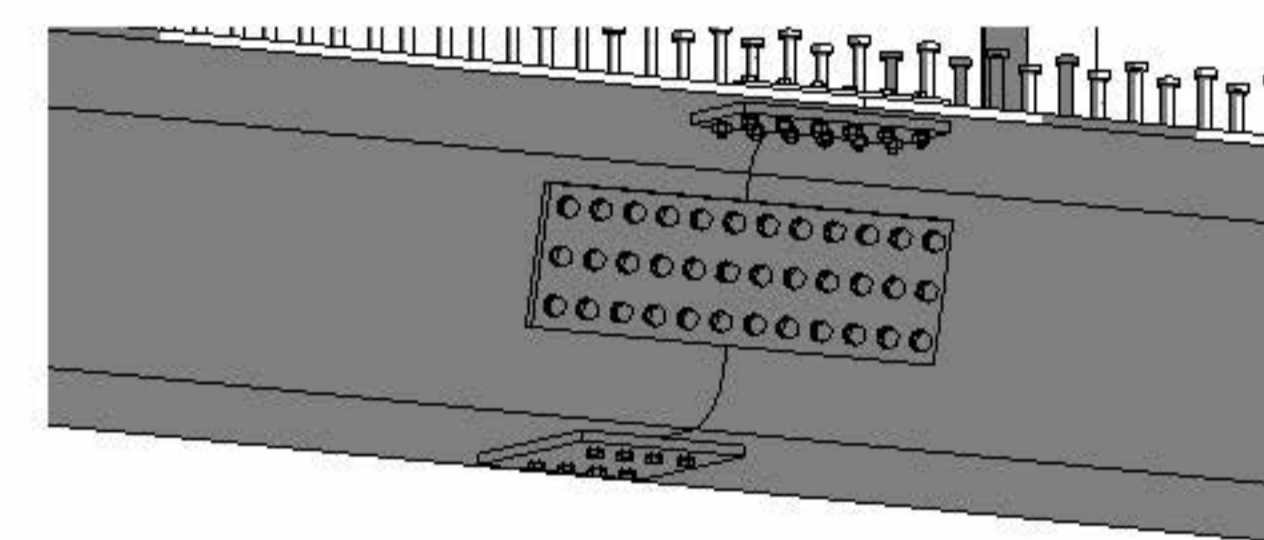
1 Frontal



2 Arriostramiento



3 Empalmes de viga



4 Conectores

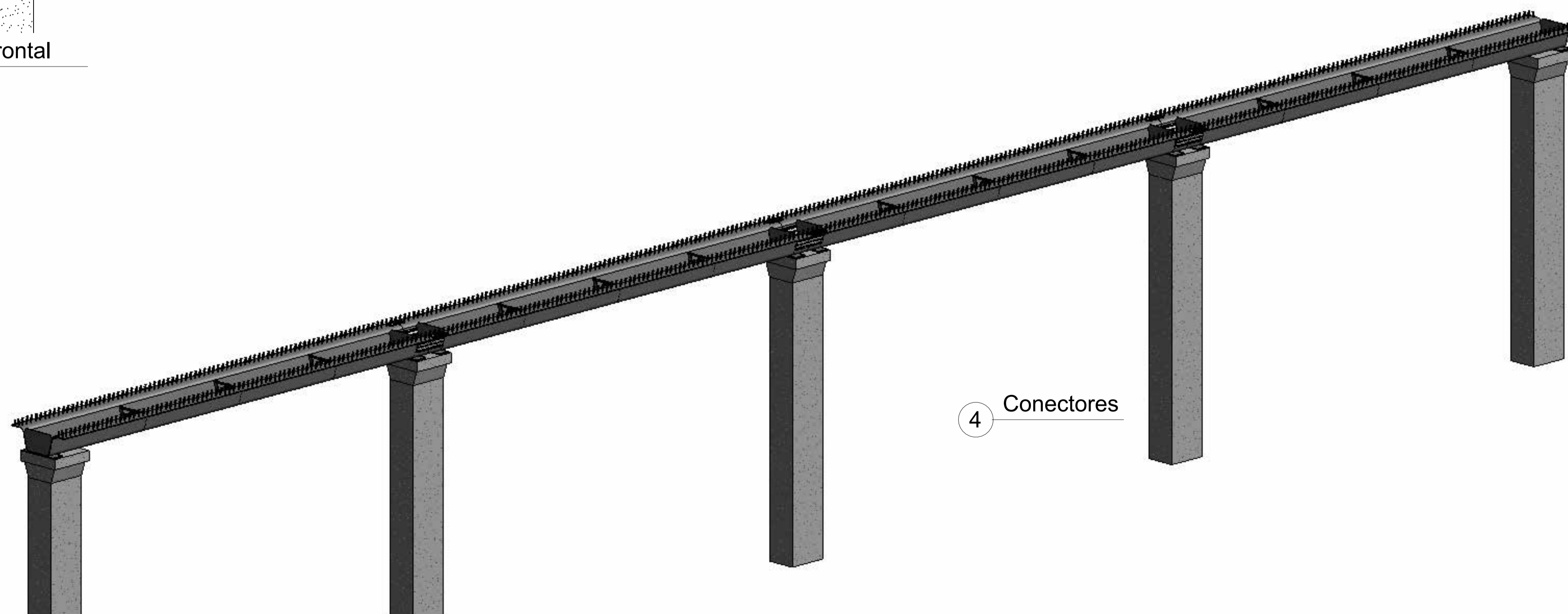


Tabla de planificación de armaduras				
Tipo	Número de armadura	Longitud de barra	Volumen de refuerzo	Peso del acero
18 mm	3	40150 mm	418894.15 cm ³	3275.75 kg
12 mm	1	40180 mm	86340.77 cm ³	675.18 kg
10 mm	2	4190 mm	55285.75 cm ³	432.33 kg
10 mm	2	4190 mm	55285.75 cm ³	432.33 kg

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL
MAESTRÍA EN ESTRUCTURAS CIVILES SISMORRESISTENTES

PROYECTO:
 Diseño estructural de puentes peatonales conformados por vigas modulares de sección trapezoidal en acero plegado en frío para su aplicación en el Ecuador

PUENTE: Puente N°16 (Longitud 40 metros, ancho 4.00 metros)

CONTIENE: Vistas tridimensionales

ELABORADO POR:

Ing. Heidy Coello A.

REVISADO POR:

Ph.D. Stefan Leiva M.

FECHA: 10-12-2025

ESCALA: INDICADAS

PLANO N°: 80