



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE GUAYAQUIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y
RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA
DE UN PUENTE VIGA-LOSA, DE LA UPS – SEDE GUAYAQUIL**

Trabajo de titulación previo a la obtención del

Título de Ingeniero Civil

AUTOR: BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

TUTOR: ING. LEONARDO ECHEVERRIA FABRE, DBA.

GUAYAQUIL-ECUADOR

2025-2026

**CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN**

Yo, Brian Alfredo Castillo Bustos con documento de identificación N°0926592304;
manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro
la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera
total o parcial el presente trabajo de titulación.

Guayaquil, 15 de enero del 2026

Atentamente,



Brian Alfredo Castillo Bustos

0926592304

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO
DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Brian Alfredo Castillo Bustos con documento de identificación N°0926592304; expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto de titulación: “EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA-LOSA, DE LA UPS – SEDE GUAYAQUIL”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 15 de enero del 2026

Atentamente,



Brian Alfredo Castillo Bustos

0926592304

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Ing. Leonardo Javier Echeverria Fabre, DBA. con documento de identificación N.º0902190883, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: **EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA-LOSA, DE LA UPS – SEDE GUAYAQUIL**, realizado por Brian Alfredo Castillo Bustos con documento de identificación N.º0926592304, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico de titulación que cumple todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Guayaquil, 15 de enero del año 2026

Atentamente,



Ing. Leonardo Javier Echeverria Fabre, DBA.
0902190883

AGRADECIMIENTOS

Doy gracias a Dios por darme la fuerza en cada paso y a mi hijo, mi mayor inspiración, quien con su sola presencia me motiva a seguir creciendo profesionalmente y a no rendirme ante mis metas.

Agradezco también a los profesionales que creyeron en mí. Al Ing. Leonardo Echeverría, DBA, mi tutor, por compartir su sabiduría y guiar este proyecto con tanta excelencia.

Agradezco gentilmente a mi director de carrera al Ing. Fausto Cabrera, Msc. Por brindarme palabras alentadoras que dejaron una marca y me impulsaron a continuar, su motivación fue el impulso definitivo para culminar con éxito esta etapa académica.

RESUMEN

La presente investigación se centra en la evaluación técnica y validación estructural de un puente tipo viga-losa de sección compuesta con una luz de 19.2 metros, ubicado en el campus María Auxiliadora de la Universidad Politécnica Salesiana, Guayaquil. La problemática del estudio aborda la necesidad de determinar la capacidad real de estas estructuras ante el incremento del volumen y peso del tráfico moderno, factores que comprometen la integridad de la acción compuesta y la resistencia a la fatiga en un horizonte de diseño a largo plazo.

A diferencia de los métodos de cálculo simplificados, la metodología empleada en este trabajo utiliza el modelado numérico avanzado mediante Elementos Finitos (FEM) a través del software Autodesk Robot Structural Analysis. Esta herramienta permite simular con precisión las etapas constructivas y la interacción mecánica entre las vigas de acero y la losa de hormigón armado, garantizando la obtención de memorias de cálculo dinámicas y visualizaciones 3D que eliminan las incertidumbres propias de los cálculos manuales.

El análisis estructural se rige bajo los lineamientos contemporáneos de la normativa AASHTO LRFD, aplicando las cargas móviles de diseño y evaluando simultáneamente los estados límite de resistencia, servicio y fatiga. El objetivo fundamental de esta tesis es cuantificar el desempeño de la sección compuesta para dictaminar la viabilidad técnica de su rehabilitación. Los resultados obtenidos proporcionan datos concretos sobre la seguridad y eficiencia de la estructura, permitiendo proyectar su uso como una vía de ingreso segura y validando una metodología de diseño optimizada para la infraestructura vial del Ecuador.

ABSTRACT

The present research focuses on the technical evaluation and structural validation of a 19-meter span composite girder-slab bridge located at the María Auxiliadora campus of the Universidad Politécnica Salesiana in Guayaquil. The study addresses the necessity of determining the actual capacity of these structures given the increase in modern traffic volume and weight, factors that compromise the integrity of the composite action and fatigue resistance over a long-term design horizon.

Unlike simplified calculation methods, the methodology employed in this work utilizes advanced numerical modeling through Finite Element Method (FEM) using Autodesk Robot Structural Analysis software. This tool allows for the precise simulation of construction stages and the mechanical interaction between the steel girders and the reinforced concrete slab, ensuring the generation of dynamic calculation reports and 3D visualizations that eliminate uncertainties inherent in manual calculations.

The structural analysis is governed by the contemporary guidelines of the AASHTO LRFD specifications, applying live loads and simultaneously evaluating Strength, Service, and Fatigue Limit States. The fundamental objective of this thesis is to quantify the performance of the composite section to determine the technical feasibility of its rehabilitation. The results provide concrete data on the safety and efficiency of the structure, allowing for the projection of its use as a safe access route and validating an optimized design methodology for road infrastructure in Ecuador.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I.....	24
1.1 PROBLEMA DE ESTUDIO.....	24
1.2 JUSTIFICACIÓN.....	25
1.3 UBICACIÓN GEOGRÁFICA.....	25
1.4 OBJETIVOS.....	27
OBJETIVO GENERAL.....	27
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	27
1.5 HIPÓTESIS.....	27
CAPITULO II.....	28
2.1 MARCO TEORICO.....	28
2.1.1 EL PARADIGMA DEL DISEÑO AASHTO LRFD Y SU ALCANCE EN LA SUPERESTRUCTURA.....	28
2.1.2 LA ACCIÓN COMPUESTA VIGA-LOSA: COMPORTAMIENTO Y DEBILIDADES A LARGO PLAZO.....	29
2.1.3 CONECTORES DE CORTE Y LA FATIGA CÍCLICA.....	30
2.1.4 ANÁLISIS EN LA ETAPA CONSTRUCTIVA.....	30
2.1.5 EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (FEM) PARA LA EVALUACIÓN DE ALTA FIDELIDAD.....	31
2.1.6 MODELADO Y DISCRETIZACIÓN DE LA INTERFAZ	

COMPUESTA	32
2.1.7 MODELOS CONSTITUTIVOS Y VERIFICACIÓN NO LINEAL	32
2.1.8 CONTRASTE DE RESULTADOS Y CUANTIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD	33
2.1.9 ASPECTOS AVANZADOS EN LA MODELACIÓN Y EVALUACIÓN DE LA DURABILIDAD.....	34
2.1.10 MODELADO CONSTITUTIVO NO LINEAL Y ANÁLISIS DE RESISTENCIA ÚLTIMA	35
2.1.11 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS, ANCHO EFECTIVO Y EVALUACIÓN DE CAPACIDAD.....	35
2.1.12 FUNDAMENTOS DE LA INGENIERÍA DE PUENTES TIPO VIGA-LOSA.....	36
2.1.13 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL COMPUESTO.....	37
2.1.14 COMPONENTES DE LA SUPERESTRUCTURA Y SU FUNCIÓN RESISTENTE	38
2.1.15 ANÁLISIS DE CARGAS DE SERVICIO Y SOLICITACIONES DE TRÁFICO	38
2.1.16 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RIGIDEZ FLEXURAL.....	39
2.1.17 DINÁMICA ESTRUCTURAL Y EFECTOS DE IMPACTO.....	39
2.1.18 PROPIEDADES MECÁNICAS Y REOLOGÍA DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.....	40
2.1.19 COMPORTAMIENTO CONSTITUTIVO DEL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA	40
2.1.20 FENÓMENOS DE FLUENCIA LENTA (CREEP) Y CONTRACCIÓN POR SECADO.....	41

2.1.21 ACERO DE REFUERZO Y FATIGA EN CONDICIONES DE CARGA CÍCLICA	41
2.1.22 TEORÍA AVANZADA DE LA INTERACCIÓN VIGA-LOSA...	42
2.1.23 ANÁLISIS DEL ANCHO EFECTIVO EN SECCIONES DE VIGA T Y VIGA I.....	43
2.1.24 MECANISMOS DE TRANSFERENCIA DE CORTE HORIZONTAL EN LA INTERFAZ.....	44
2.1.25 INFLUENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTANTE EN EL COMPORTAMIENTO COMPUESTO	44
2.1.26 DISTRIBUCIÓN TRANSVERSAL DE CARGAS Y RIGIDEZ TORSIONAL DE LA SUPERESTRUCTURA	45
2.1.27 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO Y CRITERIOS DE FUNCIONABILIDAD	45
2.1.28 CONTROL DE DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS Y DIFERIDAS EN EL TIEMPO	46
2.1.29 TEORÍA DE LA FISURACIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO PARA CONTROL DE GRIETAS	46
2.1.30 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS ADMISIBLES BAJO COMBINACIONES DE SERVICIO	47
2.1.31 ANÁLISIS ESTRUCTURAL NUMÉRICO Y MODELADO COMPUTACIONAL.....	47
2.1.32 TEORÍA DEL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS (MEF) APLICADO A PUENTES.....	48
2.1.33 DISCRETIZACIÓN DE ELEMENTOS TIPO FRAME, SHELL Y SOLID.....	48
2.1.34 MODELADO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS Y CONDICIONES DE BORDE	49
2.1.35 SIMULACIÓN DE CARGAS MÓVILES Y LÍNEAS DE	

INFLUENCIA COMPUTACIONALES	50
2.1.36 PATOLOGÍA ESTRUCTURAL Y DEGRADACIÓN BAJO CARGAS DE SERVICIO	50
2.1.37 MECANISMOS DE CORROSIÓN EN EL ACERO DE REFUERZO.....	51
2.1.38 CARBONATACIÓN Y ATAQUE POR SULFATOS EN LA INFRAESTRUCTURA	51
2.1.39 IMPACTO DE LA SOBRECARGA VEHICULAR EN LA VIDA REMANENTE.....	52
2.1.40 DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL Y PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS (PND).....	52
2.1.41 ENSAYOS DE ULTRASONIDO Y ESCLEROMETRÍA EN CONCRETO.....	53
2.1.42 LOCALIZACIÓN DE ARMADURAS MEDIANTE PACHOMETRÍA Y GEORRADAR.....	54
2.1.43 PRUEBAS DE CARGA ESTÁTICA Y DINÁMICA PARA VALIDACIÓN DE MODELOS.....	54
2.1.44 VEHÍCULOS DE DISEÑO ESTÁNDAR (AASHTO).....	55
2.1.45 SERIE H Y HS (AASHTO STANDARD).....	55
2.1.46 SISTEMA DE CARGA HL-93 (AASHTO LRFD)	56
2.1.47 VEHÍCULOS ESPECIALES Y DE FATIGA.....	56
CAPITULO III	58
3.1 MARCO METODOLÓGICO	58
3.1.2 TIPO DE ESTUDIO	58
3.1.3 MODALIDAD DE OBTENCIÓN DE DATOS	60
3.1.4 INSTRUMENTOS TOPOGRÁFICOS.....	61

3.1.5 HERRAMIENTAS DE DISEÑO.....	63
3.1.6 MODELO EN AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS (RSA).....	64
3.1.7 CRITERIOS DE DISEÑO	66
3.1.8 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS	69
CAPITULO IV	73
4.1 MARCO LEGAL	73
4.1.1 NORMATIVA ECUATORIANA PARA EL DISEÑO DE PUENTES (NEVI-12)	73
4.1.3 METODOLOGÍA DE CONTEO Y CLASIFICACIÓN VEHICULAR DEL MTOP	74
4.1.4 CONSIDERACIONES DE CARGA SÍSMICA SEGÚN LA NEC-15	74
CAPITULO V	75
5.1 ANALISIS DE PROYECTO.....	75
5.1.1 ESTUDIO DE INGENIERÍA DE TRÁFICO (DEMANDA)	75
5.1.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	78
CAPITULO VI	100
6.1 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	100
6.1.1 APLICACIÓN DE SOFTWARE ROBOT STRUCTURAL	100

CAPITULO VII.....	126
7.1 ANEXOS FOTOGRAFICOS DE VISITA TÉCNICA.....	126
7.1.1 PRIMERA VISITA – RECONOCIMIENTO DE AREA	126
7.1.2 SEGUNDA VISITA – ENSAYO DE ESCLEROMETRIA.....	142
7.1.3 TERCERA VISITA – ENSAYO DE PACHOMETRIA.....	154
155	
7.1.4 CUARTA VISITA – LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO.....	167
CAPITULO VIII	174
8.1 CONCLUSIONES.....	174
8.2 RECOMENDACIONES	175
CAPITULO IX.....	177
9.1 BIBLIOGRAFÍA	177
CAPITULO X	179
10.1 PLANOS Y MODELADO DE PUENTE DE ESTUDIO.....	179

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ubicación geográfica general de la Universidad	26
Figura 2: Ubicación específica del puente objeto de estudio (L=19.2 m).....	26
Figura 3: Simulación de implementación de método de elementos finitos	31
Figura 4: Tablero y estructura portante, puente Viga - losa.....	38
Figura 5: Interpretación de resultados de elementos frame y elementos shell, SAP 2000	49
Figura 6: Métodos de medición en ensayo con ultrasonido	53
Figura 7: Vehículo HS 20/44.....	57
Figura 8: Diseño de armado por contracción y temperatura.....	82
Figura 9: Área de estudio.....	126
Figura 10: Área de estudio.....	126
Figura 11: Revisión de área.....	127
Figura 12: Revisión de estructura de puente	127
Figura 13: Revisión de estructura de puente	128
Figura 14: Revisión visual de estructura del puente	128
Figura 15: Reconocimiento visual de cimentación.....	129
Figura 16: Revisión de estructura	129
Figura 17: Visualización de cimentación.....	130
Figura 18: Visualización de detalles en puente.....	130
Figura 19: Visualización de elementos de puente.....	131
Figura 20: Elementos de puente de estudio.....	131
Figura 21: Elementos de puente de estudio.....	132
Figura 22: Revisión de elemento.....	132
Figura 23: Relevamiento de elementos de puente	133
Figura 24: Toma de medidas	133
Figura 25: Revisión de área de estudio	134
Figura 26: Medición de elementos de puente.....	134

Figura 27: Toma de medidas	135
Figura 28: Revisión con tutor en sitio.....	135
Figura 29: Revisión de elementos estructurales	136
Figura 30: Revisión visual de viga	136
Figura 31: Revisión estructural de viga.....	137
Figura 32: Inspección visual de viga de puente.....	137
Figura 33: Inspección visual de viga de puente.....	138
Figura 34: Toma de evidencia.....	138
Figura 35: Medición de elementos.....	139
Figura 36: Medición de elementos estructurales.....	139
Figura 37: Toma de medidas de elementos.....	140
Figura 38: Inspección visual con tutor de tesis	140
Figura 39: Visita en sitio con tutor.....	141
Figura 40: Inspección visual de viga de puente.....	141
Figura 41: Ensayo de esclerometría.....	142
Figura 42: Recolección de datos	142
Figura 43: Recolección de datos en sitio.....	143
Figura 44: Toma de datos de ensayo de esclerometría	143
Figura 45: Medición en sitio para para ensayo.....	144
Figura 46: Toma de datos.....	144
Figura 47: Toma de datos.....	145
Figura 48: Recolección de datos en sitio.....	145
Figura 49: Toma de medidas para ensayo.....	146
Figura 50: Toma de ensayo.....	146
Figura 51: Toma de ensayo.....	147
Figura 52: Recolección de datos	147
Figura 53: Recopilación de datos en sitio	148

Figura 54: Revisión y toma de datos.....	148
Figura 55: Bosquejo para recolección de datos.....	149
Figura 56: Toma de puntos.....	149
Figura 57: Proceso de ensayo.....	150
Figura 58: Toma de datos por debajo de puente.....	150
Figura 59: Mediciones en sitio.....	151
Figura 60: Toma de medidas.....	151
Figura 61: Toma de datos por el tesista.....	152
Figura 62: Recolección de datos.....	152
Figura 63: Toma de datos de ensayo de pachometría.....	157
Figura 64: Toma de datos por el tesista.....	157
Figura 65: Toma de datos de pachometría.....	158
Figura 66: Toma de lectura de ensayo.....	158
Figura 67: Toma de lectura con equipo.....	159
Figura 68: Toma de lectura con equipo.....	159
Figura 69: Toma de datos en puente.....	160
Figura 70: Toma de datos por el tesista.....	160
Figura 71: Recolección y bosquejo de datos.....	161
Figura 72: Toma de lectura de ensayo.....	161
Figura 73: Toma de datos.....	162
Figura 74: Toma de datos.....	162
Figura 75: Toma de datos por el tesista.....	163
Figura 76: Toma de datos por el tesista.....	163
Figura 77: Toma de datos.....	164
Figura 78: Toma de datos.....	164
Figura 79: Revisión de área con el tutor de tesis.....	165
Figura 80: Levantamiento en tesis con tutor.....	165

Figura 81: Levantamiento en tesis con tutor	166
Figura 82: Revisión de datos en sitio	166
Figura 83: Levantamiento de curvas de nivel	167
Figura 84: Levantamiento topográfico	167
Figura 85: Graficado de datos	168
Figura 86: Toma de puntos para levantamiento	168
Figura 87: Toma de datos por el tesista.....	169
Figura 88: Toma de datos por el tesista.....	169
Figura 89: Levantamiento topográfico	170
Figura 90: Toma de puntos por el tesista	170
Figura 91: Toma de puntos por el tesista	171
Figura 92: Toma de puntos para curvas de nivel	171
Figura 93: Toma de puntos topográficos.....	172
Figura 94: Toma de puntos topográficos.....	172
Figura 95: Toma de puntos topográficos.....	173
Figura 96: Revisión del área.....	173

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

<i>Ilustración 1: Tendencia de capacidad</i>	90
<i>Ilustración 2: Seteo de unidades</i>	100
<i>Ilustración 3: Seteo de unidades</i>	100
<i>Ilustración 4: Seteo de unidades dentro de software</i>	101
<i>Ilustración 5: Definición de material acero a 36</i>	101
<i>Ilustración 6: Definición de sección de viga principal</i>	102
<i>Ilustración 7: Definición del concreto según estudios ND realizados en sitio</i>	102
<i>Ilustración 8: Ingreso de datos de plano X</i>	103
<i>Ilustración 9: Ingreso de datos de plano en Y</i>	103
<i>Ilustración 10: Ingreso de datos en plano en Z</i>	104
<i>Ilustración 11: Vigas en modelo</i>	104
<i>Ilustración 12: Selección de gráficas de vigas</i>	105
<i>Ilustración 13: Modelado de vigas</i>	105
<i>Ilustración 14: Ingreso de datos de tablero</i>	106
<i>Ilustración 15: Creación de tablero</i>	106
<i>Ilustración 16: Acabado final de modelado de tablero</i>	107
<i>Ilustración 17: Aplicación de apoyos fijos</i>	107
<i>Ilustración 18: Configuración de apoyo móvil o roller</i>	108
<i>Ilustración 19: Aplicación de apoyos móviles</i>	108
<i>Ilustración 20: Aplicación de carga muerta a la estructura</i>	109
<i>Ilustración 21: Verificación de aplicación de cargas</i>	109
<i>Ilustración 22: Aplicación de carga de asfalto</i>	110
<i>Ilustración 23: Distribución de cargas</i>	110
<i>Ilustración 24: Aplicación completa de carga</i>	111
<i>Ilustración 25: Resultado de primer análisis</i>	111
<i>Ilustración 26: Ingreso de datos de carga móvil según AASHTO</i>	112

Ilustración 27: Aplicación de carril de recorrido camión	112
Ilustración 28: Aplicación completa de carga.....	113
Ilustración 29: Se agrega vehículo para carga viva HS 20/ 44.....	113
Ilustración 30: Aplicación completa de carga aplicadas.....	114
Ilustración 31: Carga de carril cargado definido	114
Ilustración 32: Aplicación completa de carga aplicadas.....	115
Ilustración 33: Aplicación de cargas en estructura.....	115
Ilustración 34: Visualización de Momentos aplicados a la estructura.....	116
Ilustración 35: Visualización de estado de la estructura en primer carril.....	116
Ilustración 36: Visualización de estado de la estructura en segundo carril.....	117
Ilustración 37: Mapa de barras - Componentes de los esfuerzos M_y – Carril 2.....	117
Ilustración 38: Mapa de barras - Componentes de los esfuerzos F_z – Carril 2	118
Ilustración 39: Mapa de barras - Tensiones Max – Carril 2	118
Ilustración 40: Mapa de barras - Tensiones Min M_y – Carril 2.....	119
Ilustración 41: Mapa de barras - Tensiones cortantes T_z - Carril 2	119
Ilustración 42: Diagrama de barras - Esfuerzo en F_z – Carril 2.....	120
Ilustración 43: Diagrama de barras - Momentos M_y	120
Ilustración 44: Diagrama de barras - Reacciones en M_y	121
Ilustración 45: Diagrama de barras - Reacciones en F_z	121
Ilustración 46: Líneas de influencia carril 1 en F_x	122
Ilustración 47: Líneas de influencia carril 1 en F_z	122
Ilustración 48: Líneas de influencia - Desplazamientos en U_z	123
Ilustración 49: Combinación de carga, grafica de esfuerzo cortante	123
Ilustración 50: combinación de carga grafica de momento flector.....	124
Ilustración 51: diagrama de línea de influencia para carril 1 de vehículo de prueba hs20/44.....	124
Ilustración 52: Mapa de momentos en tablero	125

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Comparativa de modelo de camiones AASHTO.....</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 2: Análisis del tránsito promedio diario anual.....</i>	<i>75</i>
<i>Tabla 3: Cálculo de TA asignado</i>	<i>76</i>
<i>Tabla 4: Determinación de Factor Camión.....</i>	<i>76</i>
<i>Tabla 5: Proyección a 20 años.....</i>	<i>77</i>
<i>Tabla 6: Comparativa de Capacidad y Porcentaje de Satisfacción</i>	<i>89</i>
<i>Tabla 7: Tabla de capacidad Total Admisible.....</i>	<i>99</i>

ABREVIATURAS

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes).

ACI: American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto).

AISC: American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de Construcción en Acero).

ASTM: American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana para Pruebas y Materiales).

DLA: Dynamic Load Allowance (Incremento por Carga Dinámica / Factor de Impacto).

ELU: Estado Límite Último.

ELS: Estado Límite de Servicio.

LFR: Load Factor Rating (Calificación por Factores de Carga).

LRFD: Load and Resistance Factor Design (Diseño por Factores de Carga y Resistencia).

MEF: Método de los Elementos Finitos.

MOP: Ministerio de Obras Públicas.

OVM: Obra de Valor Mayor.

SR: Superficie de Rodadura.

NDE: Non-Destructive Evaluation (Evaluación No Destructiva).

PND: Pruebas No Destructivas.

SHM: Structural Health Monitoring (Monitoreo de Salud Estructural).

SIMBOLOGIA

As: Área del acero de refuerzo longitudinal en tensión.

Av: Área del refuerzo transversal o estribos para resistir cortante.

be: Ancho efectivo de la losa que colabora con la viga en la sección compuesta.

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero de refuerzo.

Ec: Módulo de elasticidad del concreto.

Es: Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

f'c: Resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días.

fy: Esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo.

Ie: Momento de inercia efectivo para el cálculo de deflexiones.

Ig: Momento de inercia bruto de la sección transversal de la viga.

L: Luz libre o longitud del tramo del puente entre apoyos.

Ma: Momento máximo actuante en la sección bajo cargas de servicio.

Mn: Momento nominal resistente de la sección transversal.

Mu: Momento mayorado o último de diseño.

S: Espaciamiento entre las vigas longitudinales del puente.

ts: Espesor o peralte de la losa de concreto.

Vn: Resistencia nominal al esfuerzo cortante.

wu: Carga última distribuida por unidad de longitud.

Δ : Deflexión máxima producida por las cargas vivas o muertas.

ρ : Cuantía de acero de refuerzo longitudinal.

As min: Área mínima de acero de refuerzo para control de temperatura y contracción.

b_{eff}: Ancho efectivo de la losa que colabora en la acción compuesta.

Φ: Factor de reducción de resistencia o factor de resistencia.

[K]: Matriz de rigidez global en el análisis por elementos finitos.

L/d: Relación luz-peralte para el control de deflexiones.

M_D: Momento por carga muerta (Dead Load).

CAPÍTULO I

1.1 PROBLEMA DE ESTUDIO

Los puentes de tramo corto (10–25 m) son elementos esenciales y altamente utilizados en la infraestructura vial moderna. La tipología viga-losa de sección compuesta (vigas de acero con losa de hormigón armado) es la solución estructural más económica y común para estas luces. Sin embargo, esta prevalencia y eficiencia se ven amenazadas por un problema crítico, siendo esta, la evaluación simplificada de su diseño que omite la complejidad del comportamiento a largo plazo.

La principal problemática radica en que la interacción de los materiales, vital para la capacidad del puente, depende crucialmente de los conectores de corte, cuya resistencia a la fatiga resulta seriamente comprometida por el aumento del volumen y peso del tráfico actual “paso camiones”. Esta insuficiencia de diseño pone en duda la capacidad real a largo plazo que corresponde a un período de 75-100 años.

El puente objeto de este estudio (19 m de luz, 4 vigas de acero de 1 m de peralte) representa un diseño estándar. Sin embargo, su evaluación detallada es importante debido a la actualización constante de las normativas de diseño (AASHTO LRFD), el incremento de las cargas de tráfico y la necesidad de validar diseños eficientes.

Este trabajo de tesis se enfoca en la evaluación integral de esta tipología de puente usando herramientas de elementos finitos (FEM) para determinar su capacidad real bajo las cargas de diseño contemporáneas.

1.2 JUSTIFICACIÓN

La Universidad Politécnica Salesiana (UPS), ubicada en el km 19.5 de vía a la Costa en Guayaquil, en la parte posterior se encuentra un puente con una luz de 19.2 metros, compuesto por cuatro vigas de acero de 1 metro de peralte, que actualmente no se encuentra habilitado, con este análisis y replanteo de información mediante un modelado numérico en Autodesk Robot Structural Analysis, se proporcionará datos concretos sobre la seguridad - eficiencia de la rehabilitación y uso del puente previamente mencionado como objeto de proyecto de titulación. Dado que, los resultados permitirán validar la metodología de diseño identificando puntos críticos.

El software Autodesk Robot Structural Analysis nos permitirá generar memorias de cálculo y análisis de carga automáticamente, la inserción del programa en este estudio son los cálculos de carga muertas, reacciones, soportes mayormente acertados sin datos erróneas causados por cálculos manuales y verificación visual de gráficos 3D.

Una vez analizado el diseño actual del puente, permitirá concluir si es factible rehabilitarlo en su estado actual o con intervenciones estructurales adicionales, siendo capaz de proyectar una ruta de ingreso paralela a la existente.

1.3 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

En la provincia del Guayas en el cantón Guayaquil, se encuentra el campus María Auxiliadora de la Universidad Politécnica Salesiana, situado en el sector de la Vía a la Costa km 19.5, en la parte exterior del terreno de la universidad se ubica el puente de este caso de estudio con las siguientes coordenadas: $2^{\circ}11'48.40''$ S; $80^{\circ}02'34.56''$ O como se aprecia en la Figura 2.

Figura 1: *Ubicación geográfica general de la Universidad*



Nota. Captura satelital que muestra la ubicación del campus universitario.

Fuente: Google Earth Pro (2025).

Figura 2: *Ubicación específica del puente objeto de estudio (L=19.2 m)*



Nota. Detalle de la zona de estudio, resaltando la estructura del puente.

Fuente: Google Earth Pro (2025).

1.4 OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Determinar la capacidad de resistencia última y el desempeño bajo servicio de la sección compuesta de un puente tipo viga-losa (19.2 metros de luz), cuantificando la diferencia entre los métodos de cálculo simplificados y los resultados obtenidos mediante modelado avanzado por Elementos Finitos (FEM), para fundamentar recomendaciones de diseño eficiente basadas en la normativa AASHTO LRFD.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Desarrollar un modelo de elementos finitos (FEM) tridimensional en Autodesk Robot, simulando adecuadamente la acción compuesta (mediante offsets) y las etapas constructivas.
- Determinar las solicitaciones máximas (momentos, cortantes) en las vigas compuestas aplicando las cargas móviles de diseño (HS 20/44) y las combinaciones de carga AASHTO LRFD.
- Verificar la suficiencia estructural de la sección armada existente mediante un análisis comparativo con perfiles normalizados de alta resistencia para determinar la reserva de capacidad.

1.5 HIPÓTESIS

¿La evaluación integral del puente viga-losa compuesto, mediante modelado no lineal por Elementos Finitos, demuestra que la capacidad estructural cumple simultáneamente con los requisitos del Estado Límite de Resistencia, de Servicio y de Fatiga, validando así la viabilidad técnica para su rehabilitación y uso seguro a largo

plazo bajo la normativa AASHTO LRFD?

CAPITULO II

2.1 MARCO TEORICO

El presente estudio se fundamenta en la necesidad de trascender los métodos de análisis simplificados en el diseño de puentes de corto tramo para abordar su capacidad real y durabilidad a largo plazo frente a las exigencias operacionales modernas.

Este marco teórico se establece sobre cuatro pilares conceptuales: la filosofía de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), la mecánica avanzada de la acción compuesta viga-losa, la simulación de estados límite mediante el Método de Elementos Finitos (FEM), y el fenómeno crítico de la fatiga en las estructuras de acero.

La integración de estos conceptos es esencial para justificar la metodología de la tesis y la validez de sus resultados en la práctica de la ingeniería estructural.

2.1.1 EL PARADIGMA DEL DISEÑO AASHTO LRFD Y SU ALCANCE EN LA SUPERESTRUCTURA

El diseño de puentes en la infraestructura contemporánea se rige por la especificación AASHTO LRFD (*Load and Resistance Factor Design*), adoptada por su enfoque probabilístico que garantiza un nivel de seguridad uniforme al tener en cuenta la variabilidad inherente tanto en las cargas como en las resistencias de los materiales.

Este enfoque se considera un cambio significativo respecto a métodos anteriores, pues introduce el concepto de factores de carga y resistencia nominal para garantizar la confiabilidad, además de establecer nuevas formas de combinar las cargas que influyen directamente en el margen de seguridad de la estructura (Delgado, Rodríguez, & Vera, 2018).

El cumplimiento de la normativa se verifica a través de diversos estados límite que deben ser satisfechos. Estos incluyen el Estado Límite de Resistencia, que asegura que la capacidad portante de la estructura no sea excedida, y el Estado Límite de Servicio, enfocado en el control de deflexiones y fisuración para garantizar la funcionalidad y el confort del usuario (Barker & Puckett, 2009)

Particularmente relevante para la durabilidad a largo plazo es el Estado Límite de Fatiga y Fractura, el cual atiende el daño acumulado por las cargas repetitivas a lo largo de la vida útil del puente.

La carga vehicular de diseño que rige el LRFD es el Tren de Carga HS 20/44, una combinación de un camión de diseño y una carga de carril. Este modelo se ideó para replicar los efectos de las cargas máximas y asegurar la adecuada capacidad de la superestructura frente al tráfico legal. No obstante, a pesar de la solidez del LRFD, la práctica de diseño rutinaria a menudo se apoya en métodos simplificados para la distribución de cargas transversales, los cuales pueden subestimar las demandas reales en los elementos locales, justificando el uso de modelos avanzados.

2.1.2 LA ACCIÓN COMPUESTA VIGA-LOSA: COMPORTAMIENTO Y DEBILIDADES A LARGO PLAZO

La tipología estructural de viga-losa de sección compuesta es la solución más empleada para puentes de tramo corto (10 m a 25 m), destacando por su eficiencia material y bajo costo constructivo. Este sistema se caracteriza por el trabajo sinérgico entre la losa de hormigón (resistente a la compresión) y la viga de acero (resistente a la tracción), mediado por los conectores de corte (Johnson, 2004).

2.1.3 CONECTORES DE CORTE Y LA FATIGA CÍCLICA

La integridad de la sección compuesta depende crucialmente de los conectores de corte, que son los responsables de transferir las fuerzas de cortante longitudinal en la interfaz acero-hormigón. Estudios pioneros establecieron la base para el diseño de la resistencia estática de estos elementos (Ollgaard & Slutter, 2001). Sin embargo, el fenómeno de la fatiga cíclica es el factor de diseño más restrictivo en puentes de alto tráfico.

La fatiga es el proceso de daño progresivo e irreversible que ocurre en los conectores debido a las fluctuaciones de esfuerzo producidas por el paso constante de vehículos. La normativa AASHTO LRFD exige una verificación detallada por fatiga, clasificando los detalles de los conectores en categorías que definen su vida útil esperada (M. & R.C., 2016). La demanda de conectores dictada por el estado límite de fatiga frecuentemente supera la demanda requerida por la resistencia última, generando una brecha en los diseños que no priorizan la durabilidad.

2.1.4 ANÁLISIS EN LA ETAPA CONSTRUCTIVA

Una consideración esencial para la seguridad de la estructura es su comportamiento en la etapa constructiva. Antes de que el hormigón adquiera su resistencia de diseño y se establezca la acción compuesta, la viga de acero debe soportar su peso propio, el peso de la losa húmeda y las cargas de construcción. Durante esta fase, la viga opera como una sección no arriostrada, siendo altamente susceptible al Pandeo Lateral-Torsional (PLT) (Galambos, 1998).

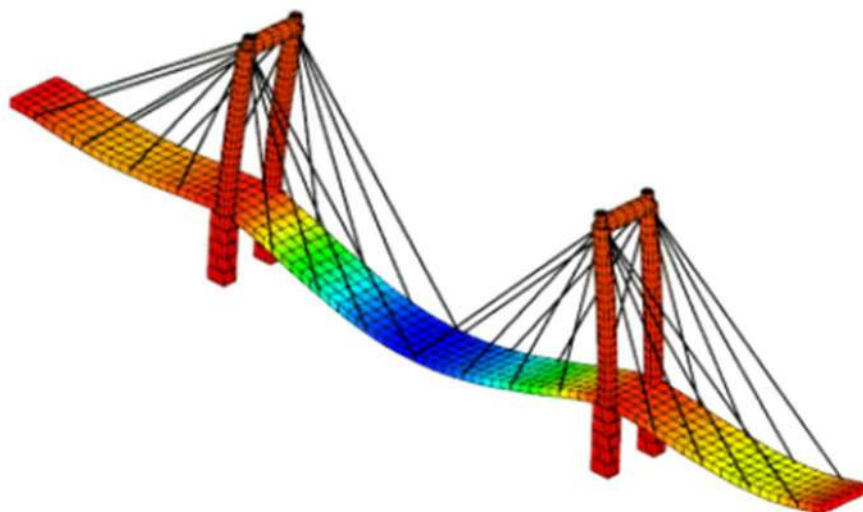
Este análisis de estabilidad debe garantizar que las provisiones de arriostramiento temporal sean suficientes, cumpliendo con la resistencia mínima incluso antes de que el

puente entre en servicio.

2.1.5 EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (FEM) PARA LA EVALUACIÓN DE ALTA FIDELIDAD

El Método de Elementos Finitos (MEF) representa la transición del análisis de sistemas de parámetros concentrados a sistemas de parámetros distribuidos. En la ingeniería de puentes, su aplicación permite superar las limitaciones de las soluciones de forma cerrada, permitiendo el estudio de la variabilidad local de esfuerzos en zonas críticas como los nudos de conexión viga-losa y las zonas de aplicación de cargas puntuales de los neumáticos. La eficacia de la simulación de alta fidelidad radica en su capacidad para modelar la rigidez torsional del tablero completo, capturando efectos de alabeo y distorsión que son determinantes en la distribución transversal de cargas. Este nivel de detalle es indispensable para validar la seguridad estructural frente a configuraciones de carga no convencionales o vehículos con sobrepeso. (Zienkiewicz & Taylor, 2000).

Figura 3: Simulación de implementación de método de elementos finitos



Nota. Ejemplo de método de los elementos finitos para estudio de fatiga.

Fuente: Infogram (2023).

2.1.6 MODELADO Y DISCRETIZACIÓN DE LA INTERFAZ COMPUESTA

La simulación de la interfaz compuesta es un punto de divergencia metodológica. Mientras que algunos modelos asumen una conexión rígida perfecta (acción compuesta total) para simplificar el análisis de resistencia, los modelos avanzados utilizan elementos de contacto o spring para simular la rigidez real de los conectores de corte, permitiendo la introducción del deslizamiento relativo y la no linealidad (Rainieri & Fabbrocino, 2007).

Esta aproximación es indispensable para verificar la capacidad del puente a fatiga y la distribución real de los esfuerzos cortantes.

2.1.7 MODELOS CONSTITUTIVOS Y VERIFICACIÓN NO LINEAL

La exactitud del análisis numérico está supeditada a la selección de leyes constitutivas que reflejen fielmente el comportamiento inelástico de los materiales. Para el concreto, se deben integrar modelos que consideren la asimetría entre la resistencia a tracción y compresión, incorporando criterios de plasticidad y daño para simular la degradación de la rigidez tras el agrietamiento. En el acero, se emplean modelos bilineales o multilineales que consideran el endurecimiento cinemático. La verificación no lineal permite identificar la formación de rótulas plásticas y el mecanismo de falla global de la superestructura, proporcionando un factor de seguridad real basado en la capacidad de deformación última y no solo en el límite elástico inicial. (Hillerborg, Modéer, & Petersson, 2003).

Por otro lado, el acero se modela con leyes elastoplásticas para capturar la fluencia y el endurecimiento posterior al límite elástico.

2.1.8 CONTRASTE DE RESULTADOS Y CUANTIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD

La divergencia entre los resultados obtenidos por los métodos simplificados de diseño y los arrojados por el MEF permite cuantificar el "margen de reserva" de la estructura. El análisis detallado frecuentemente revela que la distribución de momentos es más eficiente de lo que sugieren las tablas de factores de distribución de la norma. Finalmente, la verificación del Estado Límite de Servicio mediante FEM es crucial para determinar las deflexiones reales. El modelo 3D ofrece una herramienta de alta fidelidad para asegurar que los límites normativos de deflexión máxima ($L/800$) no se excedan, lo que es vital para el control de vibraciones, la comodidad del usuario y el correcto funcionamiento del puente a lo largo de su vida útil. (Jaeger & Baidar Bakht, 2009).

El aumento del peso y la frecuencia del tráfico pesado genera una necesidad constante de reevaluar y recalificar la capacidad estructural de los puentes, incluso aquellos diseñados bajo normas modernas.

La tesis busca llenar esta brecha de conocimiento al cuantificar de forma rigurosa la diferencia entre la capacidad teórica de diseño y la capacidad real obtenida por el modelo FEM, ofreciendo una validación técnica indispensable para la seguridad pública (Moses, 2009).

Finalmente, la verificación del Estado Límite de Servicio mediante FEM es crucial para determinar las deflexiones reales. El modelo 3D ofrece una herramienta de alta fidelidad para asegurar que los límites normativos de Δ_{max} no se excedan, lo que es vital para el control de vibraciones y el correcto funcionamiento del puente a lo largo de su vida útil (Aashto, 2017).

2.1.9 ASPECTOS AVANZADOS EN LA MODELACIÓN Y EVALUACIÓN DE LA DURABILIDAD

La limitación de los métodos de diseño tradicionales se hace patente en la simulación de las condiciones críticas que definen la vida útil de la estructura, lo que obliga a profundizar en el modelado avanzado de cargas y la interacción de materiales. La verificación por fatiga es un ejemplo claro, pues esta no se evalúa con el camión de diseño HS 20/44, sino a través de un tren de carga específico (Camión de Fatiga) que se utiliza para determinar los ciclos de tensión dentro del modelo. El proceso requiere la aplicación de este camión de fatiga simplificado y la determinación del rango de esfuerzo, que es más crítico que el esfuerzo máximo absoluto para predecir la vida útil de un detalle (Ghasemi, Bakhshian, & Azimi, 2021). Este enfoque subraya que el análisis debe centrarse en la variación cíclica de la tensión en los puntos críticos, especialmente en la base de los conectores de corte, más que en la resistencia puntual.

Profundizando en el comportamiento de la sección compuesta, es esencial reconocer que la suposición de conexión compuesta perfecta rara vez se cumple en la realidad. La presencia de cierto deslizamiento parcial en la interfaz entre la viga de acero y la losa de hormigón reduce la rigidez efectiva del conjunto y altera significativamente la distribución de esfuerzos internos. El análisis de puentes compuestos con deslizamiento parcial revela una reducción significativa en la rigidez efectiva de la sección y un aumento en las tensiones locales en la base de los conectores de corte, lo cual debe ser considerado para una predicción precisa de la fatiga (Montoya, 2018). Para replicar esta condición en la simulación numérica, la introducción de elementos *spring* con rigidez definida en la interfaz viga-loza es el método más preciso en FEM para simular el deslizamiento parcial y su efecto en la distribución de esfuerzos internos (Li & Li, 2020).

2.1.10 MODELADO CONSTITUTIVO NO LINEAL Y ANÁLISIS DE RESISTENCIA ÚLTIMA

La capacidad estructural última del puente no puede determinarse con precisión mediante un modelo elástico lineal simple, dada la naturaleza no lineal de la falla de los materiales. Para la determinación rigurosa de la resistencia última de secciones compuestas, se requieren modelos constitutivos avanzados para el hormigón, como el *Concrete Damaged Plasticity (CDP)*, que capturan la degradación por daño y la no linealidad antes de la falla (Lubliner, Oller, & Onate, 1989). Estos modelos son fundamentales para simular el agrietamiento del hormigón bajo tracción y el comportamiento inelástico bajo compresión, permitiendo una predicción más cercana a la realidad. Paralelamente, el comportamiento del acero debe ser modelado mediante una curva de esfuerzo-deformación elastoplástica que incluya el endurecimiento por deformación, ya que este fenómeno incrementa la capacidad plástica real de la viga antes del colapso (Simulia, 2023). La integración de estas leyes constitutivas no lineales es lo que confiere al análisis FEM la capacidad de predecir el punto exacto de colapso y el modo de falla de la superestructura.

2.1.11 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS, ANCHO EFECTIVO Y EVALUACIÓN DE CAPACIDAD

El modelo FEM también juega un papel fundamental en la reevaluación de las suposiciones simplificadas relativas a la distribución de cargas transversales. Los análisis por elementos finitos han demostrado que el ancho efectivo de la losa de hormigón puede ser significativamente mayor o menor que el valor estipulado en las cláusulas simplificadas de la AASHTO LRFD, influyendo directamente en la rigidez de la sección

(Mabsout, Tarhini, & Frangopol, 1997). Esta capacidad del modelo de alta fidelidad para calcular la rigidez de manera más precisa también se extiende a la rigidez torsional del puente. La rigidez torsional, que afecta la distribución transversal de las cargas, se calcula con mayor exactitud mediante el modelo de elementos finitos, lo cual es vital para el diseño de diafragmas y arriostramientos (Dicleli & Ervin, 2002).

Finalmente, el análisis avanzado es indispensable para la evaluación de la capacidad de carga de puentes frente a cargas históricas y actuales. El crecimiento sostenido del tráfico pesado impone la necesidad de reevaluar la capacidad de puentes existentes, un proceso conocido como load rating. La evaluación de la capacidad de carga (load rating) de puentes de sección compuesta debe emplear métodos de análisis refinados, como el FEM, para determinar con precisión el factor de calificación (Rating Factor) frente a las cargas vehiculares de diseño y sobrepeso (AASHTO, 2011). En este sentido, el software de análisis estructural debe ser capaz de modelar las condiciones de carga por fatiga y las excentricidades del tráfico para validar los resultados obtenidos por los métodos manuales, proporcionando un nivel de confianza superior en el desempeño de la estructura (Chandra & Roy, 2018). El presente estudio utiliza el poder predictivo del FEM para ofrecer esta validación robusta y determinar la capacidad real del puente.

2.1.12 FUNDAMENTOS DE LA INGENIERÍA DE PUENTES TIPO VIGA- LOSA

El diseño de puentes ha evolucionado desde estructuras puramente empíricas hacia sistemas de alta complejidad analítica donde la optimización de materiales es prioritaria. En la tipología de viga-losa, la eficiencia radica en la especialización de funciones: la losa actúa predominantemente en flexión local y transferencia de carga

superficial, mientras que las vigas absorben la flexión global y el cortante. Esta configuración permite cubrir luces que resultan antieconómicas para losas macizas, reduciendo el peso propio de la superestructura y optimizando el uso del concreto y el acero. La integración de estos elementos no es meramente geométrica, sino funcional, ya que la interacción entre la rigidez de la losa y la inercia de las vigas define la distribución transversal de las cargas, un fenómeno que requiere un análisis detallado de la rigidez torsional y flexional del conjunto.

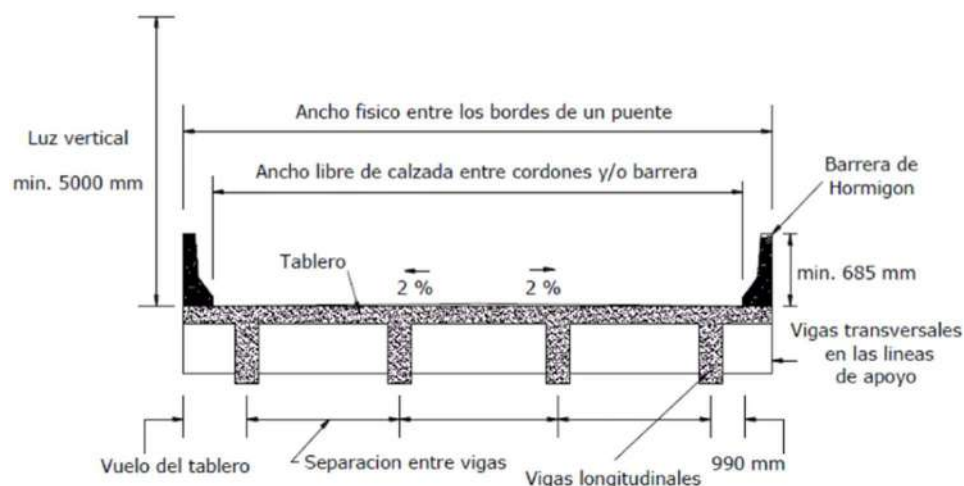
2.1.13 COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL COMPUESTO

La base del análisis estructural de un puente viga-losa moderno es el concepto de sección compuesta, donde se asume que existe una unión monolítica o mecánica que impide el deslizamiento relativo en la interfaz. Bajo cargas de servicio, esta interacción permite que una porción de la losa actúe como el ala superior de la viga, incrementando significativamente el momento de inercia efectivo del sistema. Este comportamiento se analiza mediante el concepto de ancho efectivo, el cual reconoce que la distribución de esfuerzos normales en la losa no es uniforme debido al fenómeno de retraso de cortante o *shear lag*. La determinación precisa de este ancho es crítica para el cálculo de la fibra neutra y, por ende, para la predicción de deflexiones y el control de la fisuración bajo condiciones de operación normal.

2.1.14 COMPONENTES DE LA SUPERESTRUCTURA Y SU FUNCIÓN RESISTENTE

La superestructura representa la parte del puente que recibe directamente las cargas de tráfico. Dentro de este conjunto, la losa de calzada cumple la función de distribuir las presas puntuales de los neumáticos hacia las vigas longitudinales. Las vigas, que pueden ser de concreto presforzado o acero estructural, resisten los momentos flectores y esfuerzos cortantes globales. Adicionalmente, los diafragmas o vigas transversales juegan un papel crucial en la rigidez torsional del sistema y en la estabilidad lateral de las vigas principales ante cargas laterales o impactos.

Figura 4: Tablero y estructura portante, puente Viga - losa



Nota. Elementos de estructura de puente Viga - losa.

Fuente: Detalles constructivos, CYPE (2020).

2.1.15 ANÁLISIS DE CARGAS DE SERVICIO Y SOLICITACIONES DE TRÁFICO

La respuesta de un puente bajo cargas de servicio está dominada por la variabilidad de la carga viva. El camión de diseño HS 20/44 representa una envolvente de

las solicitaciones más severas producidas por el tráfico pesado moderno. El estudio de la respuesta requiere el uso de líneas de influencia para identificar las posiciones críticas de los ejes, considerando tanto los efectos de carga puntual como de carga de carril distribuida. Además, el análisis debe contemplar la distribución lateral de las cargas, la cual depende de la rigidez relativa de los componentes. En la práctica de ingeniería avanzada, esto se traduce en el cálculo de factores de distribución de carga que simplifican el comportamiento tridimensional de la superestructura en modelos de vigas longitudinales aisladas, garantizando que el diseño capture la realidad física del reparto de esfuerzos.

2.1.16 EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RIGIDEZ FLEXURAL

La capacidad estructural no es un valor estático, sino que depende de las propiedades geométricas y mecánicas actualizadas de los materiales. La rigidez flexural, definida por el producto del módulo de elasticidad por el momento de inercia, determina la magnitud de las deflexiones. En puentes de concreto, es imperativo considerar la inercia agrietada y los efectos del flujo plástico (creep) y la contracción por secado, los cuales pueden incrementar las deflexiones a largo plazo y alterar la distribución de esfuerzos internos.

2.1.17 DINÁMICA ESTRUCTURAL Y EFECTOS DE IMPACTO

La interacción entre los vehículos en movimiento y la estructura del puente genera una respuesta vibratoria que supera los efectos de una carga estática equivalente. Este fenómeno, conocido como respuesta dinámica, está influenciado por la velocidad del

vehículo, la masa de la estructura y la rugosidad de la superficie de rodadura. El factor de impacto o incremento por carga dinámico (IM) se utiliza para escalar las solicitaciones estáticas y cubrir estas oscilaciones. Sin embargo, para un diagnóstico profundo de la capacidad estructural, es necesario determinar las frecuencias naturales de la estructura. Si las frecuencias de excitación del tráfico coinciden con las frecuencias fundamentales del puente, puede ocurrir resonancia, lo que elevaría los esfuerzos de fatiga y reduciría la durabilidad de los materiales, especialmente en las conexiones y en las zonas de mayor momento flector.

2.1.18 PROPIEDADES MECÁNICAS Y REOLOGÍA DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

La respuesta estructural de un puente viga-losa está intrínsecamente ligada a las leyes constitutivas de los materiales que lo conforman. En la ingeniería de puentes contemporánea, el concreto no se considera un material estático, sino un sistema evolucionario cuyas propiedades de rigidez y resistencia varían en función del tiempo y las condiciones ambientales. La interacción entre el concreto de la losa, generalmente vaciado en sitio, y las vigas, que pueden ser prefabricadas, genera un complejo estado de esfuerzos internos que deben ser modelados considerando la viscoelasticidad del material.

2.1.19 COMPORTAMIENTO CONSTITUTIVO DEL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA

El concreto utilizado en la superestructura de puentes debe cumplir con exigencias de desempeño que superan la simple resistencia a la compresión simple. Bajo cargas de servicio, el comportamiento del concreto se analiza dentro del rango elástico lineal; sin

embargo, para evaluaciones de capacidad última, es imperativo comprender la rama descendente de la curva esfuerzo-deformación. El módulo de elasticidad, definido por la normativa como una función de la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión y la densidad del material, es el parámetro que gobierna la rigidez del sistema. En elementos de grandes luces, se prefiere el uso de concretos de alta resistencia para reducir las secciones transversales, lo que a su vez exige un control estricto sobre la ductilidad y la fragilidad potencial del material bajo solicitaciones extremas.

2.1.20 FENÓMENOS DE FLUENCIA LENTA (CREEP) Y CONTRACCIÓN POR SECADO

Uno de los mayores desafíos en el análisis de puentes es la predicción de las deformaciones a largo plazo. La fluencia lenta o creep representa el incremento de la deformación bajo una carga sostenida, como el peso propio de la estructura. Este fenómeno puede duplicar o triplicar las deflexiones iniciales elásticas, afectando la redistribución de momentos en sistemas continuos. Paralelamente, la contracción por secado, causada por la pérdida de agua en la red capilar del concreto, introduce deformaciones volumétricas que, al ser restringidas por los apoyos o el acero de refuerzo, generan esfuerzos de tensión internos que facilitan la aparición de micro fisuras. La correcta modelación de estos efectos es crucial para garantizar que el perfil de la calzada cumpla con las tolerancias de servicio durante toda su vida útil.

2.1.21 ACERO DE REFUERZO Y FATIGA EN CONDICIONES DE CARGA CÍCLICA

El acero de refuerzo proporciona la capacidad de tensión necesaria para equilibrar

el par interno de la sección viga-losa. En puentes, el acero no solo debe poseer un límite de fluencia definido, sino también una resistencia adecuada a la fatiga. Debido a que los puentes están sujetos a millones de ciclos de carga producidos por el paso vehicular, las barras de refuerzo pueden fallar por fatiga a niveles de esfuerzo significativamente menores a su límite elástico nominal. El análisis de la respuesta bajo cargas de servicio debe verificar que el rango de esfuerzos en el acero, particularmente en las zonas de momento positivo y en los conectores de cortante, se mantenga por debajo de los límites de fatiga establecidos por los códigos internacionales para evitar fallas frágiles inesperadas.

2.1.22 TEORÍA AVANZADA DE LA INTERACCIÓN VIGA-LOSA

La eficiencia de un puente viga-losa no reside únicamente en la resistencia individual de sus componentes, sino en su capacidad para actuar como una sección transversal monolítica bajo un régimen de deformación solidaria. Esta unidad estructural, denominada acción compuesta, se fundamenta en la supresión del deslizamiento relativo en la interfaz de contacto entre la losa de concreto y el borde superior de las vigas longitudinales. Cuando esta integración es efectiva, el sistema deja de comportarse como dos elementos independientes que flectan sobre sus propios ejes neutros y pasa a operar como una unidad integral donde la losa funciona como una brida o ala de compresión de gran peralte, desplazando la fibra neutra global hacia una posición superior. Este fenómeno optimiza el brazo mecánico del par interno de fuerzas, incrementando drásticamente el momento de inercia de la sección y, por ende, su rigidez flexural frente a las cargas de servicio.

La consecución de esta integración se logra a través de dos mecanismos principales que pueden actuar de forma complementaria. En primera instancia, la

integración química y microscópica se deriva de la adherencia natural entre el concreto fresco de la losa y la superficie del elemento prefabricado o la viga de acero. No obstante, debido a que los esfuerzos de cortante horizontal en la interfaz son máximos en las zonas de mayor fuerza cortante global (cercanas a los apoyos), la adherencia química suele ser insuficiente para garantizar la estabilidad del sistema ante cargas dinámicas o de tráfico pesado. Por ello, es imperativo recurrir a la integración mecánica mediante el uso de conectores de cortante o refuerzo transversal extendido (estribos).

“...Estos elementos mecánicos funcionan como "puentes" de transferencia que absorben el flujo de cortante horizontal ($v = VQ/I$), evitando que la losa y la viga se separen o se deslicen entre sí. Si la transferencia mecánica falla o es deficiente, la estructura sufre una degradación de su rigidez, lo que se traduce en un incremento de las deflexiones centrales, una redistribución anómala de los esfuerzos de tensión en el lecho inferior de las vigas y, potencialmente, la aparición de fisuras longitudinales en la interfaz. Por tanto, el análisis de la capacidad estructural de un puente existente debe iniciar con una evaluación rigurosa del estado de conservación de este vínculo, ya que de él depende la validez de los modelos matemáticos de diseño empleados para predecir la respuesta bajo cargas de servicio...” (Setra, 2010)

2.1.23 ANÁLISIS DEL ANCHO EFECTIVO EN SECCIONES DE VIGA T Y VIGA I

En la práctica de ingeniería, no toda la anchura de la losa colabora de manera uniforme en la resistencia a la flexión de una viga. El fenómeno de retraso de cortante (shear lag) provoca que los esfuerzos normales en la losa disminuyan a medida que aumenta la distancia desde el eje de la viga. Por lo tanto, el concepto de ancho efectivo es

una simplificación necesaria que define una porción de la losa donde se asume un esfuerzo uniforme que equivale a la distribución real de esfuerzos complejos. La determinación de este ancho está regulada por la relación entre la luz del puente, el espesor de la losa y la separación entre vigas, siendo un factor determinante en el cálculo del momento de inercia de la sección compuesta y, en consecuencia, en la estimación de la rigidez global de la estructura.

2.1.24 MECANISMOS DE TRANSFERENCIA DE CORTE HORIZONTAL EN LA INTERFAZ

Para que exista acción compuesta, es indispensable garantizar que no haya deslizamiento en el plano de contacto entre la viga y la losa. La transferencia de corte horizontal es el mecanismo que asegura esta compatibilidad cinemática. En vigas de concreto preesforzado, esta transferencia se logra mediante la rugosidad de la superficie superior de la viga y el refuerzo transversal que penetra en la losa (estribos). En vigas de acero, se utilizan pernos de cortantes soldados. Si la capacidad de transferencia de corte es excedida, la viga y la losa comenzarán a comportarse como elementos independientes, lo que resultaría en una reducción drástica de la capacidad de carga y un aumento inaceptable de las deflexiones bajo cargas de servicio.

2.1.25 INFLUENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTANTE EN EL COMPORTAMIENTO COMPUESTO

Los conectores de cortante son los elementos encargados de absorber los flujos de cortante en la interfaz de la sección compuesta. Su diseño no solo debe considerar la resistencia última para evitar el cizallamiento, sino también su rigidez elástica, la cual

influye en el grado de interacción del sistema. Una interacción parcial, donde existe un pequeño deslizamiento elástico, puede ser modelada en análisis avanzados para reflejar con mayor precisión la respuesta real del puente. Sin embargo, en la ingeniería de puentes convencional, se busca una interacción total para maximizar la rigidez flexural y minimizar las vibraciones inducidas por el tráfico.

2.1.26 DISTRIBUCIÓN TRANSVERSAL DE CARGAS Y RIGIDEZ TORSIONAL DE LA SUPERESTRUCTURA

Cuando un vehículo circula por un puente, su carga no es absorbida únicamente por la viga situada directamente bajo sus neumáticos. Gracias a la rigidez de la losa y de los diafragmas transversales, la carga se distribuye hacia las vigas adyacentes. Este fenómeno de reparto transversal es fundamental para la optimización del diseño. La rigidez torsional de las vigas individuales y la rigidez flexural transversal de la losa dictan la eficiencia de esta distribución. En puentes con gran esviaje (curvatura o ángulo de inclinación en apoyos), el análisis de la distribución de cargas se vuelve aún más complejo, requiriendo métodos de modelado tridimensional para capturar los efectos de torsión que podrían subestimarse en modelos simplificados de vigas aisladas.

2.1.27 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO Y CRITERIOS DE FUNCIONABILIDAD

En el diseño de puentes bajo la normativa AASHTO LRFD, los estados límite de servicio se configuran como restricciones destinadas a garantizar la durabilidad y la percepción de seguridad del usuario durante la vida útil de diseño, estimada generalmente en 75 años. A diferencia de los estados límite de resistencia, que se enfocan en la

prevención del colapso, los criterios de servicio gestionan el comportamiento elástico de la estructura. Este enfoque es crítico en puentes viga-losa, ya que las deformaciones excesivas o el agrietamiento prematuro pueden acelerar procesos de degradación química y electroquímica en el acero de refuerzo, reduciendo drásticamente la capacidad de carga mucho antes de lo previsto en los modelos teóricos iniciales.

2.1.28 CONTROL DE DEFLEXIONES INSTANTÁNEAS Y DIFERIDAS EN EL TIEMPO

El control de las deflexiones es un parámetro de diseño que limita la flexibilidad de la superestructura. Las deflexiones instantáneas son causadas por la aplicación inmediata de cargas vivas y se calculan considerando la inercia de la sección compuesta. Sin embargo, en puentes de concreto, la mayor preocupación técnica radica en las deflexiones diferidas. Estas se originan por el flujo plástico y la contracción, fenómenos que pueden incrementar la contraflecha inicial de las vigas o generar asentamientos en el centro del claro que afecten el drenaje y la estética. La normativa establece límites de deflexión (típicamente $L/800$ para carga viva) para evitar la resonancia y asegurar que las vibraciones no sean perceptibles por los peatones o conductores, manteniendo la integridad de las juntas de expansión y las capas de rodadura.

2.1.29 TEORÍA DE LA FISURACIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE REFUERZO PARA CONTROL DE GRIETAS

El concreto es inherentemente débil a la tensión, por lo que la aparición de grietas en las zonas de momento flector positivo y negativo es un fenómeno esperado. No obstante, el ancho de estas grietas debe ser estrictamente controlado para evitar la

exposición del acero a la humedad y agentes agresivos. La teoría moderna de la fisuración se aleja de las fórmulas empíricas antiguas para centrarse en la distribución del refuerzo. Al utilizar barras de menor diámetro con un espaciamiento reducido, se logra una distribución de grietas finas en lugar de pocas grietas anchas. El análisis bajo cargas de servicio verifica que los esfuerzos de tracción en el refuerzo no excedan los límites que inducirían anchos de fisura mayores a los 0.30 mm o 0.40 mm, dependiendo de la agresividad del entorno ambiental donde se ubique el puente.

2.1.30 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS ADMISIBLES BAJO COMBINACIONES DE SERVICIO

Aunque el método LRFD se basa en factores de carga, la verificación de esfuerzos bajo condiciones de servicio sigue un esquema de esfuerzos admisibles en el concreto y el acero. Para el concreto, se limita el esfuerzo de compresión para evitar el micro agrietamiento longitudinal y el flujo plástico excesivo. En el caso del acero de refuerzo, el control de esfuerzos busca mantener al material dentro de su rango elástico lineal, garantizando que, tras el paso de un vehículo pesado, la estructura recupere su geometría original sin deformaciones plásticas residuales. Estas verificaciones se realizan mediante combinaciones de carga específicas (Servicio I, II y III), cada una diseñada para evaluar un aspecto distinto: desde la deflexión hasta el control de la fatiga y el agrietamiento en elementos presforzados.

2.1.31 ANÁLISIS ESTRUCTURAL NUMÉRICO Y MODELADO COMPUTACIONAL

La complejidad de la geometría de los puentes modernos y la naturaleza móvil de

sus cargas hacen que el análisis manual sea insuficiente para obtener resultados precisos. El uso de herramientas computacionales basadas en el rigor matemático permite simular la respuesta del puente bajo condiciones reales de operación, integrando variables que antes eran simplificadas mediante coeficientes empíricos.

2.1.32 TEORÍA DEL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS (MEF) APLICADO A PUENTES

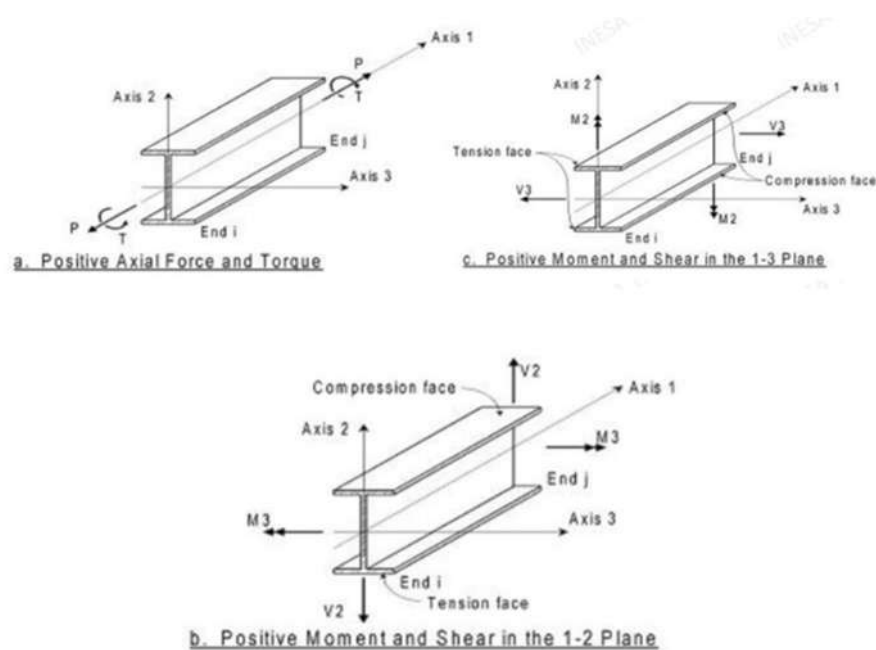
El rigor matemático del análisis por elementos finitos en puentes se basa en la construcción de la matriz de rigidez global $[K]$, la cual integra las rigideces individuales de cada elemento shell de la losa y frame de las vigas. Este proceso implica la transformación de coordenadas locales a globales y la imposición de condiciones de continuidad en los nodos compartidos. La resolución del sistema de ecuaciones resultante permite obtener el campo de desplazamientos $\{u\}$, a partir del cual se derivan las deformaciones y, posteriormente, los esfuerzos internos. Este enfoque permite evaluar la redundancia estructural del puente, identificando cómo la carga se redistribuye entre las vigas cuando una de ellas sufre un proceso de degradación o daño localizado.

2.1.33 DISCRETIZACIÓN DE ELEMENTOS TIPO FRAME, SHELL Y SOLID

En el modelado de puentes, la elección del tipo de elemento es vital para el éxito del análisis. Las vigas longitudinales suelen modelarse con elementos tipo *Frame* (barra), los cuales consideran seis grados de libertad por nodo (traslación y rotación). Por otro lado, la losa de calzada se representa mediante elementos tipo *Shell* (cascarón), que combinan la rigidez en su plano (comportamiento de membrana) con la rigidez fuera de

su plano (comportamiento de placa). En zonas de gran concentración de esfuerzos, como los bloques de anclaje o las zonas de apoyo sobre los estribos, se recurre a elementos tipo *Solid* (sólidos), que permiten un análisis tridimensional del estado de esfuerzos, esencial para diagnosticar posibles fallas por cortante o aplastamiento.

Figura 5: Interpretación de resultados de elementos frame y elementos shell, SAP 2000



Nota. Interpretación de resultados, imagen recopilada de Inesa civil engineering (2024).

2.1.34 MODELADO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS Y CONDICIONES DE BORDE

La respuesta de la superestructura está condicionada por cómo se conecta a la infraestructura (pilas y estribos). Los apoyos elastoméricos, comunes en puentes viga-losa, no son apoyos rígidos, sino elementos con una rigidez lateral y vertical específica que depende de las propiedades del neopreno y las láminas de acero internas. El

modelado correcto de estas condiciones de borde es fundamental, ya que influye directamente en los periodos naturales de vibración y en la magnitud de las fuerzas longitudinales transmitidas por el frenado de los vehículos o los cambios térmicos. Ignorar la flexibilidad de los apoyos puede llevar a una sobreestimación de los esfuerzos en las vigas y a un diseño inadecuado de los elementos de sujeción.

2.1.35 SIMULACIÓN DE CARGAS MÓVILES Y LÍNEAS DE INFLUENCIA COMPUTACIONALES

A diferencia de un edificio, donde las cargas vivas son estáticas y distribuidas, en un puente las cargas son puntuales y dinámicas. El software de ingeniería utiliza algoritmos de "superficies de influencia" para determinar el efecto de un tren de cargas en cualquier punto de la estructura. Este proceso implica mover virtualmente el vehículo de diseño a lo largo de los carriles y calcular la envolvente de momentos y cortantes. La capacidad de procesamiento actual permite considerar múltiples carriles cargados simultáneamente, aplicando factores de presencia múltiple para reflejar la probabilidad estadística de que varios camiones pesados coincidan en el puente en las posiciones más desfavorables.

2.1.36 PATOLOGÍA ESTRUCTURAL Y DEGRADACIÓN BAJO CARGAS DE SERVICIO

La patología estructural en puentes viga-losa debe entenderse como un proceso evolutivo condicionado por el ciclo de vida de la estructura. El deterioro sistémico comienza con micro fisuras de origen térmico o por retracción, que actúan como vías preferenciales para la entrada de agentes contaminantes. La gestión de la infraestructura

moderna utiliza modelos de predicción de vida útil que integran la tasa de penetración de cloruros y la velocidad de carbonatación. En esta sección se analiza cómo la sinergia entre las cargas mecánicas cíclicas y el ataque químico ambiental reduce la sección crítica de los elementos, obligando a una reevaluación constante de la capacidad portante para evitar fallas frágiles que comprometan la seguridad pública.

2.1.37 MECANISMOS DE CORROSIÓN EN EL ACERO DE REFUERZO

La corrosión es la principal causa de deterioro en puentes de concreto reforzado a nivel mundial. Este proceso electroquímico ocurre cuando la capa de pasivación del acero, proporcionada por la alta alcalinidad del concreto, se rompe. La presencia de cloruros provenientes de ambientes marinos o de sales descongelantes acelera la formación de celdas galvánicas. Al oxidarse, el acero expande su volumen hasta seis veces, generando presiones internas que derivan en el desprendimiento (spalling) del recubrimiento de concreto. Este fenómeno no solo reduce el área de acero (A_s), sino que también destruye la adherencia entre el concreto y el refuerzo, alterando fundamentalmente la capacidad de la sección compuesta para resistir los momentos flectores calculados en el diseño original.

2.1.38 CARBONATACIÓN Y ATAQUE POR SULFATOS EN LA INFRAESTRUCTURA

La carbonatación es un proceso químico donde el dióxido de carbono de la atmósfera penetra los poros del concreto y reacciona con el hidróxido de calcio, reduciendo el pH del material. Una vez que el frente de carbonatación alcanza la profundidad del refuerzo, el acero queda desprotegido. Por otro lado, el ataque por

sulfatos, común en suelos salinos o aguas contaminadas, provoca una reacción expansiva en la pasta de cemento (formación de etringita secundaria), lo que genera un agrietamiento generalizado que debilita la resistencia a la compresión y la rigidez de las pilas y estribos. Ambos fenómenos deben ser considerados en la evaluación de la capacidad estructural, ya que modifican las propiedades del material que se asumen constantes en los modelos de diseño.

2.1.39 IMPACTO DE LA SOBRECARGA VEHICULAR EN LA VIDA REMANENTE

El crecimiento del tráfico vehicular y el tránsito de unidades con sobrepeso representan una amenaza constante para la integridad de los puentes. La sobrecarga genera niveles de esfuerzo que pueden exceder el límite elástico del acero o el límite de fisuración del concreto bajo cargas de servicio. Cada evento de sobrecarga consume una fracción de la vida útil por fatiga de la estructura. En puentes viga-losa, esto es particularmente crítico en las conexiones y en los diafragmas transversales. El daño acumulado por fatiga no es visible a simple vista hasta que se manifiesta en grietas estructurales profundas, lo que obliga a realizar recálculos de la capacidad de carga residual (Load Rating) para determinar si la estructura requiere restricciones de peso o intervenciones de refuerzo.

2.1.40 DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL Y PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS (PND)

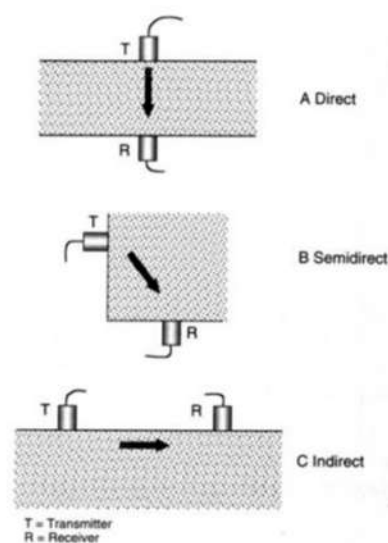
La evaluación de la capacidad estructural requiere de datos reales sobre el estado actual de la obra. Las Pruebas No Destructivas (PND) son herramientas de diagnóstico

que permiten obtener información sobre las propiedades internas de la estructura sin comprometer su funcionamiento ni su integridad física.

2.1.41 ENSAYOS DE ULTRASONIDO Y ESCLEROMETRÍA EN CONCRETO

La determinación de la resistencia a la compresión (f_c) "in situ" se realiza frecuentemente mediante el uso del esclerómetro o martillo de rebote, el cual mide la dureza superficial del concreto. Sin embargo, para obtener una visión más precisa de la homogeneidad y la presencia de vacíos internos, se utiliza el ensayo de velocidad de pulso ultrasónico. La velocidad con la que una onda sonora atraviesa el elemento estructural está directamente relacionada con la densidad y el módulo de elasticidad del material. Anomalías en la velocidad del pulso indican la presencia de fisuras internas o zonas de concreto pobre, lo cual es fundamental para ajustar los parámetros de rigidez en los modelos de elementos finitos utilizados en la tesis.

Figura 6: Métodos de medición en ensayo con ultrasonido



Nota. Ilustración de ensayos. Fuente: Aendur (2004).

2.1.42 LOCALIZACIÓN DE ARMADURAS MEDIANTE PACHOMETRÍA Y GEORRADAR

Para realizar una evaluación de carga confiable, es necesario conocer la cuantía de acero real (ρ) y el espesor del recubrimiento. La pachometría utiliza el principio de inducción magnética para detectar la ubicación y el diámetro de las barras de refuerzo. En casos donde la densidad de acero es muy alta o se requiere inspeccionar la losa a mayor profundidad, se emplea el Georradar (GPR). El GPR emite pulsos electromagnéticos que rebotan en las interfaces de diferentes materiales, permitiendo crear un mapa tridimensional del refuerzo interno y detectar zonas de humedad o delaminación que no son perceptibles mediante inspección visual.

2.1.43 PRUEBAS DE CARGA ESTÁTICA Y DINÁMICA PARA VALIDACIÓN DE MODELOS

El método definitivo para evaluar la respuesta bajo cargas de servicio es la ejecución de pruebas de carga controladas. En una prueba estática, se colocan vehículos de peso conocido en posiciones críticas y se miden las deflexiones mediante sensores de precisión (LVDTs o niveles láser). En las pruebas dinámicas, se analiza la respuesta de la estructura ante un vehículo en movimiento para extraer las frecuencias naturales y los modos de vibración. La comparación entre los resultados experimentales y los resultados del modelo computacional permite "calibrar" el modelo de la tesis, garantizando que las conclusiones sobre la capacidad estructural estén respaldadas por el comportamiento físico real del puente.

2.1.44 VEHÍCULOS DE DISEÑO ESTÁNDAR (AASHTO)

La normativa AASHTO ha desarrollado diversos modelos de carga que representan las configuraciones de vehículos comerciales más pesados permitidos para circular. Estos modelos se dividen principalmente en dos eras: la de los Esfuerzos Admisibles (ASD/LFD) con la serie M/MS y la era de la Resistencia (LRFD) con el modelo HL-93.

2.1.45 SERIE H Y HS (AASHTO STANDARD)

Antes de la implementación del método LRFD, los puentes se diseñaban bajo la normativa *Standard Specifications for Highway Bridges*. Los vehículos se clasificaban por su peso total en toneladas cortas (1 Ton = 2,000 lb):

- **Camión H (H 20-44):** Consiste en un vehículo de dos ejes. El número "20" indica que el peso total del camión es de 20 toneladas (40,000 lb). El eje delantero soporta el 20% del peso (8,000 lb) y el trasero el 80% (32,000 lb).
- **Camión HS (HS 20-44):** Es un camión tractor con semirremolque de tres ejes. La "S" indica que es un vehículo articulado. En el modelo HS 20, el primer eje pesa 8,000 lb, mientras que los dos ejes siguientes (eje motriz y eje del remolque) pesan 32,000 lb cada uno.
- **Variantes HS 15 y HS 25:** Son versiones a escala del HS 20. Por ejemplo, un HS 15 pesa el 75% de un HS 20, mientras que el HS 25 (usado en estados con tráfico muy pesado) representa un incremento del 25% sobre el modelo base.

2.1.46 SISTEMA DE CARGA HL-93 (AASHTO LRFD)

A partir de 1994, se introdujo el concepto de "Carga Viva de Diseño HL-93"

(*Highway Loading 1993*), que no es un camión único, sino una combinación de efectos:

- **Camión de Diseño:** Mantiene las magnitudes de carga del HS 20 (8-32-32 kip) pero con la particularidad de que la distancia entre los dos ejes traseros de 32 kip es variable entre 4.30 m y 9.00 m para generar el momento máximo.
- **Tándem de Diseño:** Consiste en dos ejes de 25,000 lb (11.3 toneladas aprox.) espaciados a 1.20 metros entre sí. Se utiliza principalmente en puentes de luces cortas donde dos ejes pesados muy juntos generan más esfuerzo que un camión largo.
- **Carga de Carril (Lane Load):** Una carga distribuida de 0.64 klf (9.35 kN/m) que representa una fila de vehículos. A diferencia de los modelos anteriores, en el HL-93 el camión (o tándem) se suma siempre a la carga de carril para obtener el efecto total.

2.1.47 VEHÍCULOS ESPECIALES Y DE FATIGA

Además de los camiones de resistencia, la AASHTO define otros vehículos para estados límite específicos:

- **Camión de Fatiga:** Es un camión HL-93 con una distancia fija de 9.00 metros entre los ejes de 32 kip. Se utiliza para verificar la durabilidad de elementos como los conectores de cortante y las soldaduras ante ciclos repetitivos de carga.
- **Vehículos de Permiso (P-Loads):** En ciertas jurisdicciones, se diseñan camiones específicos de hasta 11 ejes para representar transportes de maquinaria pesada o componentes industriales que exceden los límites legales ordinarios.

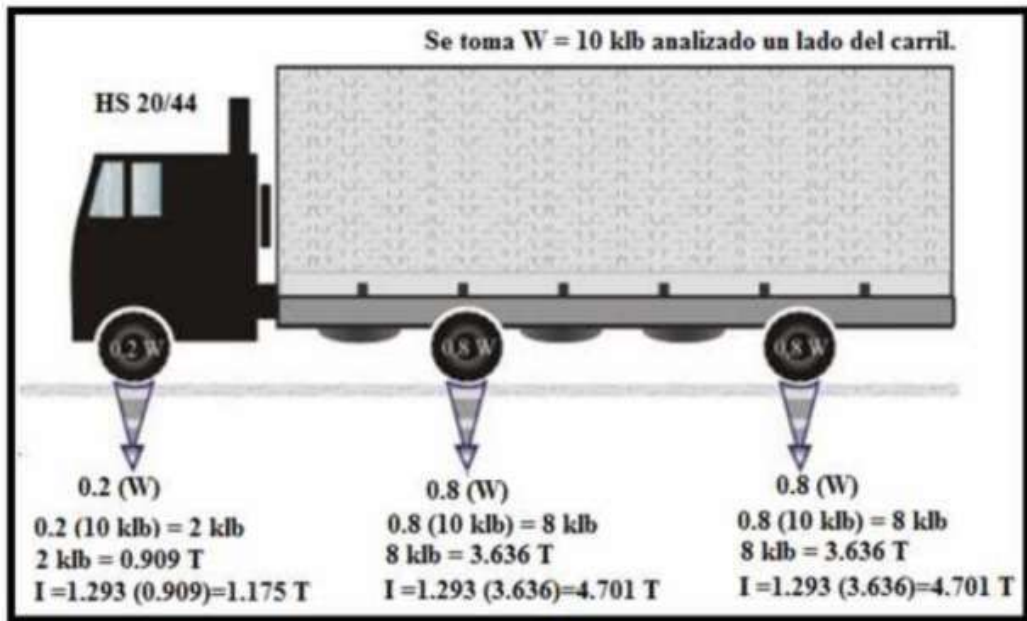
Tabla 1: Comparativa de modelo de camiones AASHTO

Fuente: Autor

<i>Modelo</i>	<i>Tipo</i>	<i>Peso Total</i>	<i>Uso Principal</i>
H 20	Camión Rígido	18.14 Toneladas	Puentes rurales / Luces muy cortas
HS 20-44	Articulado	32.65 Toneladas	Estándar histórico (Diseño ASD/LFD)
HL-93	Combinado	Variable	Estándar actual (Diseño LRFD)

Figura 7: Vehículo HS 20/44

Fuente: Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua (2015).



CAPITULO III

3.1 MARCO METODOLÓGICO

La validación estructural de un puente mixto que no ha experimentado historial de servicio requiere un enfoque metodológico integral que trascienda la inspección visual convencional. El presente marco metodológico se fundamenta en la convergencia de la captura de realidad digital y la simulación computacional avanzada.

El proceso se articula en una secuencia lógica que comienza con la digitalización geométrica y mecánica del activo físico, utilizando tecnologías de precisión como la fotogrametría aérea (ortofoto) y el posicionamiento RTK. Esta 'fidelidad de datos' es el insumo primordial para el desarrollo de un modelo matemático robusto en entornos de elementos finitos (RSA), donde la estructura es sometida a una evaluación de desempeño bajo los estándares de la normativa AASHTO LRFD.

El eje central de este proceso no solo busca cuantificar la capacidad portante estática, sino evaluar la integridad estructural y la susceptibilidad a la fatiga de los conectores de cortante. En última instancia, esta metodología se constituye como una herramienta de ingeniería de decisión, permitiendo discernir con rigor técnico si el diseño actual es una solución eficiente para ser replicada o si, por el contrario, las demandas del tráfico moderno exigen una evolución hacia un nuevo cálculo estructural.

3.1.2 TIPO DE ESTUDIO

Investigación Tecnológica y Aplicada

- Orientar el estudio hacia la resolución de un problema técnico de infraestructura civil específico: la validación estructural de un puente mixto sin historial de servicio.

- Aplicar rigurosamente normativas internacionales (AASHTO LRFD) para evaluar la capacidad portante y la seguridad estructural.
- Generar un dictamen de ingeniería fundamentado que sirva como herramienta técnica para la toma de decisiones institucionales sobre la puesta en marcha o el rediseño de la obra.

Estudio Descriptivo-Explicativo

- Detallar de forma exhaustiva el estado físico y mecánico actual de la estructura, incluyendo el levantamiento de patologías y la caracterización de los materiales existentes.
- Identificar la geometría real del puente mediante técnicas de precisión para contrastarla con el diseño original.
- Analizar y explicar las causas del comportamiento estructural y la respuesta bajo cargas móviles contemporáneas, enfocándose en la interacción de la sección mixta.

Investigación de Campo y Experimental (Simulación)

- Realizar la recolección de datos primarios *in situ* mediante el uso de tecnología de punta, como drones para fotogrametría, posicionamiento RTK y ensayos no destructivos (esclerometría y pachometría).
- Modelar el comportamiento estructural en un entorno digital avanzado utilizando el método de elementos finitos (FEM).
- Someter el modelo digital a escenarios de carga críticos y dinámicos para determinar con precisión el factor de seguridad y la vida útil remanente por fatiga de los componentes.

3.1.3 MODALIDAD DE OBTENCIÓN DE DATOS

Para garantizar la fiabilidad del modelo estructural y el posterior dictamen de replicabilidad, se establecen las siguientes acciones orientadas a la captura de datos reales:

Levantamiento Topográfico y Captura de Realidad

- Ejecutar un levantamiento topográfico integral mediante el uso de aerofotogrametría (ortofoto) para obtener una representación tridimensional de alta fidelidad de la superestructura y su entorno.
- Emplear tecnología RTK (Real-Time Kinematic) para proporcionar datos de navegación y posicionamiento de alta precisión, asegurando que el modelo digital tenga un margen de error milimétrico.
- Evidenciar mediante el levantamiento topográfico las problemáticas geométricas existentes, tales como asentamientos diferenciales en los estribos o irregularidades en la rasante del tablero que puedan afectar la respuesta bajo carga.
- Generar una nube de puntos densa que permita identificar deformaciones en las 4 vigas de acero.

Inspección Visual

- Registrar y clasificar las patologías encontradas, evaluando si el estado de conservación actual permite la rehabilitación o si el daño estructural es irreversible.
- Documentar el estado de los componentes críticos, con especial énfasis en la integridad de la interfaz donde se ubican los conectores de cortante.

Ejecución de Ensayos No Destructivos (END)

- Ejecutar ensayos de esclerometría siguiendo la normativa técnica para estimar la resistencia a la compresión (f_c) del hormigón endurecido en el tablero.
- Efectuar levantamientos de pachometría para localizar el acero de refuerzo y verificar que el recubrimiento cumpla con las normas de durabilidad vigentes.

Recopilación y Contrastación Documental

- Recopilar planos y memorias de cálculo para establecer si el diseño original cumple con los estándares contemporáneos de la normativa AASHTO LRFD.
- Contrastar los datos de precisión obtenidos vía RTK y Dron con la documentación histórica para identificar discrepancias constructivas que afecten la acción compuesta.

3.1.4 INSTRUMENTOS TOPOGRÁFICOS

En esta etapa de la investigación, se definen los recursos tecnológicos para la captura de datos geoespaciales y geométricos de precisión, orientados a los siguientes objetivos:

Sistema de Captura Aérea (Dron - Fotogrametría)

- Utilizar vehículos aéreos no tripulados (UAV) equipados con sensores ópticos de alta resolución para la ejecución de vuelos programados sobre la infraestructura.
- Capturar un set masivo de imágenes georreferenciadas mediante

fotogrametría para la posterior generación de una nube de puntos densa.

- Documentar de forma aérea zonas de difícil acceso, como la cara inferior de la losa y los apoyos sobre los estribos, para garantizar un levantamiento completo.

Posicionamiento Global de Alta Precisión (RTK)

- Implementar tecnología RTK (Real-Time Kinematic) para proporcionar datos de navegación y posicionamiento de alta precisión durante la captura de datos.
- Establecer puntos de control terrestre (GCP) georreferenciados con precisión milimétrica, asegurando que la reconstrucción digital del puente sea un reflejo exacto de la realidad física.
- Garantizar la fidelidad espacial del levantamiento para que las mediciones de luz libre (19.2 m) y peraltes (1 m) sean integradas correctamente en el modelo de análisis estructural.

Evidencia de Problemáticas Geométricas

- Evidenciar mediante el procesamiento topográfico cualquier asentamiento diferencial en los estribos o pilas que pueda estar induciendo esfuerzos secundarios no previstos en el diseño original.
- Detectar flechas o deflexiones residuales en las vigas metálicas causadas por el tiempo de abandono o la exposición a cargas ambientales sin mantenimiento.
- Validar la alineación y verticalidad de los elementos estructurales para determinar si la geometría actual es apta para soportar la actualización de cargas de tráfico contemporáneas o si requiere un rediseño total.

- Proveer la base geométrica necesaria para el posterior análisis de capacidad portante y la toma de decisiones sobre la replicabilidad del segundo puente.

3.1.5 HERRAMIENTAS DE DISEÑO

Establecer un flujo de trabajo basado en la precisión del cálculo estructural y la integridad de la documentación técnica, priorizando la validación normativa y el procesamiento de datos complejos para garantizar la fiabilidad del estudio.

Cálculo Estructural y Procesamiento de Datos

Constituir el núcleo del análisis técnico mediante el empleo de herramientas de simulación avanzada y la validación analítica de componentes críticos.

Autodesk Robot Structural Analysis (RSA):

- Modelar la geometría estructural en entornos tridimensionales para simular el comportamiento mecánico real de los elementos.
- Analizar cargas móviles y efectos dinámicos, orientados específicamente al estudio de infraestructuras y puentes.
- Ejecutar verificaciones de diseño bajo estados límite (ELU y ELS), asegurando el cumplimiento de los códigos y normativas vigentes.
- Simular estados tensionales y deformaciones para optimizar el dimensionamiento de secciones transversales.

Hojas de Cálculo (Sistemas de Validación Analítica):

- Realizar la verificación manual de secciones compuestas (acero-hormigón) para contrastar los resultados obtenidos mediante software global.
- Diseñar conectores de cortante y calcular la transferencia de esfuerzos en el

sistema de losa.

- Desarrollar algoritmos personalizados para el dimensionamiento de elementos específicos y la gestión de bases de datos técnicos.
- Sistematizar la memoria de cálculo mediante la organización lógica de los datos de entrada y los resultados del análisis.

Documentación, Delineación y Soporte Técnico

Traducir los resultados del análisis estructural en información técnica precisa, ejecutable y debidamente coordinada.

AutoCAD (Delineación Técnica y Detallado):

- Elaborar planimetría técnica de alta precisión, incluyendo plantas estructurales, cortes longitudinales y secciones transversales.
- Desarrollar detalles constructivos de garantizando la viabilidad técnica de la solución propuesta.
- Coordinar la información gráfica con los parámetros de cálculo para asegurar la coherencia entre el modelo analítico y la representación técnica.
- Estandarizar la documentación gráfica bajo criterios de dibujo técnico de ingeniería para su correcta interpretación y posible ejecución.

3.1.6 MODELO EN AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS (RSA)

Traducir la realidad física de la infraestructura a un entorno de simulación avanzado para representar con precisión el comportamiento estructural y garantizar la fiabilidad de los resultados obtenidos.

Caracterización de Elementos Estructurales

Definir la base física del modelo mediante la asignación de propiedades mecánicas y geométricas a los componentes del puente.

- Vigas: Modelar las vigas principales como cuatro elementos tipo barra (Beam), asignando las secciones de acero correspondientes (ej. W36, HEA 1000) de acuerdo con los planos de diseño.
- Losa: Modelar el tablero como un elemento tipo losa (Plate/Shell), especificando el espesor de la sección y las propiedades mecánicas del hormigón.
- Modelado No Prismático: Crear elementos tipo "Frame" para las vigas metálicas, definiendo secciones de inercia variable para representar fielmente el diseño de transición o "quebrado" de los patines.

Discretización y Modelado de Elementos Finitos (MEF)

Representar la continuidad de la estructura mediante técnicas de división computacional para el análisis de esfuerzos.

- Modelado de Elementos Finitos (MEF): Representar el tablero de hormigón mediante el uso de elementos tipo "Shell" (lámina) para capturar la distribución de esfuerzos bidireccionales y la interacción con las vigas.
- Generar el Mallado: Ejecutar una discretización adecuada de los paneles para asegurar la convergencia de los resultados y la correcta transferencia de cargas entre la losa y los elementos portantes.

Simulación de Apoyos y Vínculos

Establecer las condiciones de borde que rigen el comportamiento cinemático de la estructura.

- **Modelar Apoyos y Vínculos:** Definir las condiciones reales para evaluar la libertad de movimiento térmico y rotacional, simulando el comportamiento de los aparatos de apoyo existentes.
- **Configurar Enlaces Rígidos:** Establecer las conexiones entre los distintos niveles de la estructura para garantizar la compatibilidad de deformaciones en el modelo global.

Análisis Modal y Dinámico

Evaluar la respuesta de la estructura ante vibraciones y su impacto en la viabilidad del diseño.

- **Ejecutar Análisis Modal:** Determinar las frecuencias naturales y los modos de vibración del puente para comprender su respuesta dinámica ante excitaciones externas.
- **Evaluar la Replicabilidad:** Analizar si el diseño actual presenta vibraciones excesivas ante el paso de vehículos. Utilizar estos datos para decidir si el diseño debe ser replicado íntegramente o si requiere ser rigidizado en el nuevo cálculo para cumplir con los estándares de confort y seguridad.

3.1.7 CRITERIOS DE DISEÑO

Establecer los principios técnicos y normativos que rigen el comportamiento de la infraestructura, fundamentando la toma de decisiones en la teoría de la confiabilidad estructural y el cumplimiento de estándares internacionales de ingeniería de puentes.

Marco Normativo y Filosofía de Diseño

Fundamentar la seguridad de la estructura bajo criterios probabilísticos y normativos vigentes.

- Adoptar la normativa AASHTO LRFD Bridge Design Specifications como marco regulador para basar el diseño en la metodología de Factores de Carga y Resistencia (LRFD), garantizando un índice de confiabilidad uniforme en todos los componentes.
- Justificar el uso de normativas locales para complementar el análisis sismorresistente, asegurando la coherencia entre el diseño global y las condiciones geográficas específicas del sitio.
- Seleccionar los coeficientes de modificación de carga basándose en la importancia operativa del puente y la redundancia del sistema estructural propuesto.

Fundamentación de la Acción Compuesta

- Garantizar la integridad mecánica en la interfase acero-hormigón para maximizar la eficiencia de la sección transversal.
- Aplicar un desplazamiento vertical (*offset*) a la losa en el modelo matemático para alinearla físicamente sobre el eje de las vigas, permitiendo al software capturar el efecto del brazo de par interno y el incremento de rigidez por acción compuesta.
- Considerar el ancho efectivo de la losa de hormigón según las recomendaciones de la normativa, para evitar la sobreestimación de la capacidad resistente en el análisis de esfuerzos.
- Diseñar los conectores de cortante para asegurar el flujo de tensiones rasantes entre ambos materiales, evitando el deslizamiento relativo y garantizando un comportamiento monolítico ante cargas gravitacionales.

Modelado Dinámico y de Cargas Móviles

Simular de forma exhaustiva las solicitaciones de tráfico para representar el escenario de carga más crítico durante la vida útil.

- Modelar los carriles de tráfico considerando la posición transversal más desfavorable, aplicando factores de presencia múltiple según el número de vías cargadas.
- Simular el paso del camión de diseño HS 20/44 y el tándem de diseño, incorporando el incremento por carga dinámica (Impacto) para reflejar los efectos de amplificación por irregularidades en la calzada.
- Generar envolventes de esfuerzos mediante líneas de influencia, permitiendo identificar las secciones críticas sometidas a momentos positivos y negativos, así como los puntos de máximo cortante.

Definición y Justificación de Estados Límite

Establecer los umbrales de seguridad y funcionalidad que la estructura debe satisfacer de manera obligatoria.

- Verificar el Estado Límite de Resistencia I: Garantizar que la estructura posea la capacidad última necesaria para resistir las combinaciones de carga vehicular normales sin comprometer la estabilidad global.
- Analizar el Estado Límite de Servicio II: Controlar la fluencia de las vigas de acero y el agrietamiento de la losa bajo cargas de tráfico pesadas, asegurando la durabilidad a largo plazo.
- Evaluar el Estado Límite de Fatiga y Fractura: Estudiar el rango de esfuerzos inducidos por ciclos de carga repetitivos para prevenir la iniciación de fisuras en las soldaduras y detalles de conexión.

- Validar la Deflexión por Carga Viva: Comparar el desplazamiento vertical máximo obtenido en el modelo MEF frente a los límites de $L/800$, con el fin de prevenir vibraciones molestas y garantizar el confort de los usuarios.

Estrategia de Verificación por Etapas

Contrastar la potencia de los métodos computacionales con la rigurosidad del cálculo analítico manual.

- Ejecutar la Verificación PLT (Etapa 1) para validar la capacidad de las vigas de acero durante la fase de vertido del hormigón, asegurando que la estructura no sufra inestabilidades antes de alcanzar su resistencia compuesta.
- Contrastar los resultados de la sección compuesta obtenidos en RSA con cálculos desarrollados en hojas de cálculo, utilizando el método de distribución de fuerzas elásticas o plásticas según la compacidad de la sección.
- Sistematizar la toma de datos del modelo de elementos finitos para alimentar las memorias de cálculo, garantizando la trazabilidad y replicabilidad de los resultados de la tesis.

3.1.8 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

Sistematizar el flujo de información desde la etapa de recolección de datos en campo hasta la validación final del modelo estructural, garantizando que el análisis se fundamente en una base de datos real, organizada y técnica.

Levantamiento y Organización de la Información Primaria

Establecer la base de datos física y técnica mediante la recopilación de

información directa del proyecto.

- Recopilar planos originales, informes técnicos de inspección y estudios de materiales para identificar la geometría y propiedades nominales de la estructura.
- Realizar el levantamiento métrico en sitio para verificar las dimensiones reales de las vigas, espesores de losa y estado de los aparatos de apoyo.
- Registrar los datos de aforo vehicular o normativas de tráfico locales para definir la demanda real a la que está sometida la infraestructura.

Tabulación y Estudio de Datos de Entrada

Transformar la información cruda en un sistema de datos estructurado y listo para el análisis computacional.

- Tabular las dimensiones geométricas y las propiedades mecánicas de los materiales en hojas de cálculo para facilitar su consulta y procesamiento.
- Clasificar los tipos de perfiles metálicos, calidades de acero y resistencias de hormigón detectadas durante el levantamiento.
- Sistematizar las cargas muertas (pavimentos, barandas, servicios) mediante tablas de pesos unitarios para asegurar una entrada de datos precisa en el software.
- Analizar la información tabulada para detectar inconsistencias entre los planos originales y la realidad física del puente.

Integración con el Análisis Computacional (RSA)

Alimentar el modelo digital con la base de datos procesada para simular el comportamiento estructural.

- Transferir los parámetros tabulados al entorno de Autodesk Robot

Structural Analysis para la generación de la geometría y la asignación de cargas.

- Extraer las envolventes de esfuerzos (momentos, cortantes y reacciones) resultantes de la aplicación de las cargas móviles y combinaciones de diseño.
- Obtener los reportes de frecuencias naturales para contrastar la rigidez del modelo con el comportamiento vibratorio observado en el levantamiento.

Procesamiento Analítico y Validación de Capacidad

Ejecutar el contraste entre los resultados del software y el cálculo manual basado en la información tabulada.

- Desarrollar hojas de cálculo para la validación de secciones compuestas, utilizando los datos de entrada previamente organizados y los esfuerzos extraídos de Robot.
- Calcular manualmente la capacidad resistente (M_n) y compararla con la demanda solicitante (M_u) para determinar el factor de utilización de cada elemento.
- Diseñar y verificar el sistema de conectores de cortante basándose en el flujo de tensiones procesado entre la viga y la losa.

Evaluación de la Replicabilidad y Conclusiones Técnicas

Interpretar el conjunto de datos procesados para emitir un dictamen sobre la viabilidad del diseño.

- Comparar los resultados del análisis estructural con los límites normativos de resistencia y servicio.
- Determinar la replicabilidad del diseño original: evaluar si la tipología

estructural estudiada es apta para ser implementada en nuevos proyectos o si requiere una optimización técnica.

- Sintetizar los hallazgos en cuadros comparativos y gráficos de barras que resuman la eficiencia de la estructura ante las cargas de diseño modernas (HS 20/44).

CAPITULO IV

4.1 MARCO LEGAL

4.1.1 NORMATIVA ECUATORIANA PARA EL DISEÑO DE PUENTES (NEVI-12)

En el territorio ecuatoriano, la validación de cualquier estructura vial debe someterse estrictamente a la Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12), específicamente al Volumen N.º 2: Manual de Diseño de Puentes. Este documento es el pilar legal emitido por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO) y establece que, aunque se fundamenta en la filosofía AASHTO LRFD, el diseño debe adaptarse a las condiciones geográficas, geológicas y de carga específicas de las carreteras del Ecuador. La NEVI-12 dicta los criterios de seguridad mínima y los estados límite de servicio que tu viga de acero A36 debe cumplir para ser aprobada por los organismos de control estatales.

4.1.2 CÓDIGO DE TRABAJO Y NORMAS DE SEGURIDAD INEN

La fabricación de la viga armada que se presenta en este proyecto debe observar las normas técnicas ecuatorianas INEN (Instituto Ecuatoriano de Normalización). Particularmente, las normas INEN-ASTM A36 regulan la comercialización y control de calidad del acero estructural en el país, asegurando que el material utilizado en la obra pública cumpla con los ensayos de tracción y doblado requeridos. Además, el proceso de soldadura y montaje debe alinearse con las disposiciones de seguridad industrial vigentes en el país, garantizando que la ejecución de la estructura no solo sea técnicamente apta, sino legalmente lícita bajo los estándares de construcción nacionales.

4.1.3 METODOLOGÍA DE CONTEO Y CLASIFICACIÓN VEHICULAR DEL MTOP

Para el cálculo del Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) en Ecuador, se deben seguir los protocolos de levantamiento de información de la Dirección de Estudios del MTOP. El marco legal ecuatoriano exige la clasificación de los vehículos según la nomenclatura nacional (Livianos, Bus tipo 2, Camiones 2DA, 3S3, etc.). La validación de tu sección estructural depende directamente de estas proyecciones de tráfico, ya que el peso máximo permitido por eje en las vías ecuatorianas está regulado por la Ley del Sistema Nacional de Infraestructura Vial del Transporte Terrestre, la cual busca prevenir el deterioro prematuro de los puentes debido a la circulación de vehículos con exceso de carga.

4.1.4 CONSIDERACIONES DE CARGA SÍSMICA SEGÚN LA NEC-15

Dado que el Ecuador se encuentra en una zona de alta actividad sísmica, la validación de la sección de tu viga armada no puede limitarse a cargas gravitacionales. Es obligatorio aplicar la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), en su capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente. Este marco legal exige que los estribos y la superestructura de acero del puente sean capaces de disipar energía y mantener la estabilidad global ante eventos sísmicos de gran magnitud, utilizando los coeficientes de aceleración de suelo específicos de la zona donde se ubicará el proyecto.

CAPITULO V

5.1 ANALISIS DE PROYECTO

5.1.1 ESTUDIO DE INGENIERÍA DE TRÁFICO (DEMANDA)

Dentro de análisis del proyecto se detalla la carga que actúa sobre el puente.

- *Análisis del Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA)*

Se determinó el TPDA actual mediante conteos volumétricos, proyectando el crecimiento vehicular para un período de diseño de 20 años. Este dato es fundamental para clasificar el tipo de vehículo de diseño (camión HS 20/44 según AASHTO) y la frecuencia de cargas de fatiga.

A partir del TPDA, se establecen los factores de presencia múltiple y los coeficientes dinámicos que afectan la superestructura.

Tabla 2: Análisis del tránsito promedio diario anual

Fuente: Autor

Fecha	Livianos(L)			CAMIONES	Livianos		Fd
	Autos	Camionetas	Buses(2D)	2DA	Motos	Vehiculos Totales	
Lunes 15-12-2025	485,00	227,0	133,00	7,00	51,00	903,0	0,9
Martes 16-12-2025	511,00	173,0	162,00	10,00	55,00	911,0	0,9
Miércoles 17-12-2025	463,00	205,0	138,00	7,00	49,00	862,0	0,9
Jueves 18-12-2025	497,00	197,0	134,00	9,00	50,00	887,0	0,9
Viernes 19-12-2025	474,00	196,0	117,00	6,00	46,00	839,0	1,0
Sábado 20-12-2025	207,00	142,0	98,00	6,00	48,00	501,0	1,6
							Fd

Totales:	2637,0	1140,0	782,0	45,0	299,0	4903,0	1,05
T.P.D.S.	439,50	190,0	130,3	7,5	49,8	817,2	
%T.P.D.S.	53,78	23,25	15,95	0,92	6,10	100,00	
T.P.D.A.	403,65	174,50	119,70	6,89	45,77	750,51	

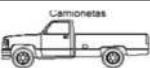

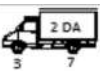
Tabla 3: Cálculo de TA asignado

Fuente: Autor

TG 20%	80,73	34,90	23,94	1,38	9,15	150,10
T Asig	484,38	209,40	143,64	8,27	54,92	900,61

Tabla 4: Determinación de Factor Camión

Fuente: Autor

Determinación de factor de camión (TF)													
Proyecto: Análisis de entrada principal de UPS													
Tipo de Vehículos	Eje	Tipo de eje	Carga por eje			Fvp/Fc	FCE	Cant TPDA	N°Ejes	Fd	Fc	Fp	N°de EE
			Ton	Kn	Kip								
Moto	1	Simple					0,002	54,92	54,92	1	0,6	1	0,066
	1	Simple	0,60	5,89	1,32	0,0001	0,018	209,40	209,40	1	0,6	1	2,21
	2	Simple	2,40	23,54	5,29	0,0175		209,40					
	1	Simple	0,40	3,92	0,88	0,0000	0,003	484,38	484,38	1	0,6	1	1,01
	2	Simple	1,60	15,70	3,53	0,0035		484,38					
Buses	1	Simple	3,00	29,43	6,62	0,0427	0,178	143,64	143,64	1	0,6	1	15,31
	2	Simple	4,00	39,24	8,82	0,1349		143,64					
	1	Simple	3,00	29,43	6,62	0,0427	0,574	8,27	8,27	1	0,6	1	2,85
	2	Simple(Doble)	7,00	68,67	15,44	0,5311		8,27					
Total									1746,29				21,43
												FCA	29,78
												1 año	365
												W18=Esais	232937,2

	Autos	Camionetas	Buses(2D)	2DA	Motos	Total
FCE	0,003	0,018	0,178	0,574	0,002	5,200
EEl	1,757	3,845	26,686	4,961	0,115	37,363
FCA	29,78					
1 Año	365					
ESALs	406103,75					

Tabla 5: Proyección a 20 años

Fuente: Autor

Año	n	Livianos (L)			Pesados (P)	Livianos (L)	Total
		Livianos	Camionetas	Buses	2DA	Motos	
		0,0281	0,0173	0,0161	0,0161	0,0281	
2026	0	484,38	209,40	143,64	8,27	54,92	900,61
2027	1	497,99	213,02	145,95	8,40	56,47	921,83
2028	2	511,98	216,71	148,30	8,53	58,05	943,58
2029	3	526,37	220,46	150,69	8,67	59,68	965,87
2030	4	541,16	224,27	153,12	8,81	61,36	988,72
2031	5	556,37	228,15	155,58	8,95	63,08	1012,14
2032	6	572,00	232,10	158,09	9,10	64,86	1036,14
2033	7	588,07	236,11	160,63	9,24	66,68	1060,74
2034	8	604,60	240,20	163,22	9,39	68,55	1085,96
2035	9	621,59	244,35	165,85	9,54	70,48	1111,81
2036	10	639,05	248,58	168,52	9,70	72,46	1138,31

2037	11	657,01	252,88	171,23	9,85	74,50	1165,47
2038	12	675,47	257,26	173,99	10,01	76,59	1193,32
2039	13	694,45	261,71	176,79	10,17	78,74	1221,87
2040	14	713,97	266,24	179,63	10,34	80,95	1251,13
2041	15	734,03	270,84	182,53	10,50	83,23	1281,13
2042	16	754,66	275,53	185,47	10,67	85,57	1311,89
2043	17	775,86	280,29	188,45	10,84	87,97	1343,42
2044	18	797,66	285,14	191,49	11,02	90,44	1375,76
2045	19	820,08	290,08	194,57	11,20	92,99	1408,91
2046	20	843,12	295,09	197,70	11,38	95,60	1442,89

5.1.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

5.1.2.1 Detalle de cálculos de diseño de losa

$$L = 19.6$$

$$\text{Ancho} = 9.60$$

$$\text{Vereda} = 1.20 \text{ m}$$

$$\text{Carriles} = 3.60 \text{ m} = 7.20 \text{ m (2 carriles)}$$

$$S_V = \frac{9.60}{4} = 2.40 \text{ m}$$

- PERALTE

$$e = 0.1 + \left(\frac{S_V}{30}\right) = 0.1 + \left(\frac{2.40 \text{ m}}{30}\right) = 0.18 \text{ m} \approx 0.20 \text{ m}$$

$$T_L = R + e$$

$$T_L = 0.18 \text{ m} + 0.020 \text{ m} = 0.20 \text{ m}$$

- CARGA MUERTA

Losa

$$W_L = T_L * \gamma_C * L$$

$$W_L = 0.2 * 2.4 * 1 = 0.480 \frac{t}{m}$$

Rodamiento de asfalto

$$W_{asfalto} = \emptyset$$

Amplificador de carga muerta

$$W_D = 1.4 \left(0.480 \frac{T}{m} \right) = 0.672 \frac{T}{m}$$

Cortante último

$$V_C = (W_D * S_V) / 2$$

$$V_C = \frac{0.672 * 2.4}{2} = 0.8 T$$

Momento último

$$M_U = [W_D * (S_V^2)] / 10$$

$$M_U = [0.672 T/m * (2.4^2)] / 10 = 0.38 T * m$$

- CARGA VIVA

Amplificador de carga viva (A1) = 1.250

Impacto por carga viva (A2).

$$A_2 = \frac{50}{L_P + 125} = 0.345$$

$$A_2 = \frac{50}{19.6 + 125} = 0.345$$

Ancho de rodadura

$$E = 1.220 + 0.020(2.4) = 1.268 \text{ m}$$

Momento ultimo de carga

$$M_U = \frac{8 * S_v}{2 * E} = \frac{8 * 2.4}{1.268} = 7.57 \text{ T * m}(1.345) = 10.18 \text{ T * m}$$

Momento actuante

$$M_C = M_D + M_U$$

$$M_C = 0.38 + 10.18 = 10.56 \text{ T * m}$$

5.1.2.2 Cuantía de acero ($\rho = 1.6\%$)

Cuantía tentativa

$$Q = \rho \left(\frac{f_y}{f'_c} \right) = \left(\frac{1.6}{100} \right) \left(\frac{2531}{418} \right) = 0.096$$

$$Q = \left(\frac{1.6}{100} \right) \left(\frac{2531}{418} \right) = 0.096$$

$$k = 1 - (0.590 * Q)$$

$$k = 1 - (0.590 * 0.096) = 0.943$$

Capacidad resistente de la losa

$$R_1 = \phi * Q * k * f'_c$$

$$R_1 = 0.9 * 0.096 * 0.943 * 417 = 33.975 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento resistente

$$M_R = R_1 * b * d^2$$

$$M_R = 33.975 * 100 * 18^2 = 110790 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_R = 11.007T * m > 10.56 T * m$$

SI CUMPLE

Acero de refuerzo principal

$$A_S = \rho * b * d = \left(\frac{1.6}{100}\right)(100)(18) = 28.8 \text{ cm}^2$$

Se puede implementar el uso de 6 varillas 25 mm

$$6 * 4.909 = 35.454$$

$$28.8 < 35.454$$

SI CUMPLE

El armado principal será con varillas #6 \emptyset 25 mm c/17 cm

Armado por contracción y temperatura

$$A_g (\text{sección transversal}) = S_V * T_L$$

$$A_g = 100 * 20 = 2000 \text{ cm}^2$$

$$A_C = (0.2\%)(A_g) = (0.002)(2000 \text{ cm}^2) = 4 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{100}{A_S/A_V}$$

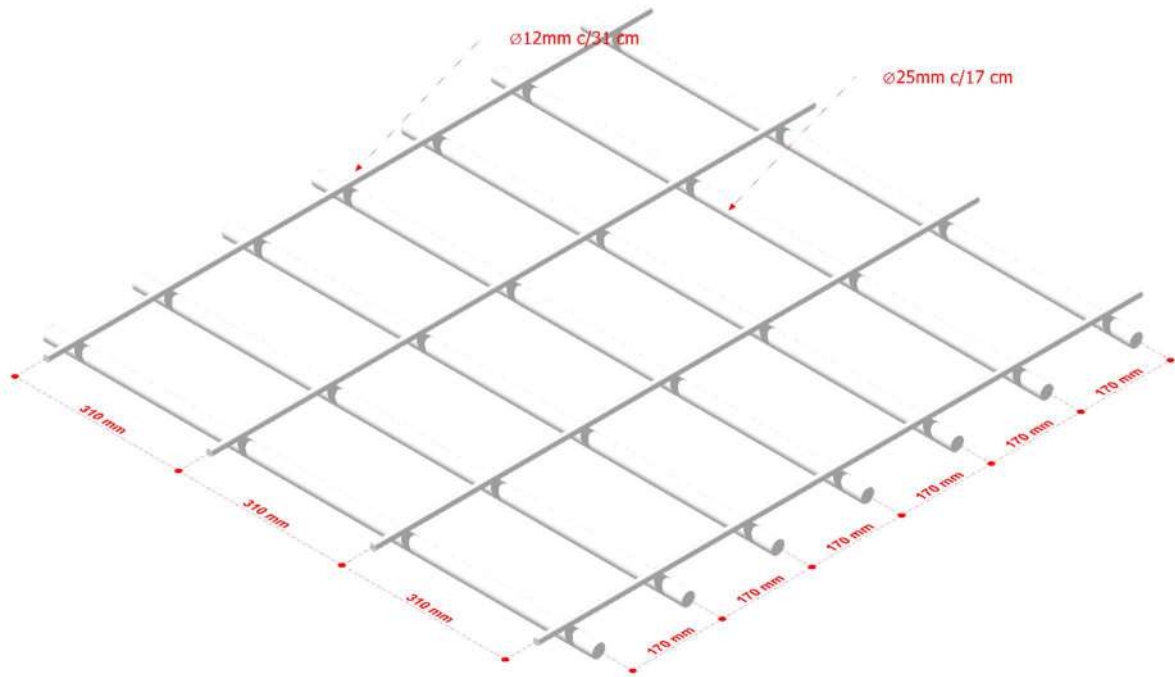
$$S = \frac{100}{4/1267} = 31.675 \text{ cm}$$

En base a Norma AASHTO 31<45

El armado por contracción y temperatura será con varilla #4 varillas de 12 mm
c/31 cm.

Figura 8: Diseño de armado por contracción y temperatura

Fuente: Autor



5.1.2.3 Diseño de vigas

- CARGA MUERTA

Diseño de losa

$$W_L = T_L * \gamma_C * L$$

$$W_L = 0.2 * 2.4 * 2.4 = 1.152 \frac{T}{m}$$

Rodamiento de asfalto

No existe, pero lo asumimos porque debería existir.

$$W_L = T_L * \gamma_C * L$$

$$W_L = 0.05 * 1.8 * 2.4 = 0.216 \frac{T}{m}$$

Peso de viga (se selecciona perfil W24x104)

$$W_A = 104 \frac{W}{p}$$

$$W_A = \frac{1T}{2.208} * \frac{3.281}{1} = 0.154 \frac{T}{m}$$

$$W_C = W_L + W_A + W_V$$

$$W_C = 1.152 + 0.216 + 0.154$$

$$W_C = 1.522 \frac{T}{m}$$

Momento último

$$M_U = \frac{[W_C * (L^2)]}{8}$$

$$M_U = \frac{[1.522 * (19.2^2)]}{8} = 70.134 T * m$$

- CARGA VIVA

Cortante para carga viva

Influencia de la carga

$$Et = 1 = 100\%$$

$$Ec = 1 - \left(\frac{4}{100}\right) (4.270) = 0.829 = 82.9\%$$

$$Ed = 0.829 - \left(\frac{4}{100}\right) (4.270) = 0.658 = 65.8\%$$

Cortante máximo que ejerce el vehículo

$$V_0 = (F_1 * H_1) + (F_2 * H_2) + (F_3 * H_3)$$

$$V_0 = (4.701T * 1) + (4.701T * 0.829) + (1.175T * 0.658)$$

$$V_0 = 9.371 T$$

Cortante para carga de carril de diseño

$$V_{CR} = \frac{W_0 * L}{2}$$

$$V_{CR} = \frac{0.953 * 19.2}{2}$$

$$V_{CR} = 9.1481 T$$

Cortante total por carga viva

$$V_V = V_0 + V_{CR}$$

$$V_V = 9.371 + 9.1481 = 18.52 T$$

- MOMENTO PARA CARGA VIVA

Influencia de la carga

$$Ec = \left(\frac{L}{4}\right) = \frac{19.2}{4} = 4.8$$

$$Ed = yt = 4.8 - \left(\frac{50}{100}\right)(4.270) = 2.665 m$$

Momento máximo que ejerce el vehículo

$$M_0 = (F_1 * H_1) + (F_2 * H_2) + (F_3 * H_3)$$

$$M_0 = (4.701T * 2.665) + (4.701T * 4.8) + (1.701T * 2.665)$$

$$M_0 = 39.626 T * m$$

Momento por carga de carril de diseño

$$M_C = \frac{W_0 * L}{2}$$

$$M_C = \frac{0.953 * (19.2)^2}{2}$$

$$M_C = 43.91 T * m$$

Momento total por carga viva

$$M_V = M_0 + M_C$$

$$M_V = 43.91 + 39.626 = 83.536 T * m$$

Momento Total

$$M_T = M_U + M_V$$

$$M_T = 70.13 + 83.536 = 153.67 T * m$$

Revisión del módulo de sección

$$M_T = 153.67T * m \left(\frac{2.208k}{1T} \right) \left(\frac{39.372p}{1 m} \right) = 13359051.89 K * p$$

El módulo de sección del perfil es $S_x = 258 in^3$

Revisión del módulo de sección requerido (S_R)

$$S_R = \frac{Mt}{\gamma_p}$$

$$S_R = \frac{13,359.052 k * in}{36 k / in^2} = 371.08 in^3$$

S_R (requerido): $371.08 in^3$

S_x (real W24x104): $258.00 in^3$

Se concluye que $371.08 > 258$, por lo tanto, la viga W24x104 **NO CUMPLE** para el momento flexionante. La sección es insuficiente y fallaría por flexión.

Se procede a escoger una nueva sección y a realizar los análisis respectivos.

- Nueva sección escogida: W24x162

Peso de la viga

$$W_A = 162 \frac{W}{p}$$

$$W_A = \frac{1T}{2.208} * \frac{3.281}{1} = 0.241 \frac{T}{m}$$

$$W_C = W_L + W_A + W_V$$

$$W_C = 1.152 + 0.216 + 0.241$$

$$W_C = 1.609 \frac{T}{m}$$

Momento último

$$M_U = \frac{[W_C * (L^2)]}{8}$$

$$M_U = \frac{[1.609 * (19.2^2)]}{8} = 74.1427 T * m$$

- CARGA VIVA

Cortante para carga viva

Influencia de la carga

$$Et = 1 = 100\%$$

$$Ec = 1 - \left(\frac{4}{100}\right) (4.270) = 0.829 = 12.9\%$$

$$Ed = 0.829 - \left(\frac{4}{100}\right) (4.270) = 0.658 = 65.8\%$$

Cortante máximo que ejerce el vehículo

$$V_0 = (F_1 * H_1) + (F_2 * H_2) + (F_3 * H_3)$$

$$V_0 = (4.701T * 1) + (4.701T * 0.829) + (1.175T * 0.658)$$

$$V_0 = 9.371 T$$

Cortante para carga de carril de diseño

$$V_{CR} = \frac{W_0 * L}{2}$$

$$V_{CR} = \frac{0.953 * 19.2}{2}$$

$$V_{CR} = 9.1481 T$$

Cortante total por carga viva

$$V_V = V_0 + V_{CR}$$

$$V_V = 9.371 + 9.1481 = 18.52 T$$

- MOMENTO PARA CARGA VIVA

Influencia de la carga

$$Ec = \left(\frac{L}{4}\right) = \frac{19.2}{4} = 4.8$$

$$Ed = yt = 4.8 - \left(\frac{50}{100}\right)(4.270) = 2.665 m$$

Momento máximo que ejerce el vehículo

$$M_0 = (F_1 * H_1) + (F_2 * H_2) + (F_3 * H_3)$$

$$M_0 = (4.701T * 2.665) + (4.701T * 4.8) + (1.701T * 2.665)$$

$$M_0 = 39.626 T * m$$

Momento por carga de carril de diseño

$$M_C = \frac{W_0 * L}{2}$$

$$M_C = \frac{0.953 * (19.2)^2}{2}$$

$$M_C = 43.91 T * m$$

Momento total por carga viva

$$M_V = M_0 + M_C$$

$$M_V = 43.91 + 39.626 = 83.536 T * m$$

Momento Total

$$M_T = M_U + M_V$$

$$M_T = 74.14 + 83.536 = 157.67 T * m$$

Revisión del módulo de sección

$$M_T = 157.67T * m \left(\frac{2.204.6k}{1T} \right) \left(\frac{39.372p}{1 m} \right) = 13,683,275 K * p$$

El módulo de sección del perfil es $S_x = 414 in^3$

Revisión del módulo de sección requerido (S_R)

$$S_R = \frac{Mt}{\gamma_p}$$

$$S_R = \frac{13,683,275 k * in}{36 k / in^2} = 380.09 in^3$$

S_R (requerido): $380.09 in^3$

S_x (real W24x162): $414.00 in^3$

Se concluye que $380.09 > 414.00$, por lo tanto, la viga W24x162 **SI CUMPLE** para el momento flexionante. Proporcionando un margen de seguridad adecuado para la estructura del puente.

- CÁLCULO DE CAPACIDAD MÁXIMA A FLEXIÓN DE VIGA EXISTENTE

Propiedades de la sección

$$Peralte (d) = 100 cm$$

$$\text{Ancho de patín } (b_f) = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor de patín } (t_f) = 2.4 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor del alma } (t_w) = 2.4 \text{ cm}$$

$$\text{Altura del alma } (h) = 100 - (2 * 2.4) = 95.2 \text{ cm}$$

Cálculo de momento de inercia

$$I_x = \frac{b_f * d^3}{12} - \frac{(b_f - t_w) * h^3}{12}$$

$$I_x = \frac{40 * 100^3}{12} - \frac{(40 - 2.4) * 95.2^3}{12}$$

$$I_x = 3,333,333.3 - 2,703,011.8 = 630,219.5 \text{ cm}^4$$

Cálculo del módulo de sección (S_x)

$$S_x = \frac{I_x}{d/2} = \frac{630,219.5}{50} = 12,604.4 \text{ cm}^3$$

$$S_x = \frac{12,604.4 \text{ cm}^3}{16.387} = 769.17 \text{ in}^3$$

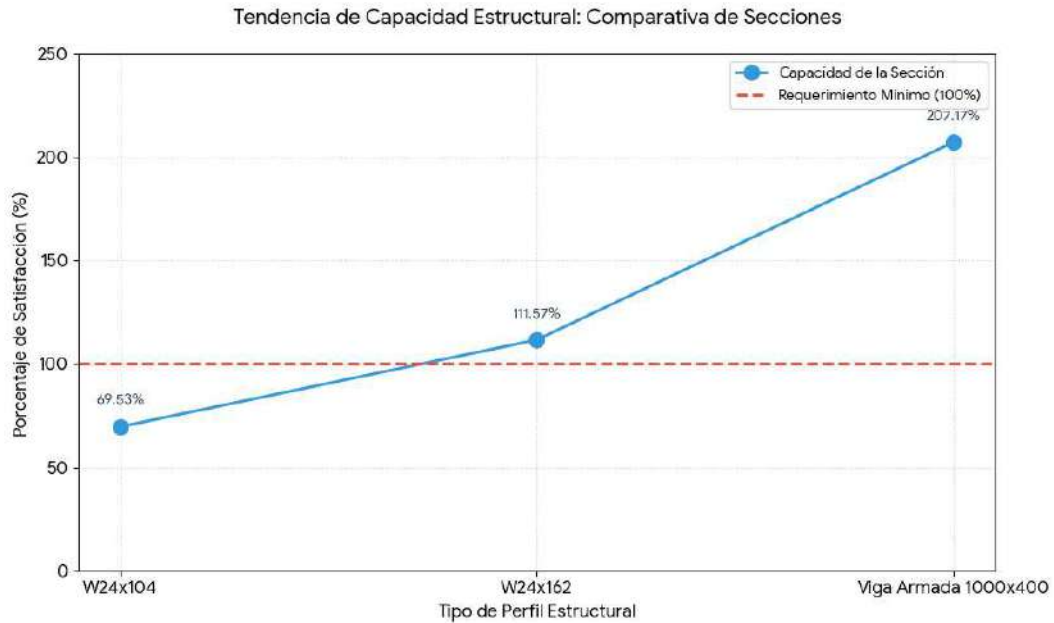
Tabla 6: Comparativa de Capacidad y Porcentaje de Satisfacción

Fuente: Autor

Tipo de Viga	Módulo de Sección (S_x)	% de Satisfacción	Estado
W24x104 (Inicial)	258.00 in ³	69.53%	Falla
W24x162 (Análisis)	414.00 in ³	111.57%	Cumple
Viga Armada	769.17 in ³	207.17%	Sobre satisface
1000x400			

Ilustración 1: Tendencia de capacidad

Fuente: Autor



Calcular la Capacidad de Momento Máximo (M_{cap})

$$M_{cap} = S_x * \sigma_p$$

$$M_{cap} = 769.17 in^3 * 36 ksi = 27,690.12 k * in$$

$$M_{cap} = \frac{27,690.12}{12} = 2,307.51 k * ft$$

$$M_{cap} = 2,307.51 * 0.13825 = 319.01 T * m$$

- COMPARACIÓN Y VERIFICACIÓN

Momento requerido (M_T)=157.679 T*m

Momento Capacidad (M_{cap}) = 319.01 T*m

Se puede concluir que la viga SI CUMPLE, dado que esta trabajando a un 49.4% de su capacidad máxima.

- CÁLCULO DE LA CARGA TOTAL MÁXIMA PERMISIBLE (W_{total})

$$M = \frac{w * L^3}{8}$$

$$W_{total} = \frac{8 * M_{cap}}{L} = \frac{8 * 319.01}{19.2} = 132.92 T$$

El resultado de 132.92 Toneladas representan la carga total que una sola viga puede soportar distribuida a lo largo de toda su extensión.

- CÁLCULO DE CAPACIDAD ÚTIL (CARGA MUERTA VS. CARGA VIVA)

Peso de la viga armada

$$\text{Área de la sección: } A = (2 * (40 * 2.4)) + (95.2 * 2.4) = 192 + 228.48 = 420.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso por metro: } 420.48 \text{ cm}^2 * 0.000785 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} * 100 \approx 330 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso total de la viga (19.2m): } 0.330 * 19.2 = 6.34 \text{ Toneladas}$$

Se considera que un camión de diseño estándar como HS 20/44 concentra su carga en una distancia corta, la capacidad reduce. Sin embargo, con un momento de 319 T*m, esta viga esta diseñada para soportar cargas pesadas de tráfico pesado.

Capacidad total del sistema de vigas

Cada viga armada de 100 cm de peralte tiene una capacidad de momento de 319.01 T*m

$$\text{Capacidad total del puente (4 vigas): } 319.01 T * m(4) = 1,276.04 T * m$$

Cálculo de carga muerta (Peso propio)

Calculamos el peso de los elementos que siempre están sobre el puente (por metro

lineal):

$$\text{Peso de las 4 vigas de acero: } \frac{330 \text{ kg}}{\text{m}} * 4 = 1,320 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso del tablero de concreto (20 cm): } 9.6 \text{ m} * 0.20 \text{ m} * 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 4,608 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso del asfalto (5 cm): } 7.2 \text{ cm}(\text{calzada}) * 0.05 \text{ m} * 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 792 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de veredas y barandas (estimado): } 2 * \left(1.2 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \approx \frac{864 \text{ kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga muerta total } (W_D): 1,320 + 4,608 + 792 + 864 = 7,584 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 7.58 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Momento de carga muerta

$$M_D = \frac{W_D * L^2}{8} = \frac{7.58 * (19.2)^2}{8} = 349.30 \text{ T} * \text{m}$$

Capacidad disponible para carga viva (vehículos)

$$M_{disponible} = 1,276 \text{ T} * \text{m} - 349.30 \text{ T} * \text{m} = 926.74 \text{ T} * \text{m}$$

Peso máximo vehicular

Si la carga de los camiones se distribuye a lo largo de todo el puente, el resultado sería el siguiente:

$$W_{max} = \frac{8 * M_{disponible}}{L} = \frac{8 * 926.74}{19.2} = 386.14 \text{ T}$$

Capacidad máxima de la losa

En base a los estudios de concreto realizados se obtuvieron 3 lecturas de resistencia, que corresponden a: 417 kg/cm^2 , 450 kg/cm^2 y 486 kg/cm^2 . Se realizará el análisis con la menor resistencia.

Datos:

Concreto ($f'c$): 417 kg/cm^2

Acero (f_y): $4,200 \text{ kg/cm}^2$

Espesor total (h): Ancho 200 mm, espesor 20 cm

Recubrimiento libre inferior: 6 mm

Radio de la varilla ($\phi/2$): 20 mm ($A_s = 69.81 \text{ cm}^2/m$)

Peralte efectivo (d): $200 \text{ mm} - 6 \text{ mm} - 20 \text{ mm} = 174 \text{ mm}$ (17,4 cm)

Análisis de resistencia a flexión

Debido a la enorme cantidad de acero (A_s), el acero no llega a su límite elástico ($4,200 \text{ kg/cm}^2$) antes de que el concreto falle. El cálculo de equilibrio de fuerzas nos indica lo siguiente:

- Profundidad de eje neutro (c): El concreto se comprime en los primeros 10.5 cm superiores.

- Esfuerzo real del acero (f_s): En el momento de la falla, el acero solo estará trabajando a $4,130 \text{ kg/cm}^2$.

- Momento nominal (M_n): $31.85 \text{ T} * m$ por cada metro de ancho de losa.

Capacidad de Carga Vehicular (límite de diseño)

Factor de reducción de resistencia ($\phi = 0.65$).

Momento de diseño (M_u): $0.65 * 31.85 = 20.70 \text{ T} * m/m$

Para un espaciamiento de vigas de 2,40 m, se traduce en:

Capacidad por rueda: Aproximadamente 60 Toneladas

Capacidad por eje: Hasta 120 Toneladas

Se concluye que la capacidad del hormigón de 417 Kg/cm^2 , lo losa es

excepcionalmente fuerte en términos de carga bruta.

- ANALISIS DE NORMATIVA ASSHTO LRFD

Se realiza el análisis bajo la normativa AASHTO LRFD, se empezará con un análisis de esfuerzos permisibles (ASD) a uno de Estados Límite, aplicando factores de carga (γ) y factores de resistencia (Φ).

Metodo de factores de carga y resistencia

Para cumplir con la normativa AASHTO LRFD, debemos estructurar los cálculos bajo el método de Factores de Carga y Resistencia.

- Propiedades de los Materiales y Geometría

Concreto: ($f'c$): 417 kg/cm^2

Acero (f_y): $4,200 \text{ kg/cm}^2$

Losa (h): 20 cm

Refuerzo Longitudinal: ϕ 40 mm cada 18 cm ($A_s = 69.81 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Recubrimiento libre inferior: 6 mm

Peralte efectivo (d): $200 \text{ mm} - 6 \text{ mm} - 20 \text{ mm} = 174 \text{ mm}$ (17,4 cm)

Cálculo de la Resistencia a Flexión de la Losa (M_n)

Dado que la cuantía de acero es muy alta, se verifica si la sección fluye.

- Análisis de Bloque de Compresión:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(417 - 280)}{70} = 0.752$$

Para una sección sobre-reforzada, el momento nominal M_n , se calcula igualando fuerzas $C = T$: $0.85 * f'c * b * a = A_s * f_s$

Tras resolver el equilibrio (donde $f_s < f_y$):

Profundidad del bloque (a): 7.90 cm

Momento Nominal (M_n):

$$M_n = 0.85 * f'c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 0.85 * 417 * 100 * 7.90 * (17.4 - 3.95) = 3,766,8001 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$M_n = 37.67 \text{ T} * \text{m/m} \text{ (capacidad teórica)}$$

Momento de Diseño LRFD (ϕM_n): Para secciones controladas por compresión (frágiles), $\phi=0.65$

$$\phi M_n = 0.65 * 37.67 = 24.48 \text{ T} * \text{m/m}$$

Capacidad Admisible de la Losa (Carga Viva)

AASHTO define el momento por carga viva en tableros mediante fajas equivalentes. Para una separación entre vigas de $S = 3.20 \text{ m}$:

Momento Actuante por Camión (M_{LL+I}): Utilizando la fórmula simplificada de AASHTO para carril interior:

$$M_{LL+I} = \left(\frac{S + 0.61}{9.75}\right) * P_{rueda} * (1 + IM)$$

Siendo $P=7.25 \text{ T}$ (Rueda HS 20/44) y $IM=0.33$ (Impacto):

$$M_{LL+I} \approx 3.75 \text{ T} * \text{m/m}$$

Para la capacidad de carga útil como el momento de diseño ($24.48\text{T} * \text{m/m}$) es mucho mayor al camión estándar, calculamos la carga de rueda máxima permisible P_{max}

$$P_{max} = \frac{24.48}{0.52} \approx 47 \text{ Toneladas por rueda}$$

Capacidad total del puente (4 vigas armadas)

Momento de diseño de las 4 vigas: $\phi * M_n = 0.90 * 1.276 = 1,148 T * m$

Momento por carga muerta (M_{DC}): 359.4 T*m

Momento disponible para carga viva (ϕM_{LL})

$$\phi M_{LL} = 1,148 - 359.4 = 788.6 T * m$$

Análisis de la armadura Diafragma

Distribución lateral: Según ASSHTO LRFD, el factor para momento en vigas interiores es:

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} * \left(\frac{K_g}{L * t_s^3}\right)^{0.1}$$

Capacidad del puente completo

Carga distribuida admisible: $W = \frac{8*788.6}{19.2} = 328.5 \text{ Toneladas}$

Vehículo especial centrado: $P = \frac{4*788.6}{19.2} = 164.3 \text{ Toneladas}$

Se puede concluir:

La Losa: Soporta cargas de eje de hasta 64 Toneladas (superando por mucho el estándar de 11-16 Toneladas). El limitante es la durabilidad por el recubrimiento de 6 mm, no la fuerza.

El Puente Completo: Bajo norma AASHTO LRFD, tiene una capacidad admisible para camiones de carga que sumen hasta 333 Toneladas distribuidas.

Diafragmas: Su presencia garantiza que el puente actúe como una unidad, evitando el vuelco de las vigas de 1 metro de alto bajo cargas excéntricas.

- VERIFICACIÓN DE CORTANTE Y LA DEFLEXIÓN MÁXIMA PERMITIDA (L/ 800)

Verificación de Cortante en el Tablero (Punzonamiento)

Debido al espesor de la losa (20 cm) y las cargas masivas que el acero de 40 mm permite atraer, el punzonamiento es el estado limite más crítico.

Resistencia al cortante del concreto (V_C): Utilizando la resistencia de diseño por cortante para losas:

$$V_C = 0.53\sqrt{f'c} * b * d$$

$$f'c = 417 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sqrt{417} \approx 20.42$$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 17.4 \text{ cm}$$

$$V_C = 0.53 * 20.42 * 100 * 17.4 = 18,831 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} = 18.83 \text{ T/m}$$

Capacidad de Diseño (ϕV_C): Para cortante, $\phi = 0.75$ según LRFD.

$$\phi V_C = 0.75 * 18.83 = 14.12 \text{ T/m}$$

Esta es la carga máxima de "rueda neta" que la losa puede soportar antes de perforarse. Aunque la flexión permitía más, el cortante limita la carga por rueda a 14 Toneladas.

Análisis de Deflexión Máxima (Rigidez)

La norma AASHTO especifica que para puentes urbanos con presencia de peatones, la deflexión por carga viva (L/ 800) debe ser limitada para evitar vibraciones

excesivas.

Límite admisible

$$\Delta_{max} = \frac{1920 \text{ cm}}{800} = 2.40 \text{ cm}$$

Momento de Inercia del Puente (I_{total}):

- Inercia de una viga armada: $630,219 \text{ cm}^4$

- Inercia del sistema (4 vigas): $2,520,876 \text{ cm}^4$

Deflexión estimada para un camión de 40 Toneladas:

$$\Delta = \frac{P * L^3}{48 * E * I}$$

$$E_{acero} = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \approx 1.25 \text{ cm}$$

El resultado es $1.25 \text{ cm} < 2.40 \text{ cm}$. El puente es altamente rígido y cumple con el confort peatonal.

Función Estructural de los Diafragmas

Para vigas de 100 cm de peralte, los diafragmas son esenciales para evitar el pandeo lateral torsional.

Cálculo de Espaciamiento: AASHTO recomienda diafragmas en los apoyos y a intervalos no mayores a 7.5 m. Para 19.2 m, se requieren diafragmas en: 0m (apoyo), 9.6 m (centro), 19.2 m (apoyo).

Resistencia Lateral: Ayudan a transferir las cargas de viento y las fuerzas centrífugas de los vehículos desde el tablero hacia los apoyos.

Tabla 7: Tabla de capacidad Total Admisible

Fuente: Autor

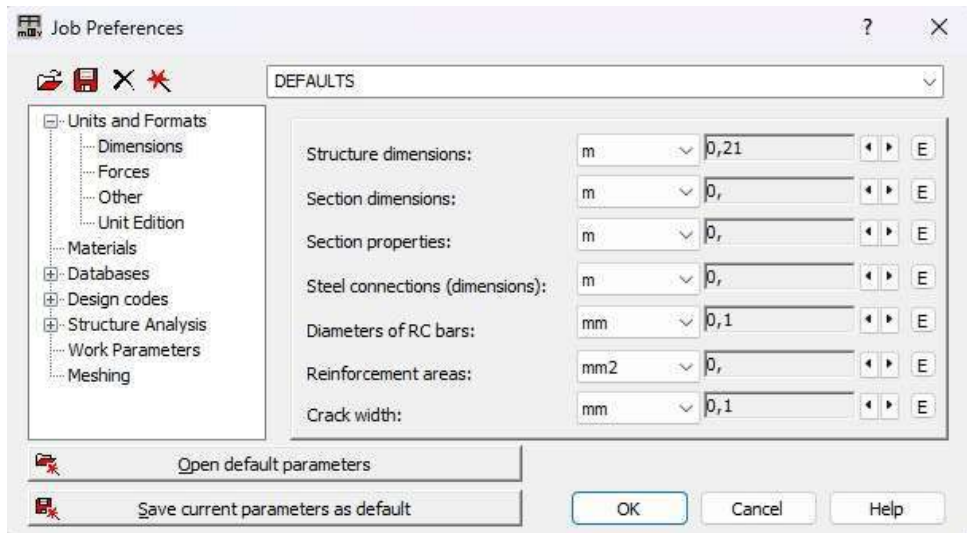
Elemento	Capacidad LRFD	Limitante crítico
Losa (flexión)	24.48 T*m/m	Fragilidad
Losa (cortante)	14.12 T/m	Límite real de carga por rueda
Vigas (flexión)	1,148 T*m	Peso vehicular total
Puente completo	333 Toneladas	Carga distribuida total admisible

CAPITULO VI

6.1 MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

6.1.1 APLICACIÓN DE SOFTWARE ROBOT STRUCTURAL

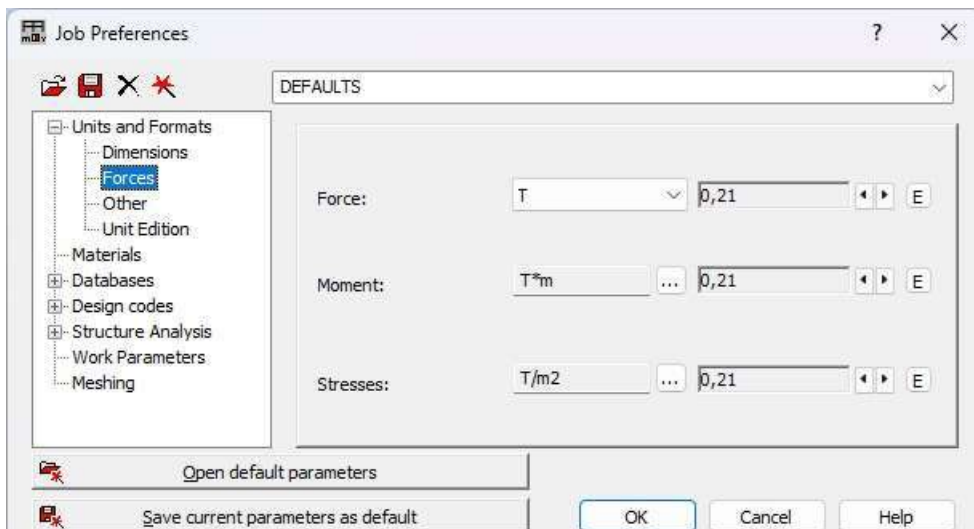
Ilustración 2: Seteo de unidades



Nota.- Ingreso de unidades en software Robot Structural

Fuente: Autor

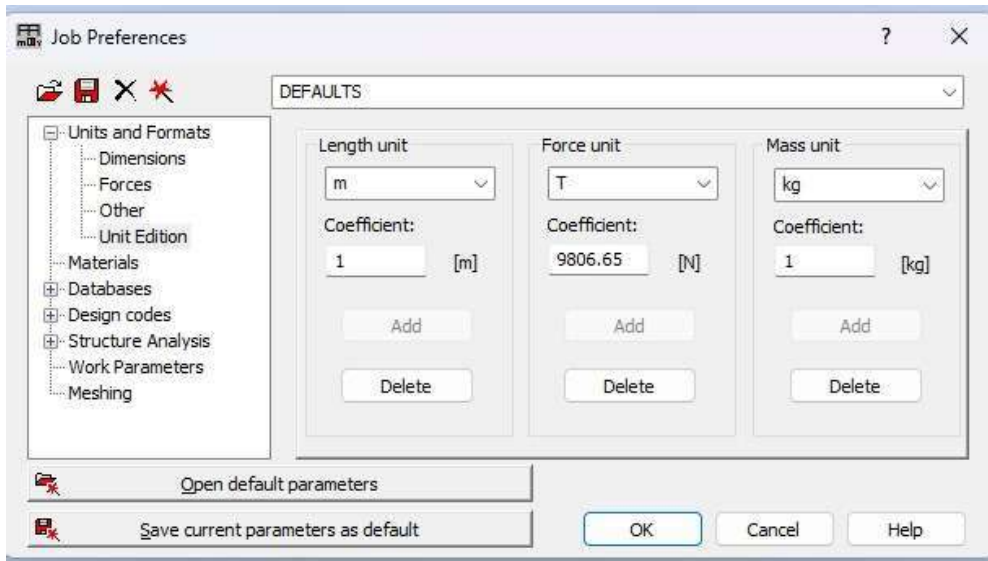
Ilustración 3: Seteo de unidades



Nota.- Ingreso de unidades en software Robot Structural

Fuente: Autor

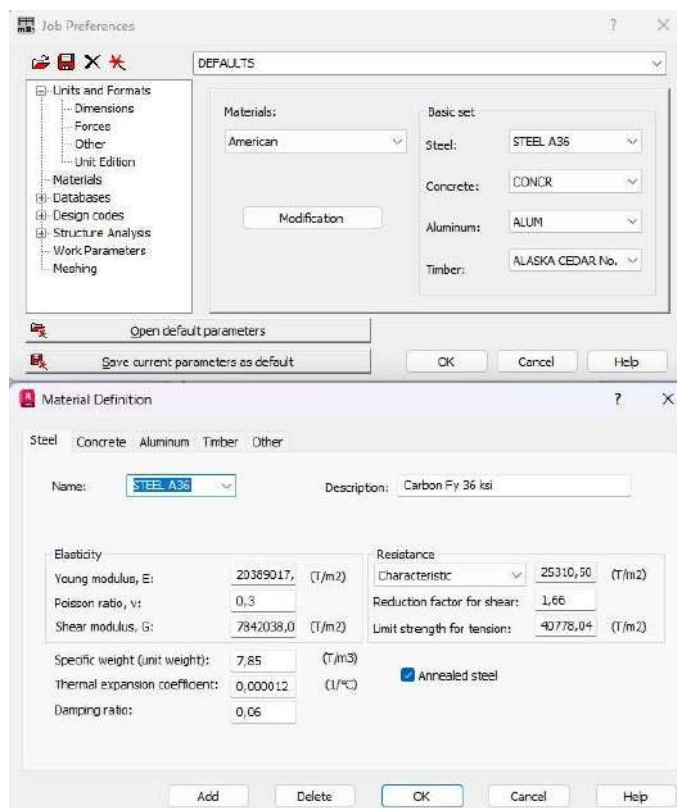
Ilustración 4: Seteo de unidades dentro de software



Nota.- Ingreso de unidades en software Robot Structural

Fuente: Autor

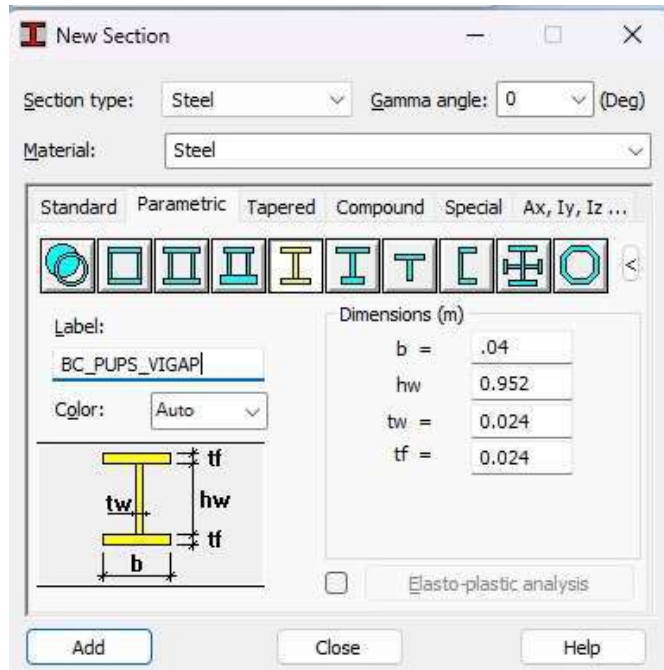
Ilustración 5: Definición de material acero a 36



Nota.- Ingreso de datos en Software de diseño

Fuente: Autor

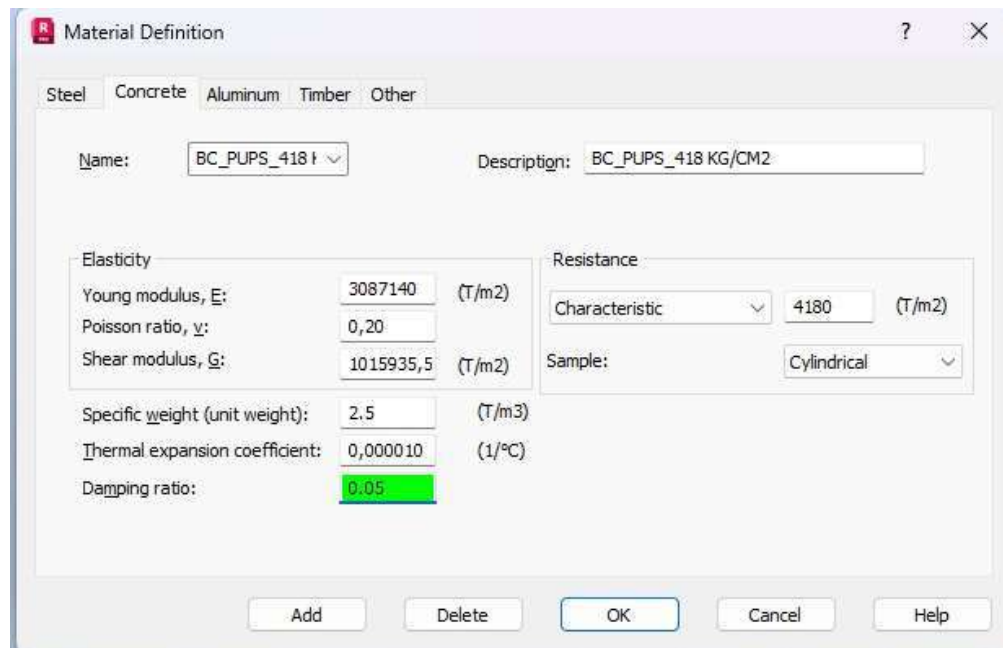
Ilustración 6: Definición de sección de viga principal



Nota.- Ingreso de datos en software de diseño

Fuente: Robot Structural, 2025.

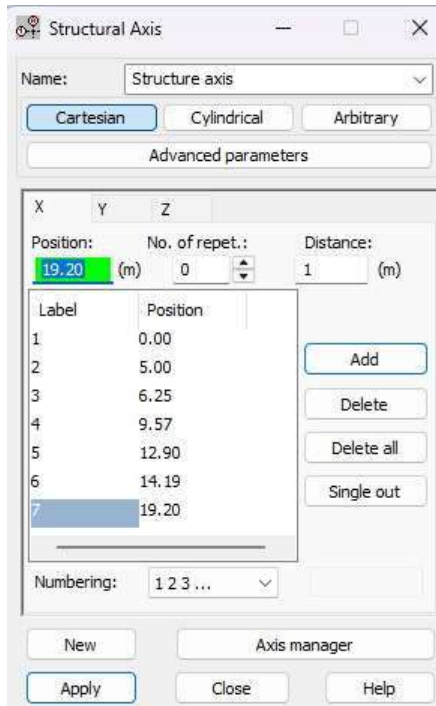
Ilustración 7: Definición del concreto según estudios ND realizados en sitio



Nota.- Ingreso de datos en software de diseño

Fuente: Robot Structural, 2025.

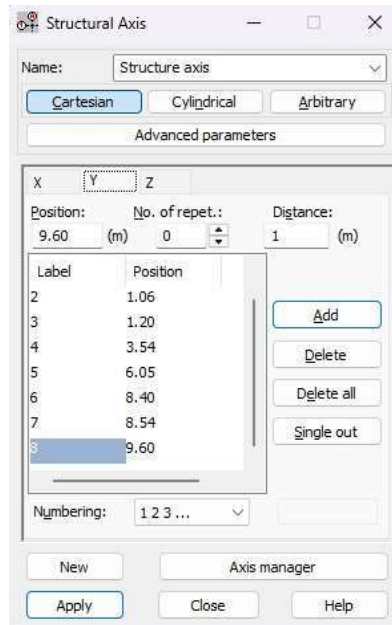
Ilustración 8: Ingreso de datos de plano X



Nota.- Ingreso de datos en software de diseño

Fuente: Robot Structural, 2025.

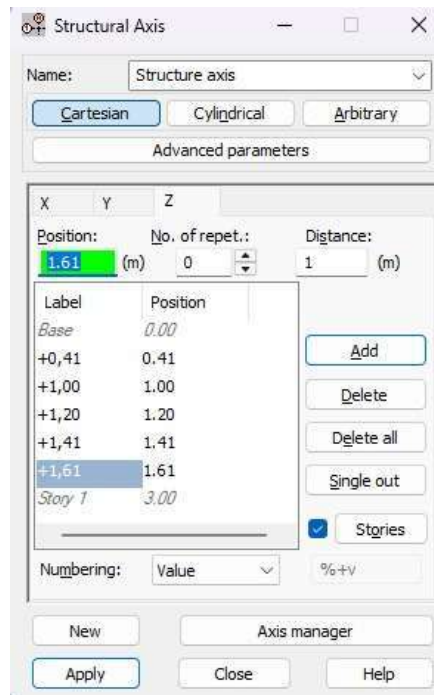
Ilustración 9: Ingreso de datos de plano en Y



Nota.- Ingreso de datos en software de diseño

Fuente: Robot Structural, 2025.

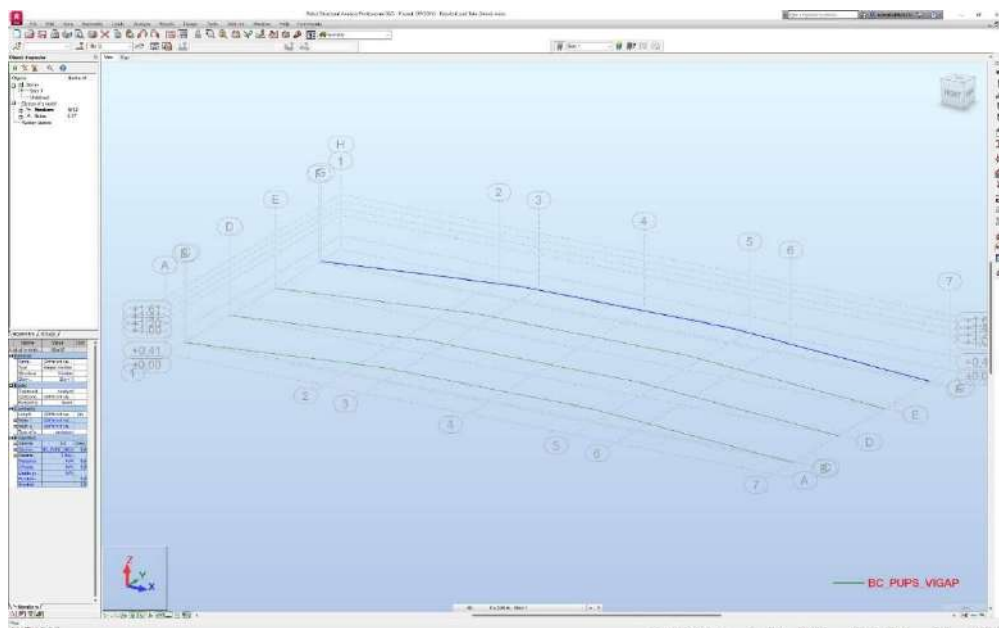
Ilustración 10: Ingreso de datos en plano en Z



Nota.- Ingreso de datos en software de diseño

Fuente: Robot Structural, 2025.

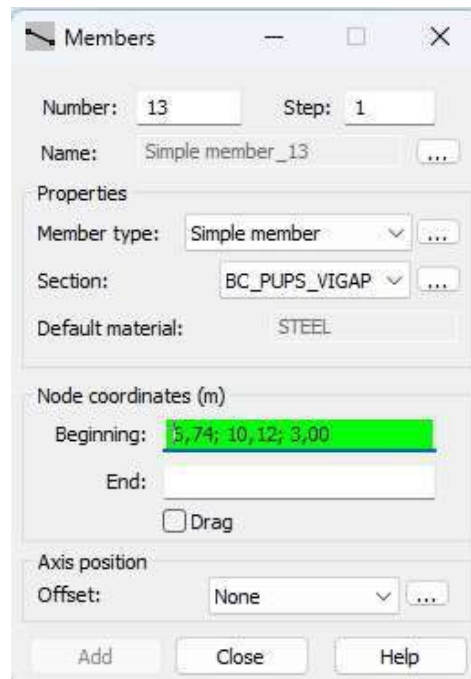
Ilustración 11: Vigas en modelo



Nota.- Modelado de vigas

Fuente: Robot Structural, 2025.

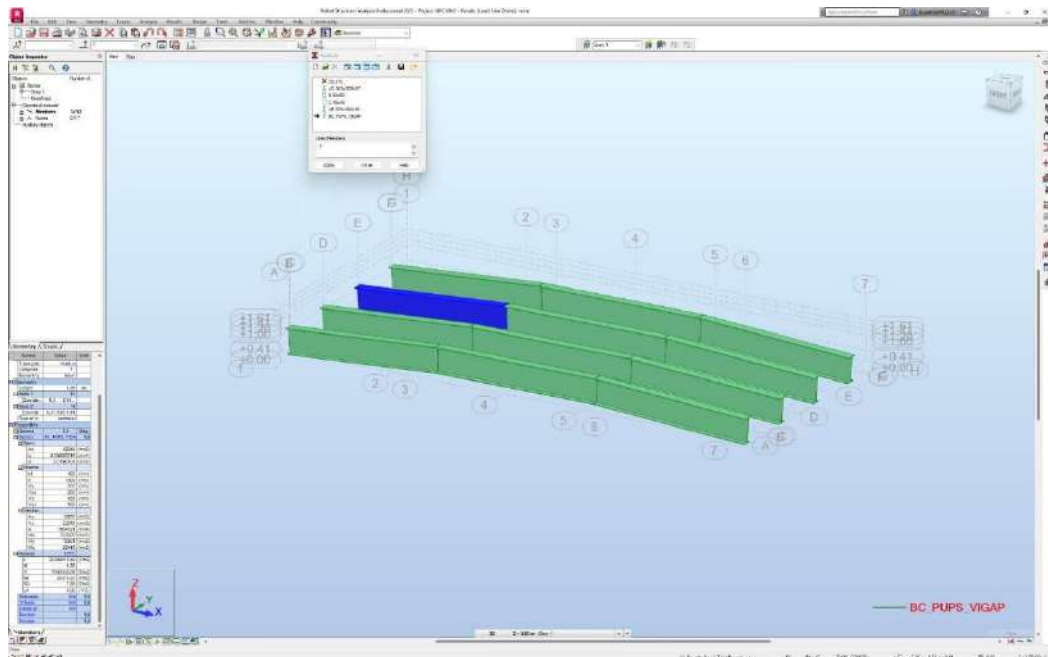
Ilustración 12: Selección de gráficas de vigas



Nota.- Modelado de vigas

Fuente: Robot Structural, 2025.

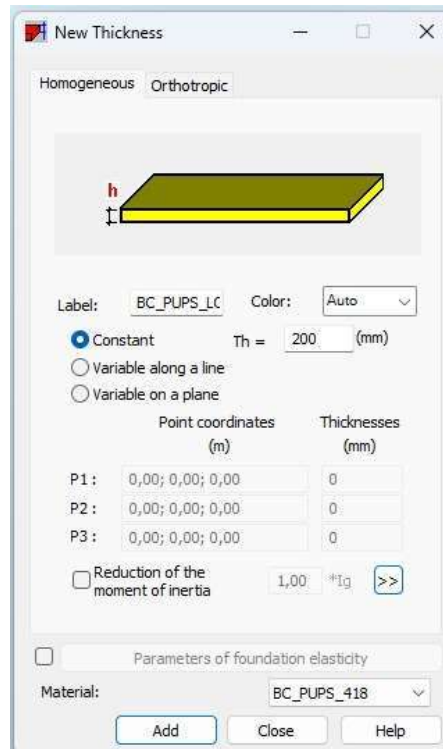
Ilustración 13: Modelado de vigas



Nota.- Modelado de vigas

Fuente: Robot Structural, 2025.

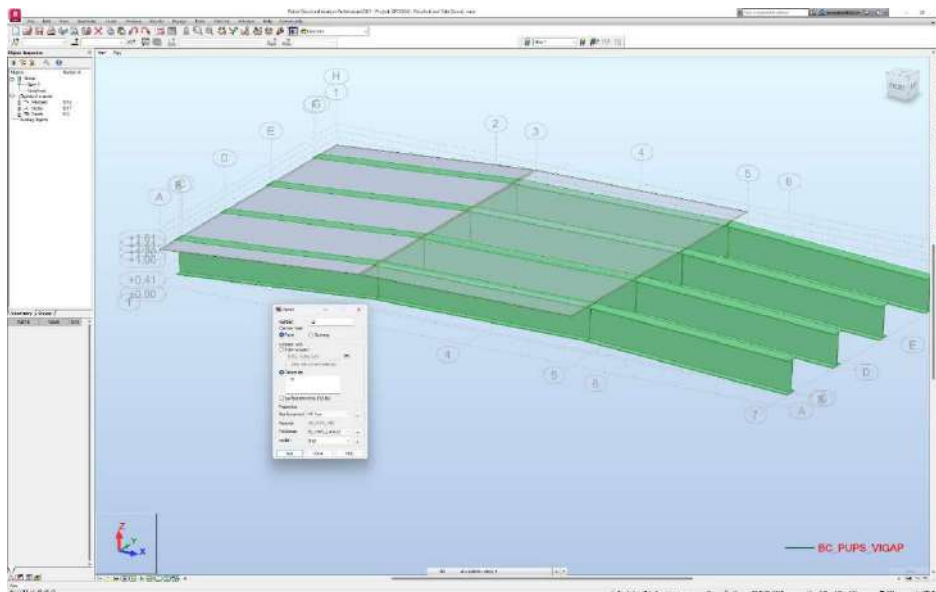
Ilustración 14: Ingreso de datos de tablero



Nota.- Configuración de tablero, con resistencia y espesor a usar.

Fuente: Robot Structural, 2025

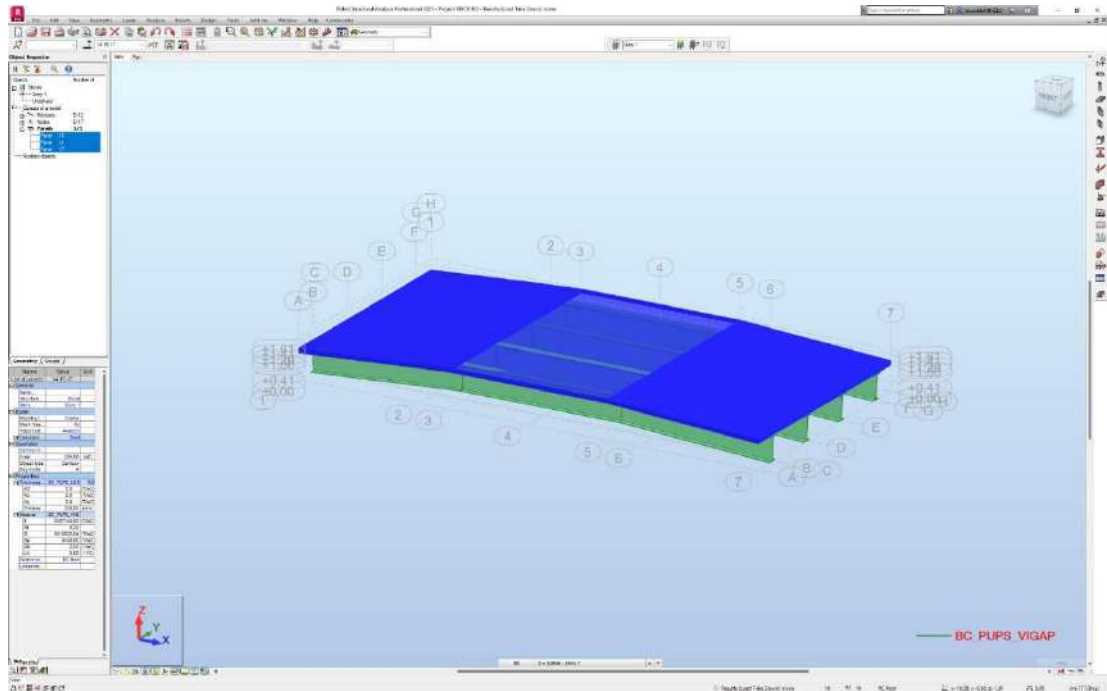
Ilustración 15: Creación de tablero



Nota.- Implementación de tablero en diseño

Fuente: Robot Structural, 2025

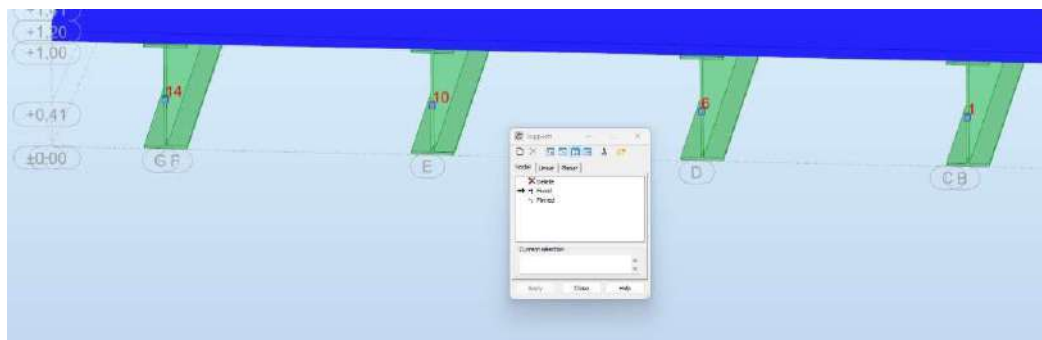
Ilustración 16: Acabado final de modelado de tablero



Nota.- Modelado de tablero

Fuente: Robot Structural, 2025

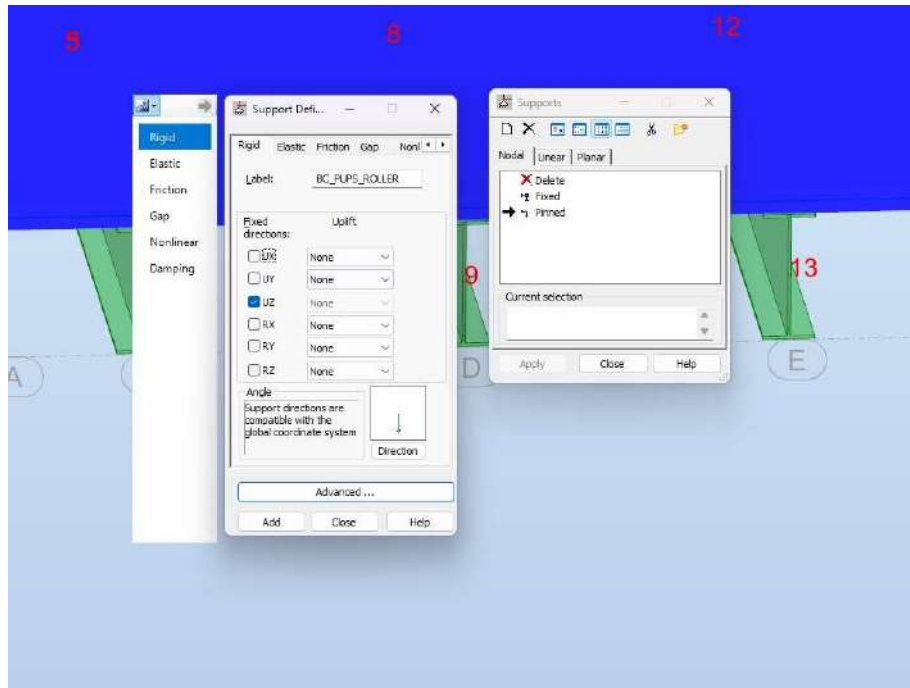
Ilustración 17: Aplicación de apoyos fijos



Nota.- Implementación de apoyos fijos

Fuente: Robot Structural, 2025

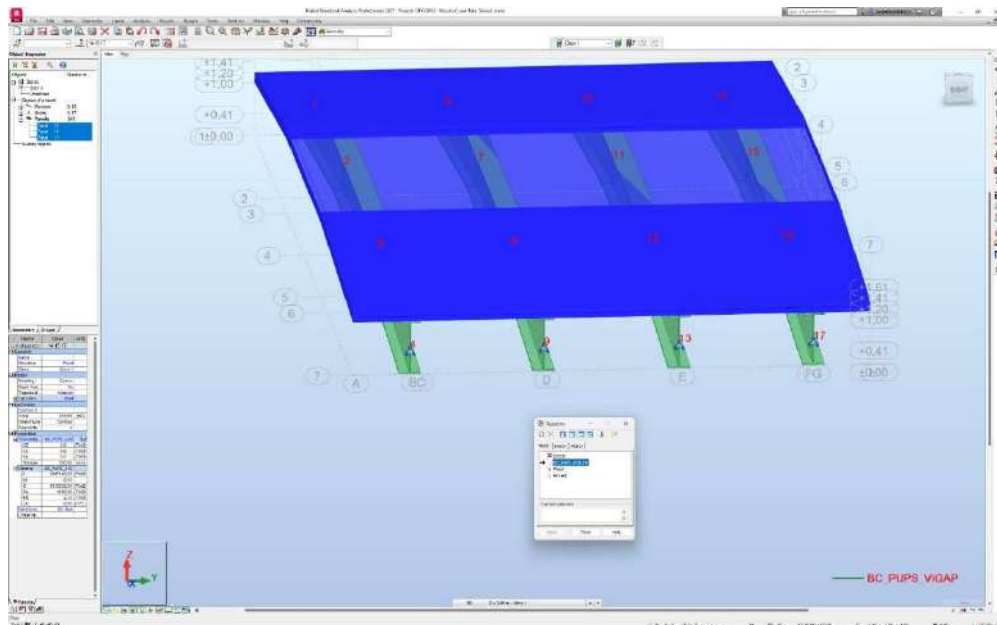
Ilustración 18: Configuración de apoyo móvil o roller



Nota.- Ingreso de datos de apoyo móvil

Fuente: Robot Structural, 2025

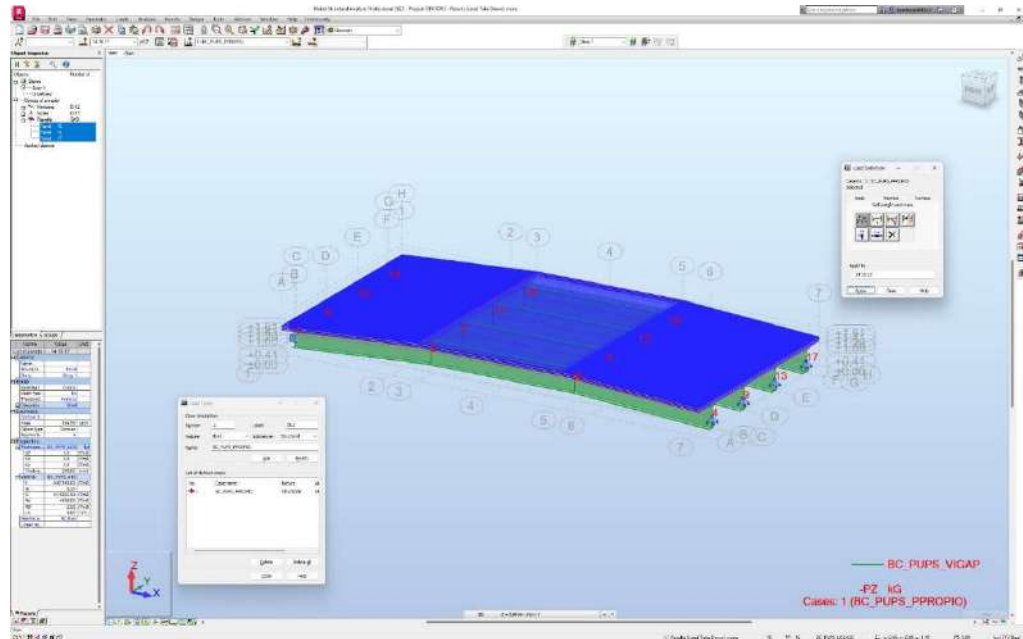
Ilustración 19: Aplicación de apoyos móviles



Nota.- Implementación de apoyos

Fuente: Robot Structural, 2025

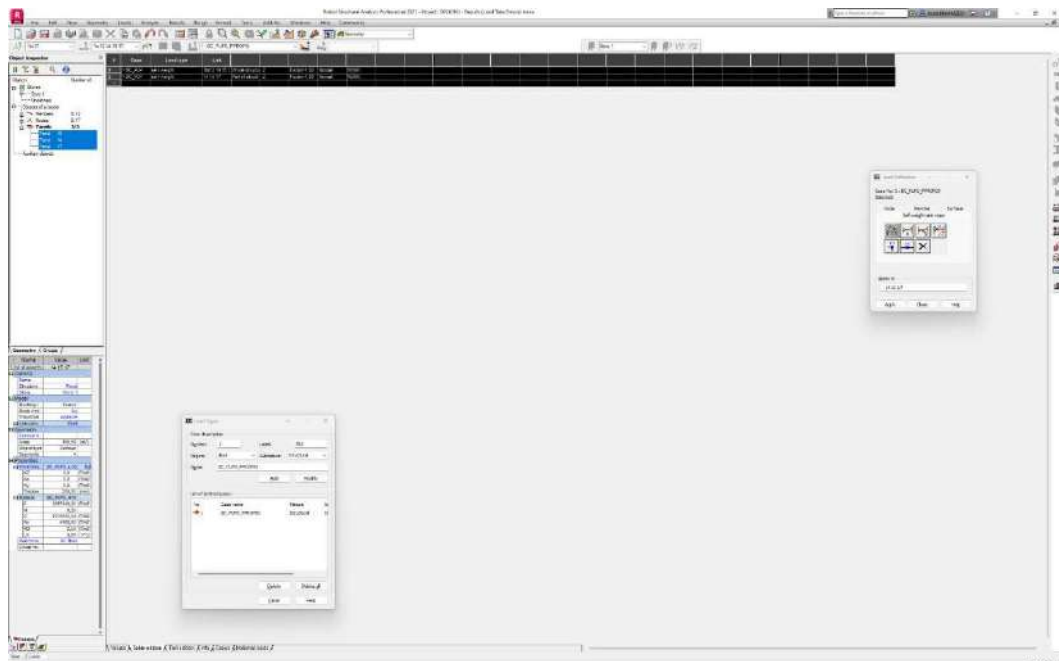
Ilustración 20: Aplicación de carga muerta a la estructura



Nota.- Aplicación de cargas

Fuente: Robot Structural, 2025

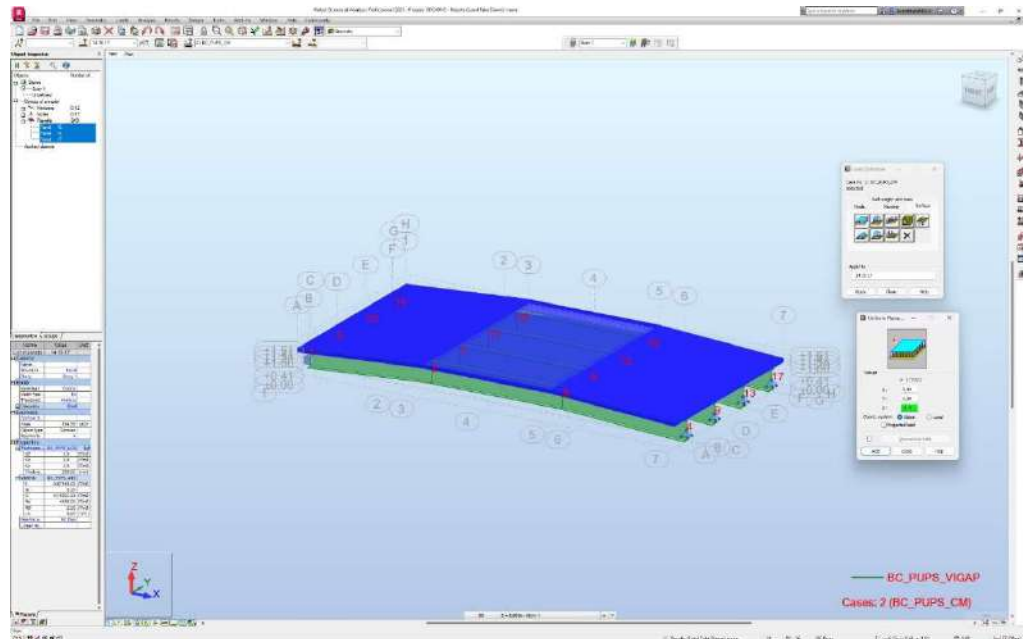
Ilustración 21: Verificación de aplicación de cargas



Nota.- Se verifica que el proceso se haya aplicado

Fuente: Robot Structural, 2025

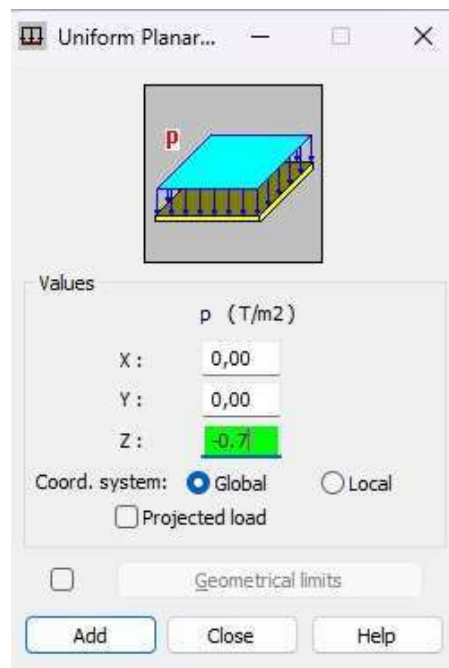
Ilustración 22: Aplicación de carga de asfalto



Nota.- Aplicación de cargas

Fuente: Robot Structural, 2025

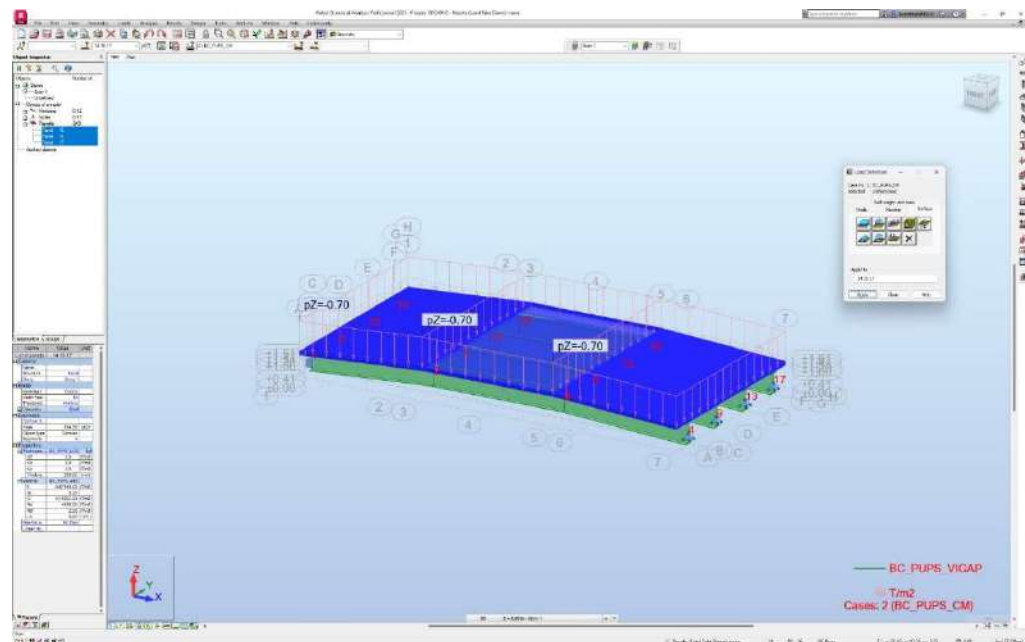
Ilustración 23: Distribución de cargas



Nota.- Se verifica que el proceso se haya aplicado

Fuente: Robot Structural, 2025

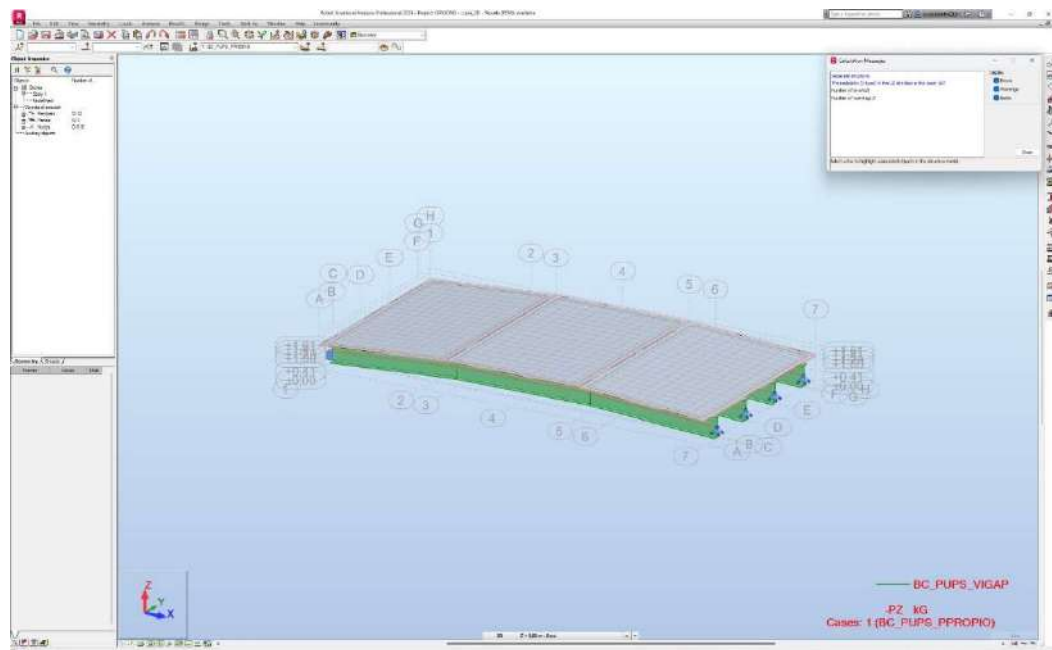
Ilustración 24: Aplicación completa de carga



Nota.- Aplicación de carga de asfalto en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

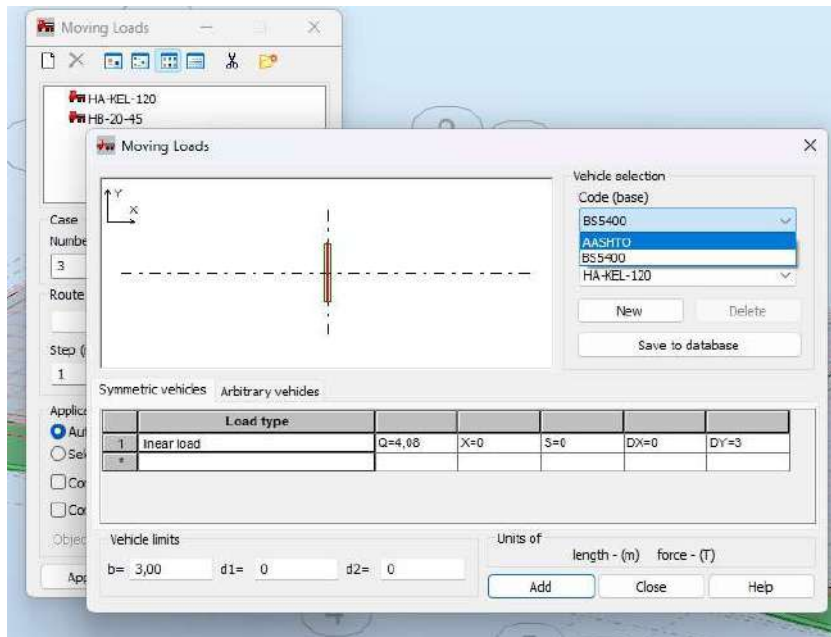
Ilustración 25: Resultado de primer análisis



Nota.- Se verifica que el proceso se haya aplicado

Fuente: Robot Structural, 2025

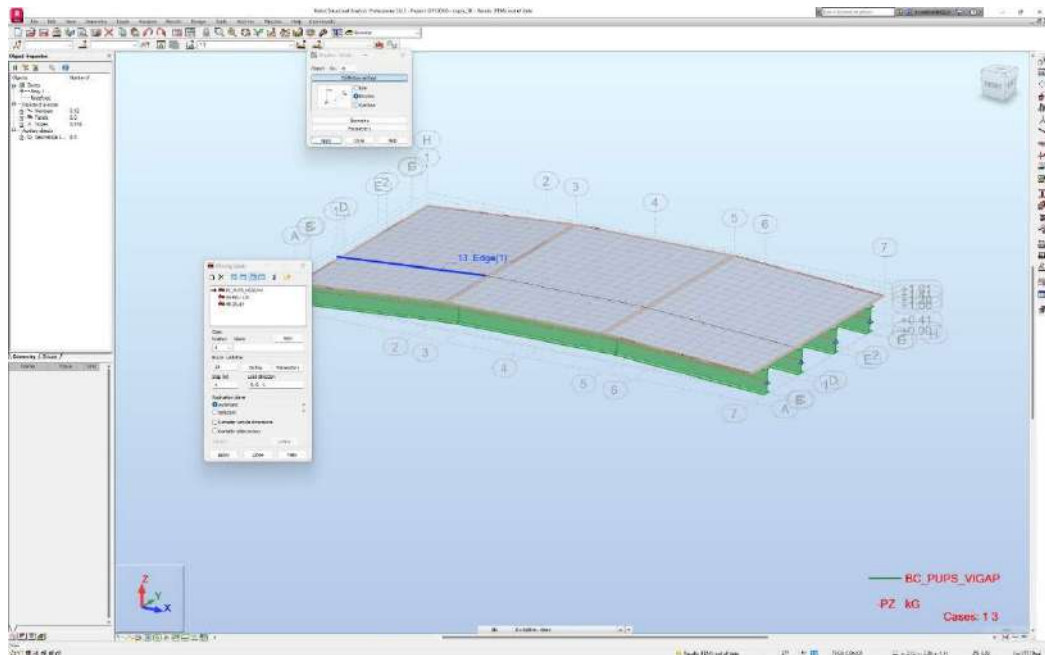
Ilustración 26: Ingreso de datos de carga móvil según AASHTO



Nota.- Aplicación de carga móvil

Fuente: Robot Structural, 2025

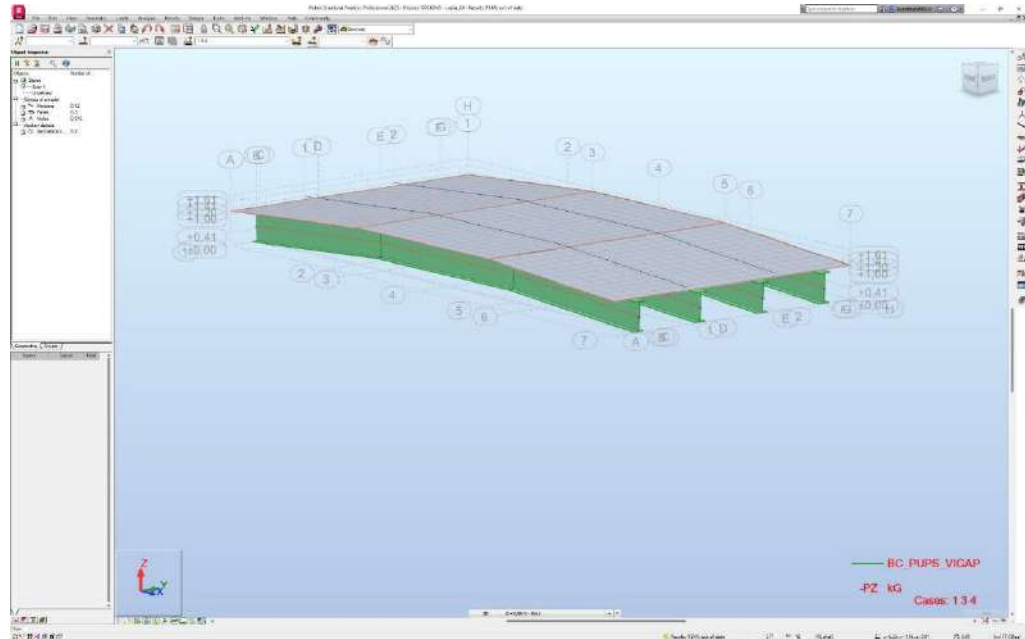
Ilustración 27: Aplicación de carril de recorrido camión



Nota.- Se verifica que el proceso se haya aplicado

Fuente: Robot Structural, 2025

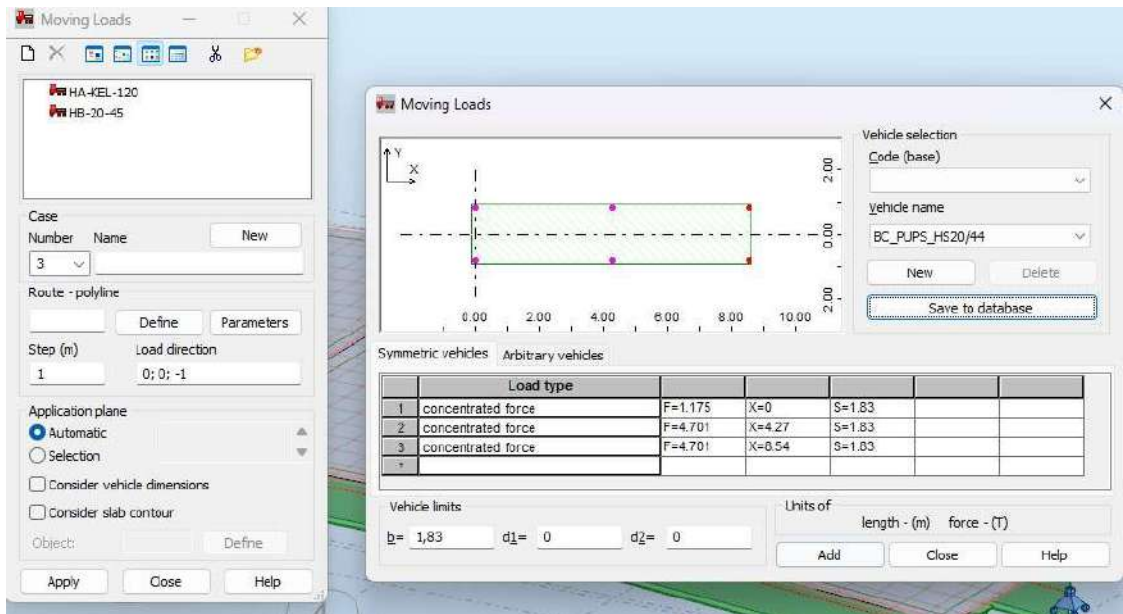
Ilustración 28: Aplicación completa de carga



Nota.- Aplicación de carga en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

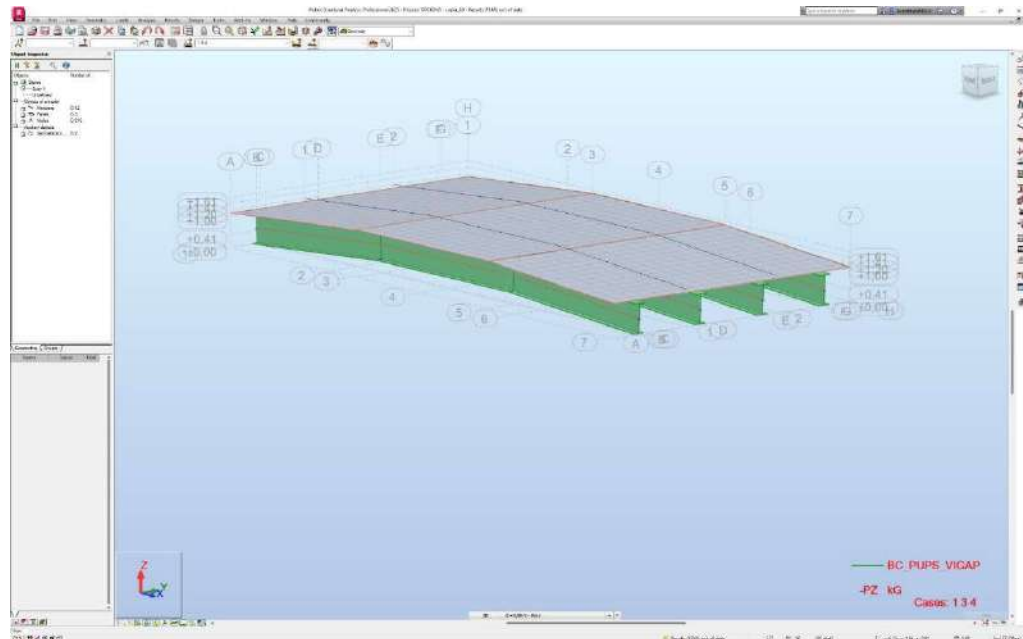
Ilustración 29: Se agrega vehículo para carga viva HS 20/44



Nota.- Se verifica que el proceso se haya aplicado

Fuente: Robot Structural, 2025

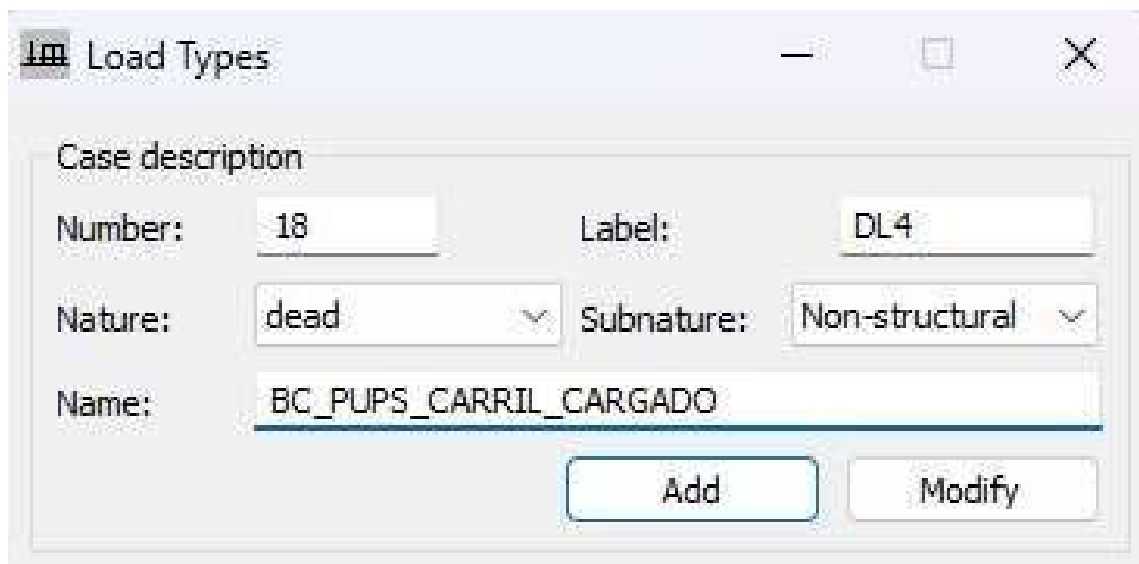
Ilustración 30: Aplicación completa de carga aplicadas



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

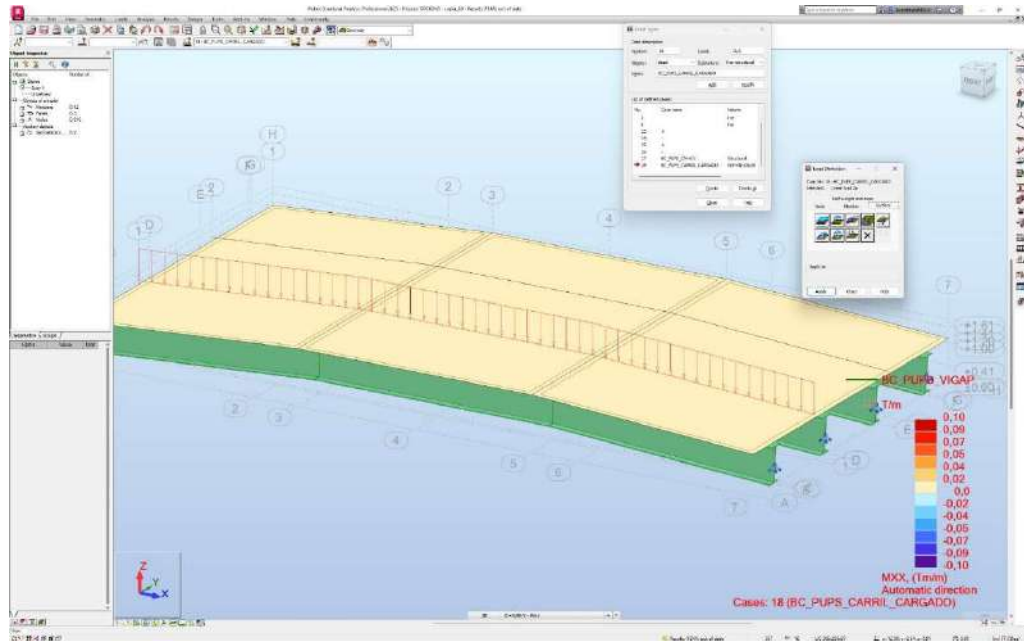
Ilustración 31: Carga de carril cargado definido



Nota.- Se verifica que el proceso se haya aplicado

Fuente: Robot Structural, 2025

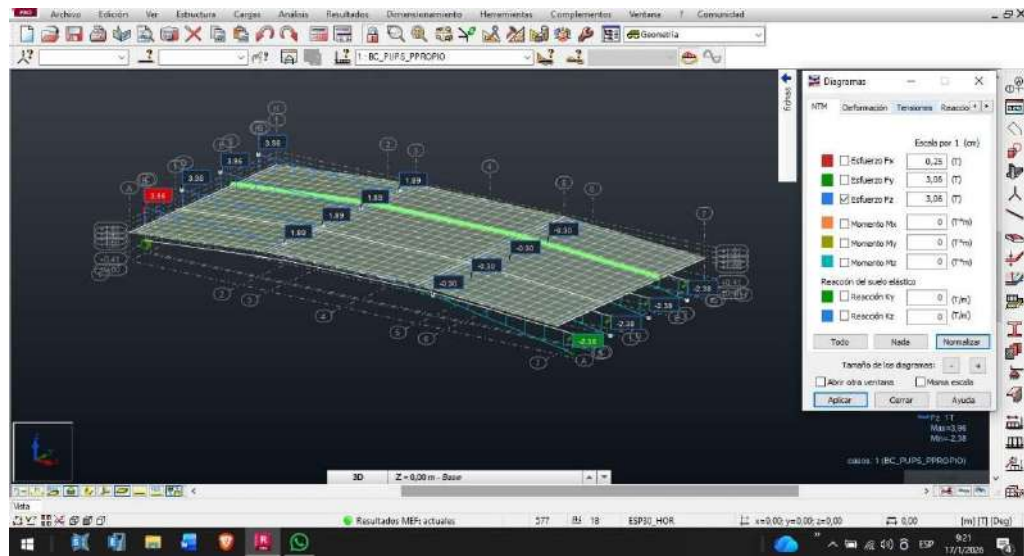
Ilustración 32: Aplicación completa de carga aplicadas



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

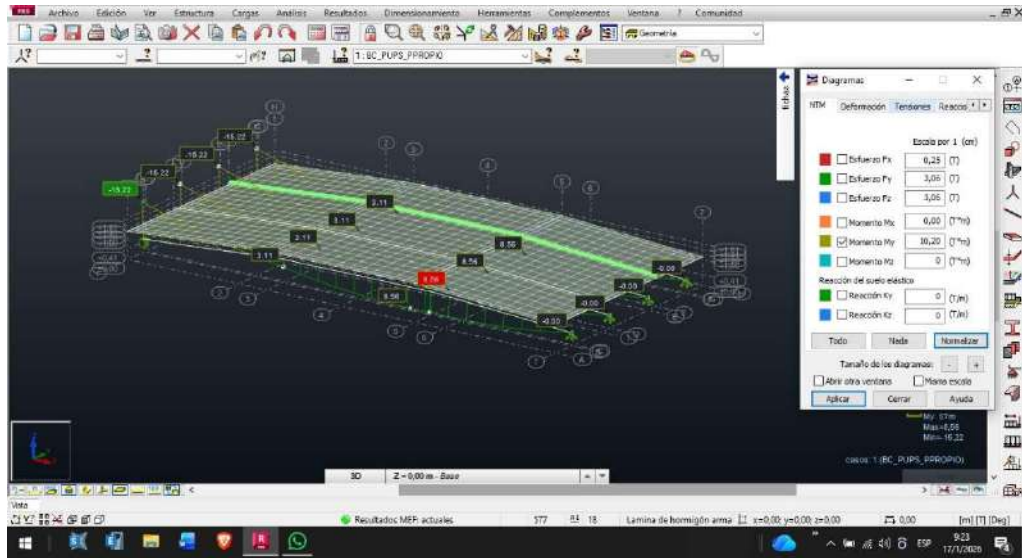
Ilustración 33: Aplicación de cargas en estructura



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

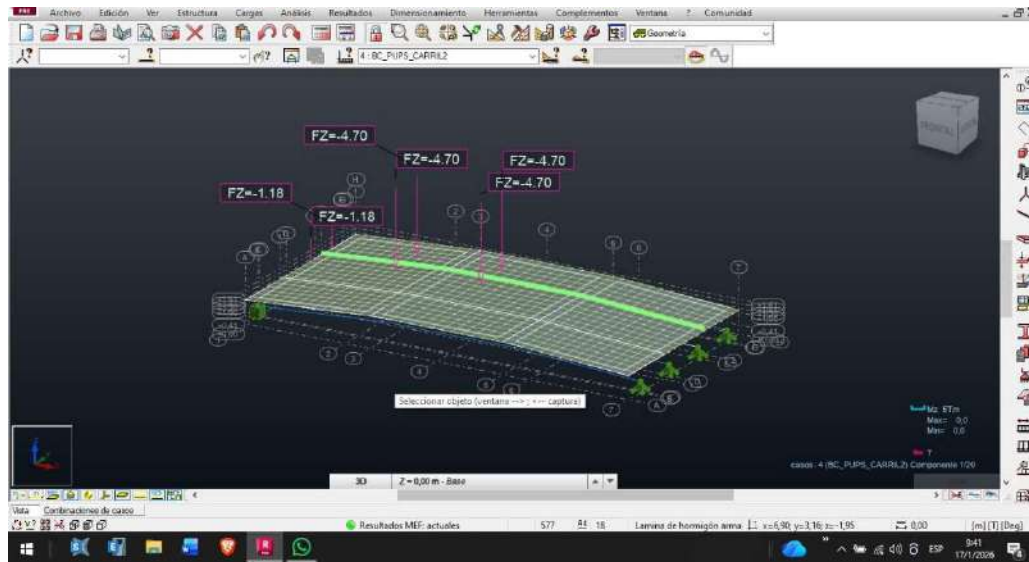
Ilustración 34: Visualización de Momentos aplicados a la estructura



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

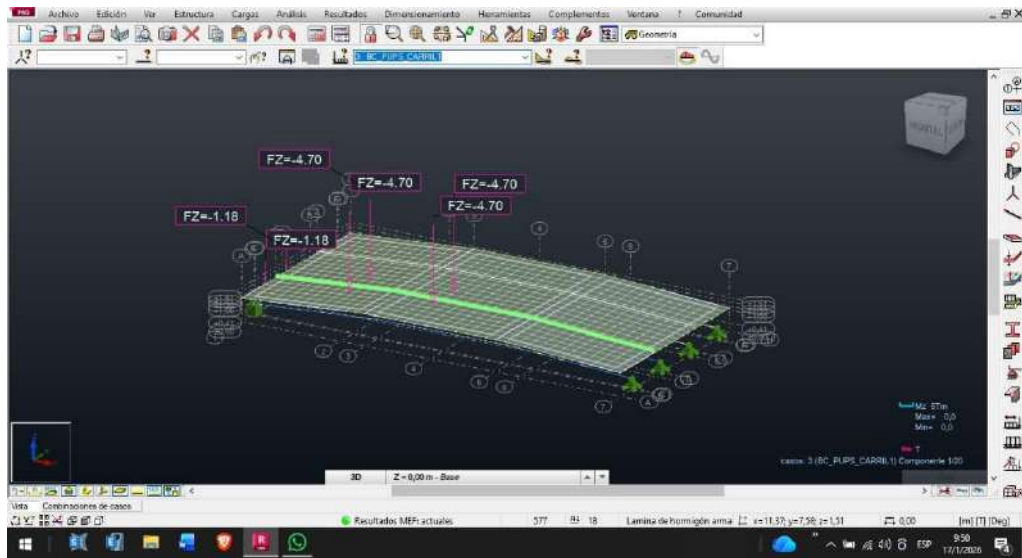
Ilustración 35: Visualización de estado de la estructura en primer carril



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

Ilustración 36: Visualización de estado de la estructura en segundo carril



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

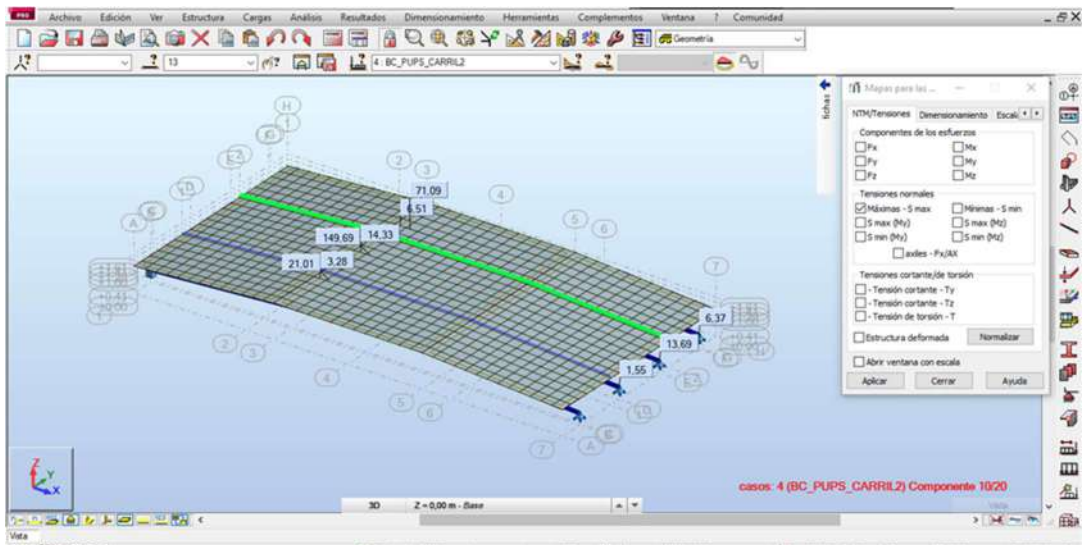
Ilustración 37: Mapa de barras - Componentes de los esfuerzos My – Carril 2



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

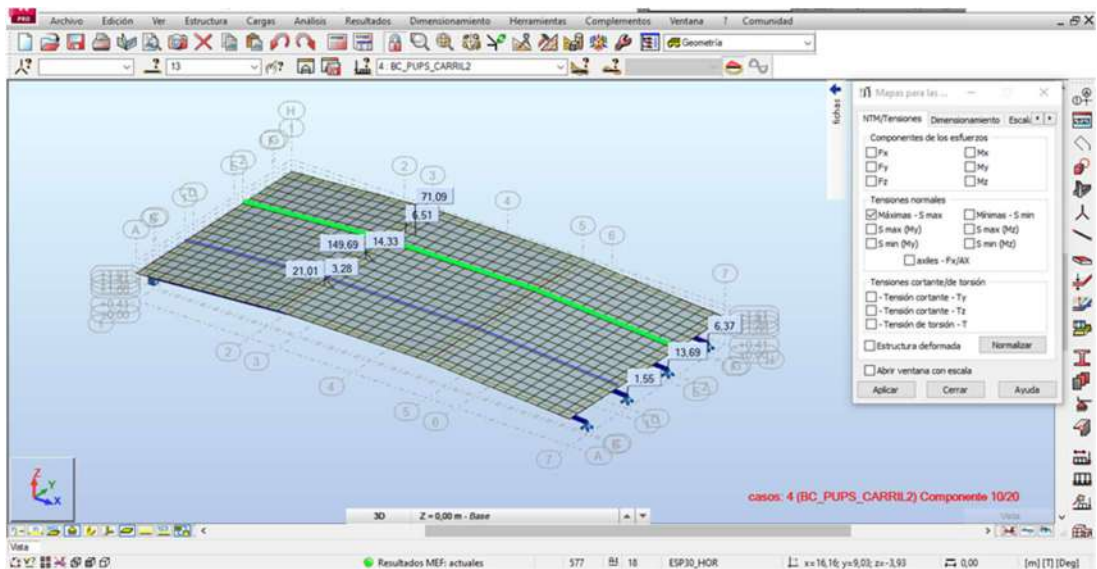
Ilustración 38: Mapa de barras - Componentes de los esfuerzos F_z – Carril 2



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

Ilustración 39: Mapa de barras - Tensiones Max – Carril 2



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

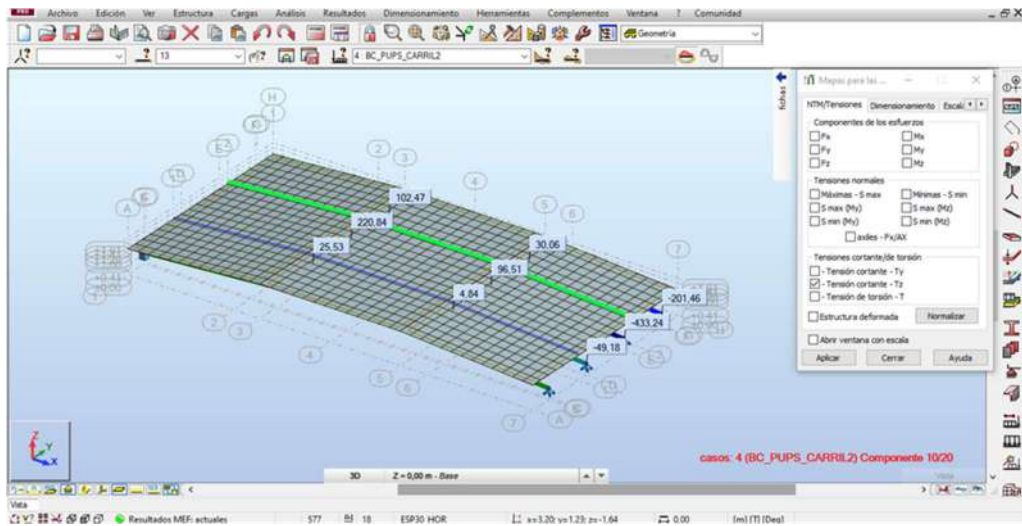
Ilustración 40: Mapa de barras - Tensiones Min My – Carril 2



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

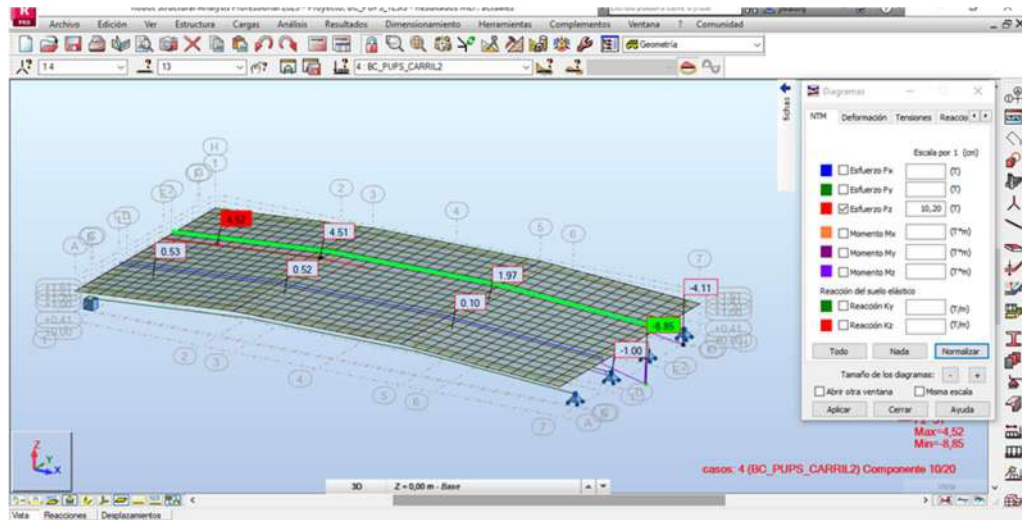
Ilustración 41: Mapa de barras - Tensiones cortantes Tz - Carril 2



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

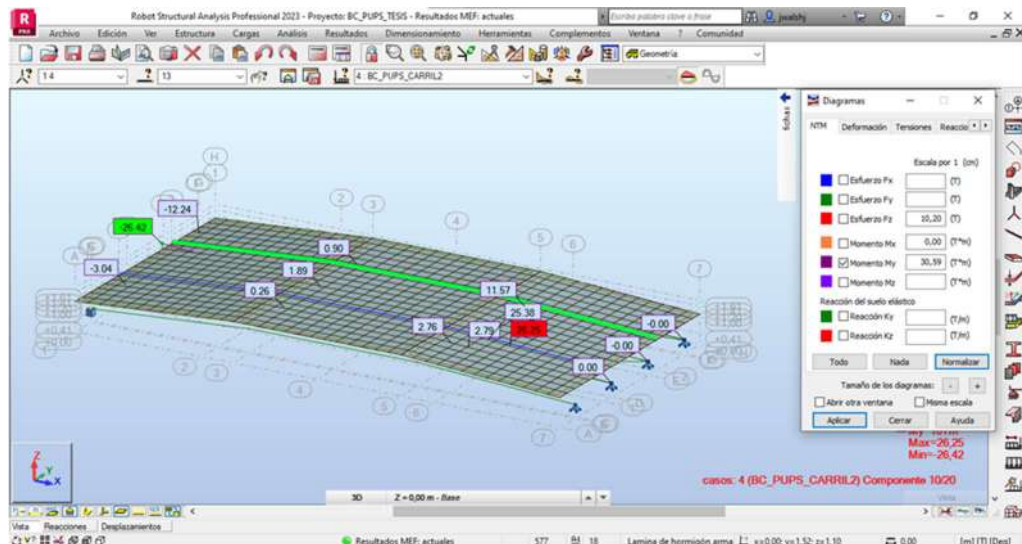
Ilustración 42: Diagrama de barras - Esfuerzo en Fz – Carril 2



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

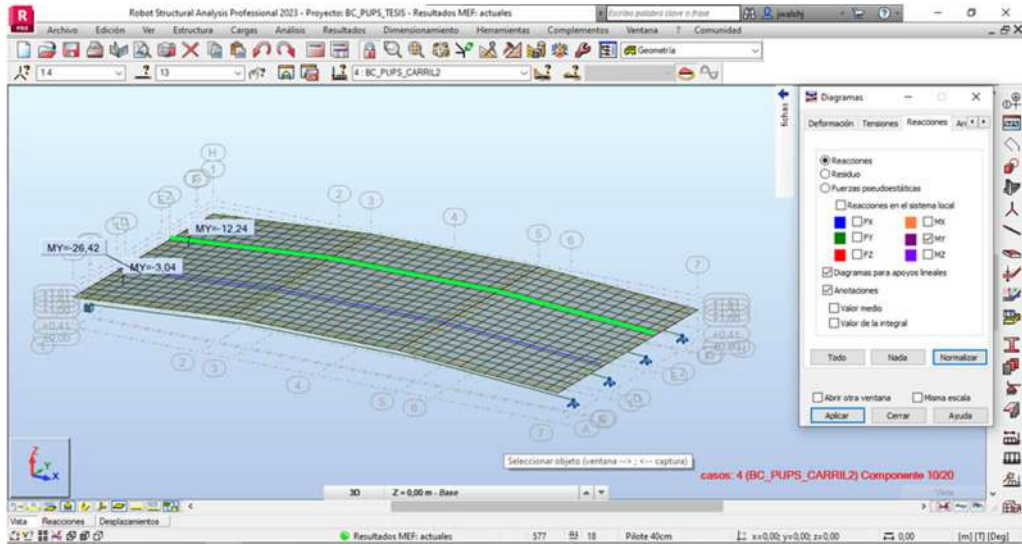
Ilustración 43: Diagrama de barras - Momentos My



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

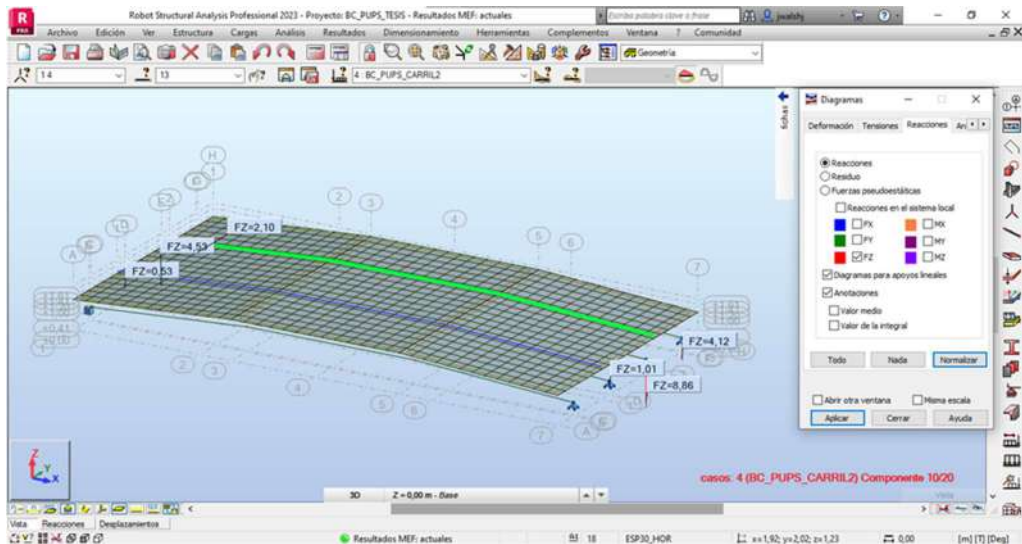
Ilustración 44: Diagrama de barras - Reacciones en My



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

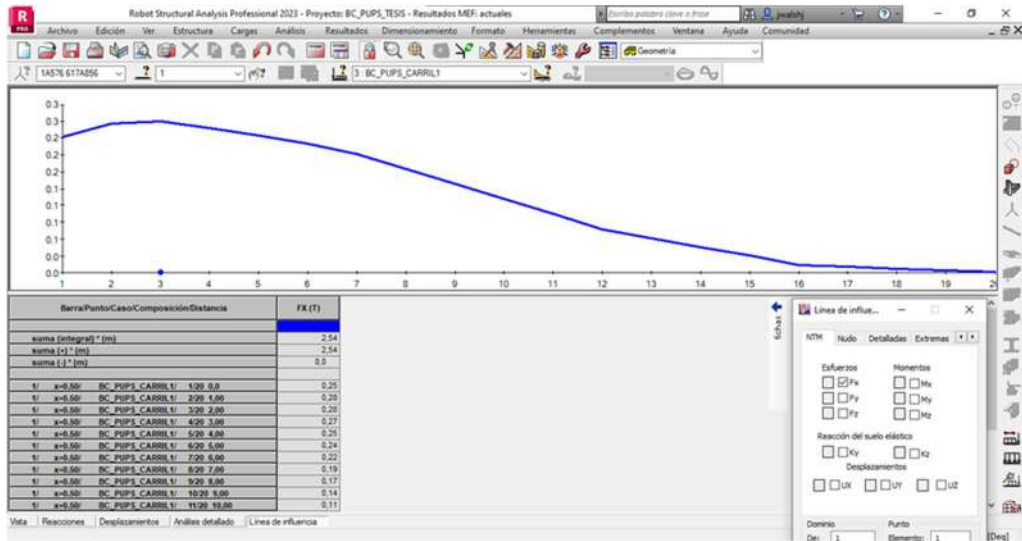
Ilustración 45: Diagrama de barras - Reacciones en Fz



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

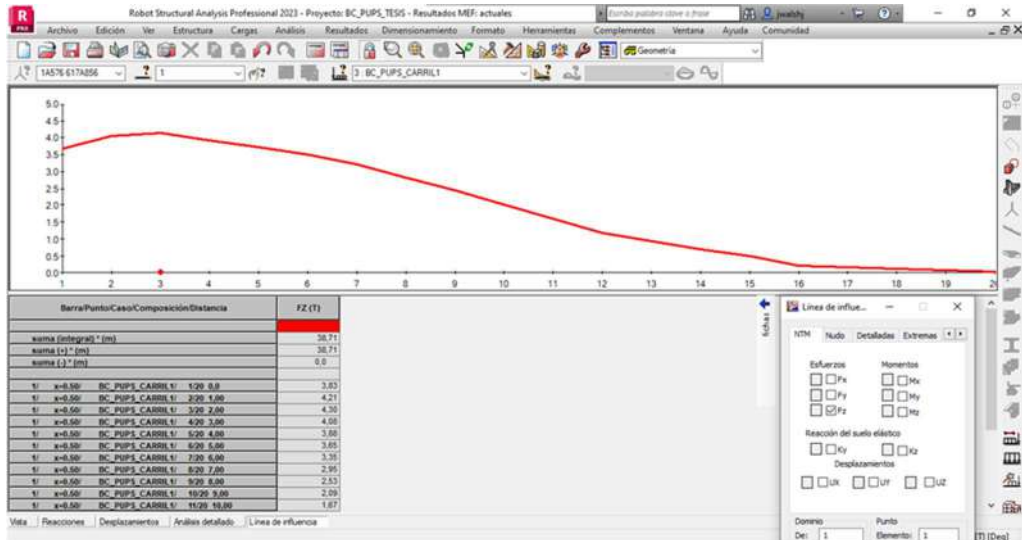
Ilustración 46: Líneas de influencia carril 1 en Fx



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

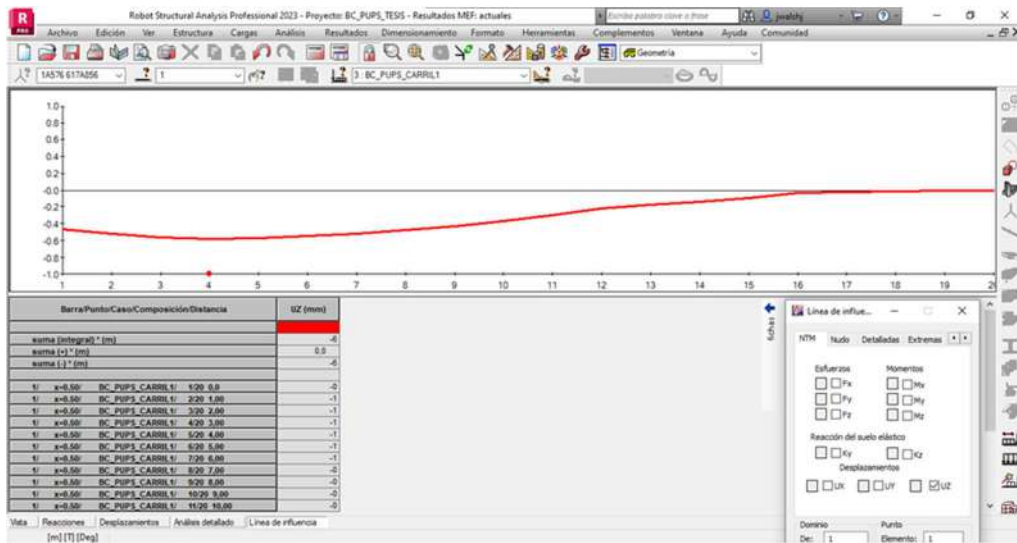
Ilustración 47: Líneas de influencia carril 1 en Fz



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

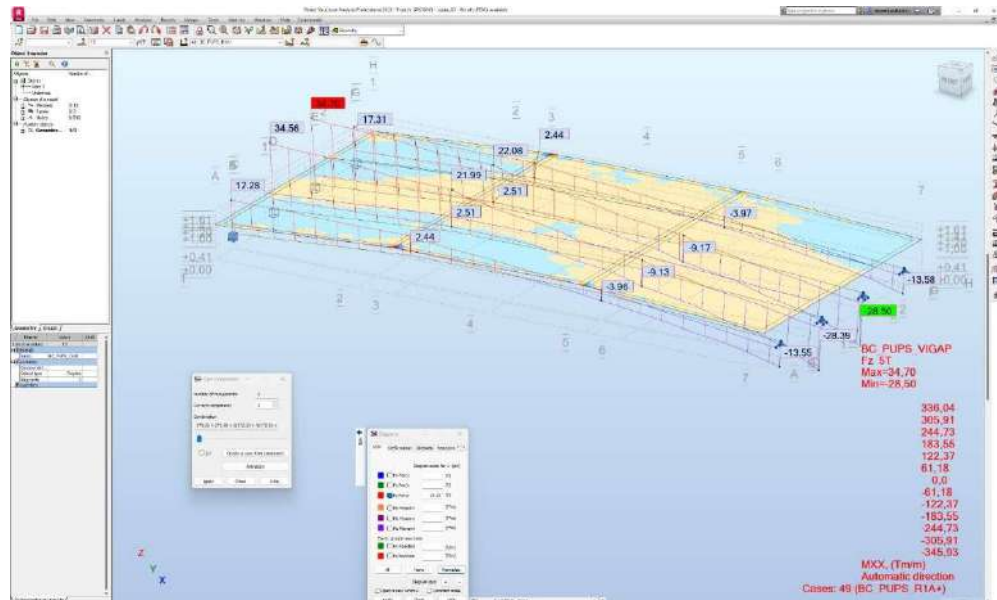
Ilustración 48: Líneas de influencia - Desplazamientos en Uz



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

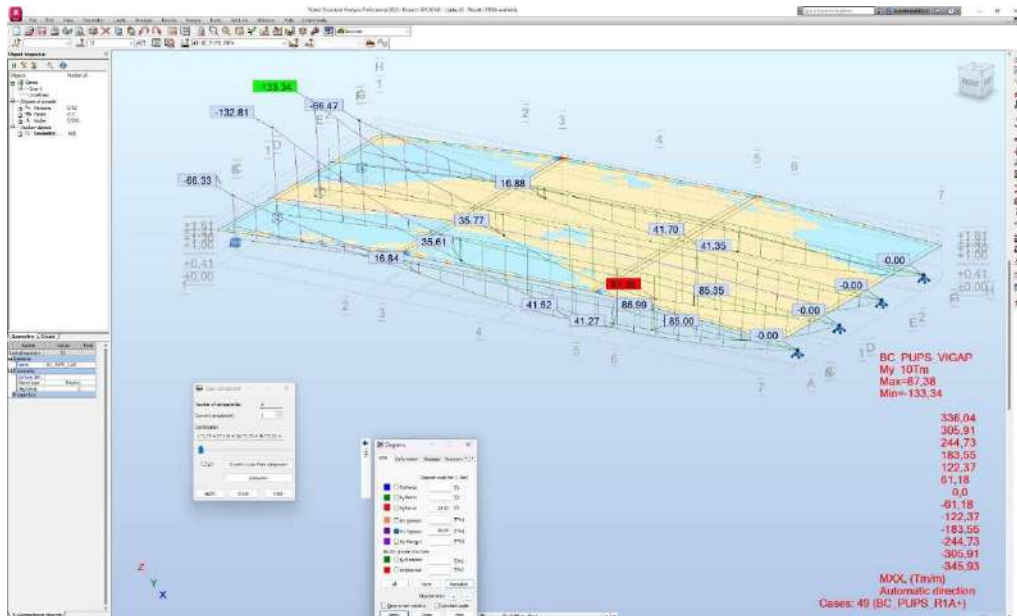
Ilustración 49: Combinación de carga, grafica de esfuerzo cortante



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

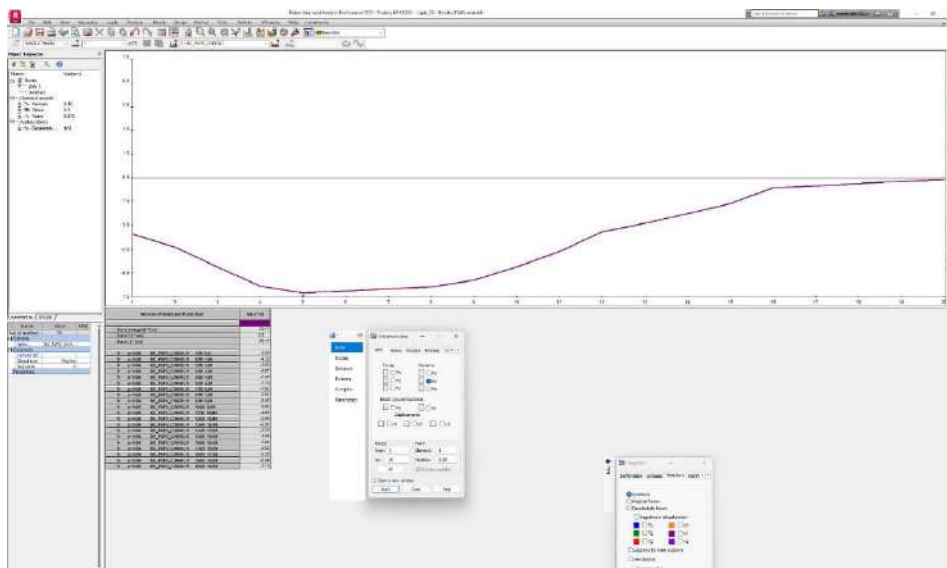
Ilustración 50: combinación de carga grafica de momento flector



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

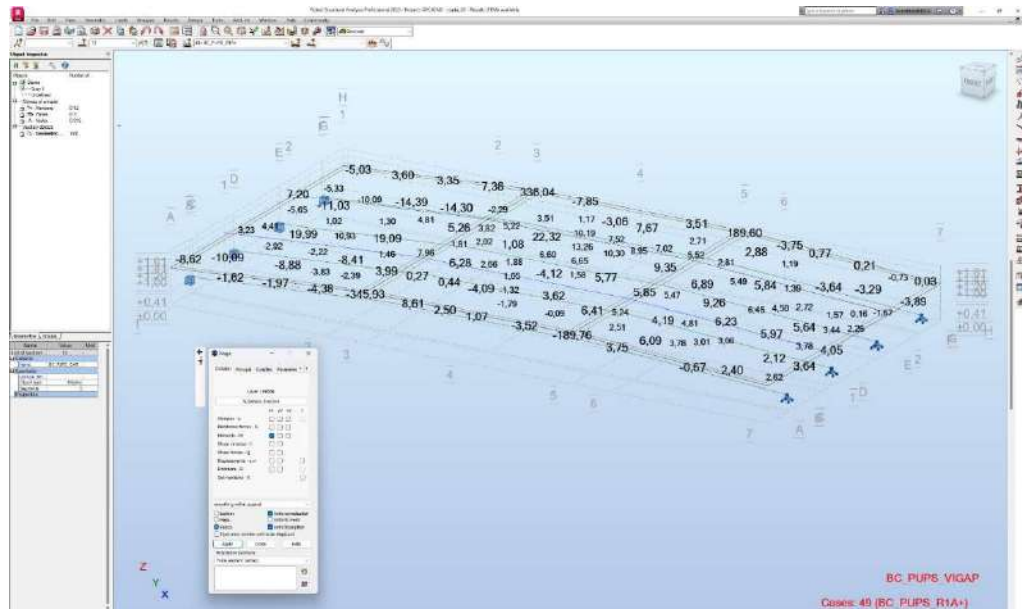
Ilustración 51: diagrama de línea de influencia para carril 1 de vehículo de prueba hs20/44



Nota.- Se verifica que el proceso se haya aplicado

Fuente: Robot Structural, 2025

Ilustración 52: Mapa de momentos en tablero



Nota.- Aplicación de carga aplicada en estructura

Fuente: Robot Structural, 2025

CAPITULO VII

7.1 ANEXOS FOTOGRAFICOS DE VISITA TÉCNICA

7.1.1 PRIMERA VISITA – RECONOCIMIENTO DE AREA

Figura 9: Área de estudio



Nota. – Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 10: Área de estudio



Nota. – Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 11: Revisión de área



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 12: Revisión de estructura de puente



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 13: *Revisión de estructura de puente*



Nota: Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 14: *Revisión visual de estructura del puente*



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 15: Reconocimiento visual de cimentación



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 16: Revisión de estructura



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 17: Visualización de cimentación



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 18: Visualización de detalles en puente



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 19: Visualización de elementos de puente



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 20: Elementos de puente de estudio



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 21: Elementos de puente de estudio



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 22: Revisión de elemento



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 23: Relevamiento de elementos de puente



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 24: Toma de medidas



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 25: Revisión de área de estudio



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 26: Medición de elementos de puente



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 27: Toma de medidas



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 28: Revisión con tutor en sitio



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 29: Revisión de elementos estructurales



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 30: Revisión visual de viga



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 31: Revisión estructural de viga



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 32: Inspección visual de viga de puente



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 33: Inspección visual de viga de puente



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 34: Toma de evidencia



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 35: *Medición de elementos*



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 36: *Medición de elementos estructurales*



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 37: Toma de medidas de elementos



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 38: Inspección visual con tutor de tesis



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 39: *Visita en sitio con tutor*



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

Figura 40: *Inspección visual de viga de puente*



Nota. - Toma fotográfica de área donde se realizará el análisis estructural del proyecto.

Fuente: Autor

7.1.2 SEGUNDA VISITA – ENSAYO DE ESCLEROMETRIA

Figura 41: Ensayo de esclerometría



Nota. -. Se realizaron las pruebas como procedimiento de análisis

Fuente: Autor

Figura 42: Recolección de datos



Nota. -. Proceso de ensayo de esclerometría

Fuente: Autor

Figura 43: *Recolección de datos en sitio*



Nota. -. Proceso de ensayos

Fuente: Autor

Figura 44: *Toma de datos de ensayo de esclerometría*



Nota. -. Recolección de datos

Fuente: Autor

Figura 45: *Medición en sitio para para ensayo*



Nota. -. Proceso de ensayo de esclerometría

Fuente: Autor

Figura 46: *Toma de datos*



Nota. -. Uso de equipo para ensayos

Fuente: Autor

Figura 47: Toma de datos



Nota. -. Uso de equipo para ensayos

Fuente: Autor

Figura 48: Recolección de datos en sitio



Nota. -. Puntos tomados en sitio

Fuente: Autor

Figura 49: Toma de medidas para ensayo



Nota. -. Proceso de ensayo de esclerometría

Fuente: Autor

Figura 50: Toma de ensayo



Nota. -. Proceso de ensayo de esclerometría

Fuente: Autor

Figura 51: Toma de ensayo



Nota. -. Proceso de ensayo de esclerometría

Fuente: Autor

Figura 52: Recolección de datos



Nota. -. Toma de datos

Fuente: Autor

Figura 53: *Recopilación de datos en sitio*



Nota. -. Proceso de ensayo de esclerometría

Fuente: Autor

Figura 54: *Revisión y toma de datos*



Nota. -. Proceso de ensayo de esclerometría

Fuente: Autor

Figura 55: Bosquejo para recolección de datos



Nota. -. Proceso de ensayo de esclerometría

Fuente: Autor

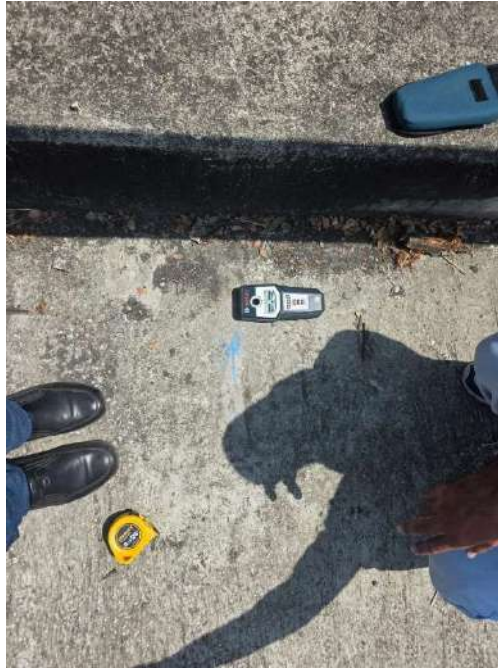
Figura 56: Toma de puntos



Nota. -. Proceso de ensayo de esclerometría

Fuente: Autor

Figura 57: Proceso de ensayo



Nota. -. Proceso de ensayo de esclerometría

Fuente: Autor

Figura 58: Toma de datos por debajo de puente



Nota. -. Proceso de ensayo de esclerometría

Fuente: Autor

Figura 59: Mediciones en sitio



Nota. -. Proceso de ensayo de esclerometría

Fuente: Autor

Figura 60: Toma de medidas



Nota. -. Proceso de ensayo de esclerometría

Fuente: Autor

Figura 61: Toma de datos por el tesista



Nota. -. Proceso de ensayo de esclerometría

Fuente: Autor

Figura 62: Recolección de datos



Nota. -. Proceso de ensayo de esclerometría

Fuente: Autor

7.1.2.1 Resultados de ensayos de esclerometría

Se adjunta resultados de ensayo de esclerometría.

RESULTADOS DE ENSAYOS

PRUEBA ESTÁNDAR PARA EL NÚMERO DE REBOTE EN UN HORMIGÓN ENDURECIDO ASTM C 805

Proyecto:	EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA -LOSA, DE LA UPS - SEDE GUAYAQUIL
Localización:	Km 19 vía a la costa - Guayaquil
Solicitado Por:	Brian Alfredo Castillo Bustos

Ensayo #	Fecha de Fundición (año aprox.)	Elemento	Resistencia medida Kg/cm ²	Fecha de ensayo	Edad del concreto (Años)
RESERVARIO PRINCIPAL					
1	2021	(P1) Losa de puente - lado izquierdo	418	13/12/2025	4
2	2021	(P-2) Losa de puente - lado derecho	469	13/12/2025	4
3	2021	(P-3) Losa de puente - centro	489	13/12/2025	4

Observaciones:

Es importante señalar que los ensayos de esclerometría, son ensayos no destructivos para **estimar** la calidad del hormigón, y para la identificación de zonas débiles, además permite realizar un análisis comparativo con los resultados obtenidos en las roturas de cilindro, sin embargo, no sustituyen a los ensayos de compresión, conforme lo indica la Norma INEN 1855 numeral 8.7.3 en el que dice: "Si se confirma luego de agotar los procedimientos de ensayos no destructivos de control actualmente aceptados, que el hormigón es de dudosa resistencia y los cálculos indican que su capacidad de resistencia se habría reducido significativamente, deberán obtenerse núcleos de acuerdo con la norma ASTM C 42.



Formado electrónicamente por:
OMAIRA GABRIELA
BASURTO ROSERO

Ing. Omaira Basurto Rosero
Por Solum Ingenieros Consultores S.A

MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA EL NÚMERO DE REBOTE EN UN HORMIGÓN ENDURECIDO

(ASTM C805)

Proyecto:	EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA -LOSA, DE LA UPS - SEDE GUAYAQUIL
Localización:	Km 19 vía a la costa - Guayaquil
Solicitado Por:	Brian Alfredo Castillo Bustos
Fecha:	13/12/2025

Ensayo No.	Ubicación del elemento:				
P1	Losa de puente - lado izquierdo				
Temperatura ambiente:			% de Humedad ambiente:		
31 °C			68%		
Fecha de fundición:			Edad del concreto:		
2021 Aproximadamente			4 años		
Resistencia especificada:					
Se desconoce Kg/cm ²					
Orientación del martillo:					
↓					
Lecturas:	42	46	40	39	30
	38	42	52	44	40
Promedio de las lecturas:			Rango de Validez (+/-6) según la norma:		
41,30					Mínimo 35,3
					Máximo 47,3
Promedio definitivo (R):			Resistencia estimada		
41,38			41 N/mm ² = 417,79 Kg/cm ²		
Observaciones:					
.....					
.....					
.....					
.....					
Valor desestimado por estar fuera del rango.					
Realizado Por:					
Ing. Omaira Basurto					

MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA EL NÚMERO DE REBOTE EN UN HORMIGÓN ENDURECIDO

(ASTM C805)

Proyecto:	EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA -LOSA, DE LA UPS - SEDE GUAYAQUIL
Localización:	Km 19 vía a la costa - Guayaquil
Solicitado Por:	Brian Alfredo Castillo Bustos
Atención:	
Fecha:	13/12/2025

Ensayo No.: P2	Ubicación del elemento: Losa de puente - lado derecho				
Temperatura ambiente: 31 °C			% de Humedad ambiente: 68%		
Fecha de fundición: 2021 Aproximadamente			Edad del concreto: 4 años		
Resistencia especificada: Se desconoce Kg/cm ²					
Orientación del martillo: ↓					
Lecturas:	44	44	48	42	48
	44	44	44	42	46
Promedio de las lecturas: 44,60			Rango de Validez (+/-6) según la norma:		Mínimo 38,6
					Máximo 50,6
Promedio definitivo (R): 44,60			Resistencia estimada 46 N/mm ² = 468,74 Kg/cm ²		
Observaciones:					
Realizado Por: Ing. Omaira Basurto					

MÉTODO DE PRUEBA ESTÁNDAR PARA EL NÚMERO DE REBOTE EN UN HORMIGÓN ENDURECIDO

Proyecto:	EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA -LOSA, DE LA UPS - SEDE GUAYAQUIL
Localización:	Km 19 vía a la costa - Guayaquil
Solicitado Por:	Brian Alfredo Castillo Bustos
Fecha:	13/12/2025

Ensayo No.: P3	Ubicación del elemento: Losa de puente - centro				
Temperatura ambiente: 31 °C			% de Humedad ambiente: 68%		
Fecha de fundición: 2021 Aproximadamente			Edad del concreto: 4 años		
Resistencia especificada: Se desconoce Kg/cm ²					
Orientación del martillo: ↓					
Lecturas:	46	52	48	42	43
	45	45	45	48	48
Promedio de las lecturas: 46,20			Rango de Validez (+/-6) según la norma:		Mínimo 40,2
					Máximo 52,2
Promedio definitivo: 46,20			Resistencia estimada 48 N/mm ² = 489,12 Kg/cm ²		
Observaciones:					
Realizado Por: Ing. Omaira Basurto					

Figura 63: Toma de datos de ensayo de pachometría



Nota. -. Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 64: Toma de datos por el tesista



Nota. -. Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 65: Toma de datos de pachometría



Nota. -. Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 66: Toma de lectura de ensayo



Nota. -. Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 67: Toma de lectura con equipo



Nota. -. Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 68: Toma de lectura con equipo



Nota. -. Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 69: Toma de datos en puente



Nota. -. Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 70: Toma de datos por el tesista



Nota. -. Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 71: Recolección y bosquejo de datos



Nota. -. Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 72: Toma de lectura de ensayo



Nota. -. Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 73: Toma de datos



Nota. - . Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 74: Toma de datos



Nota. - . Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 75: Toma de datos por el tesista



Nota. -. Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 76: Toma de datos por el tesista



Nota. -. Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 77: Toma de datos



Nota. -. Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 78: Toma de datos



Nota. -. Proceso de ensayo de pachometría

Fuente: Autor

Figura 79: Revisión de área con el tutor de tesis



Nota. - Levantamiento de datos para ensayo de Pachometría

Fuente: Autor

Figura 80: Levantamiento en tesis con tutor



Nota. - Levantamiento de datos para ensayo de Pachometría

Fuente: Autor

Figura 81: Levantamiento en tesis con tutor



Nota. - Levantamiento de datos para ensayo de Pachometría

Fuente: Autor

Figura 82: Revisión de datos en sitio



Nota. - Levantamiento de datos para ensayo de Pachometría

Fuente: Autor

7.1.4 CUARTA VISITA – LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

Figura 83: Levantamiento de curvas de nivel



Nota. - Levantamiento topográfico con RTK

Fuente: Autor

Figura 84: Levantamiento topográfico



Nota. - Levantamiento topográfico con RTK

Fuente: Autor

Figura 85: Graficado de datos



Nota. - Levantamiento topográfico con RTK

Fuente: Autor

Figura 86: Toma de puntos para levantamiento



Nota. - Levantamiento topográfico con RTK

Fuente: Autor

Figura 87: Toma de datos por el tesista



Nota. - Levantamiento topográfico con RTK

Fuente: Autor

Figura 88: Toma de datos por el tesista



Nota. - Levantamiento topográfico con RTK

Fuente: Autor

Figura 89: Levantamiento topográfico



Nota. - Levantamiento topográfico con RTK

Fuente: Autor

Figura 90: Toma de puntos por el tesista



Nota. - Levantamiento topográfico con RTK

Fuente: Autor

Figura 91: Toma de puntos por el tesista



Nota. -. Levantamiento topográfico con RTK

Fuente: Autor

Figura 92: Toma de puntos para curvas de nivel



Nota. -. Levantamiento topográfico con RTK

Fuente: Autor

Figura 93: Toma de puntos topográficos



Nota. - Levantamiento topográfico con RTK

Fuente: Autor

Figura 94: Toma de puntos topográficos



Nota. - Levantamiento topográfico con RTK

Fuente: Autor

Figura 95: Toma de puntos topográficos



Nota. -. Levantamiento topográfico con RTK

Fuente: Autor

Figura 96: Revisión del área



Nota. -. Levantamiento topográfico con RTK

Fuente: Autor

CAPITULO VIII

8.1 CONCLUSIONES

La culminación de esta investigación permite afirmar que se cumplió satisfactoriamente con el objetivo general de determinar la capacidad de resistencia última y el desempeño bajo servicio de la sección compuesta del puente de 19.2 metros. A través de la comparativa técnica, se cuantificó que los métodos de cálculo simplificados tienden a subestimar las solicitaciones reales, mientras que el modelado avanzado por Elementos Finitos (FEM) proporcionó una base sólida para fundamentar un diseño eficiente bajo la normativa AASHTO LRFD. Se validó que la sección propuesta, fabricada en acero ASTM A36 con un peso específico de $7,850 \text{ kg/m}^3$, es capaz de soportar las demandas estructurales exigidas para su rehabilitación en el campus de la Vía a la Costa.

En cumplimiento con el primer objetivo específico, se desarrolló con éxito el modelo tridimensional en el software Autodesk Robot Structural Analysis, logrando simular adecuadamente la acción compuesta mediante el uso de offsets y la definición de etapas constructivas. Este modelado permitió verificar que la interacción entre la losa de hormigón y las vigas de acero responde de manera óptima a las cargas permanentes y variables, eliminando errores comunes asociados a los cálculos manuales y garantizando una memoria de cálculo precisa y visualmente verificable. La herramienta FEM resultó ser el factor diferenciador para obtener una representación fiel del comportamiento estructural bajo condiciones reales de operación.

Asimismo, se alcanzó el segundo objetivo específico al determinar con exactitud las solicitaciones máximas de momentos y cortantes, aplicando las configuraciones de carga móvil HS 20/44 conforme a los requerimientos contemporáneos de la norma NEVI-

12 de Ecuador. El análisis comparativo realizado permitió concluir que la viga armada existente IPE 1000x400x24 posee una capacidad estructural que supera ampliamente los requerimientos mínimos de diseño. Al verificar que un perfil comercial de alta resistencia como la viga W24x162 satisface los límites de resistencia flexionante y cortante, se valida por extensión que la viga protagonista de este estudio, al poseer un peralte de 1000 mm y un módulo de sección sustancialmente mayor, garantiza una rigidez y seguridad vial muy superiores a las soluciones estándar cumpliendo el enfoque del tercer objetivo específico. Este hallazgo es fundamental para la rehabilitación, dado que confirma que la estructura existente no solo es apta, sino que ofrece una reserva de capacidad que modelos previos como la viga W24x104 no podían alcanzar.

8.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda ejecutar una intervención integral en la superestructura del puente, priorizando la rehabilitación del estrato de compresión de hormigón armado. Los resultados de los ensayos de pachometría revelaron un recubrimiento crítico de apenas 6 mm valor que contraviene lo estipulado en la normativa AASHTO LRFD (Sección 5.10.1) y la NEVI-12, que exigen un recubrimiento mínimo de 40 mm (4 cm) para proteger el acero de refuerzo contra la corrosión y agentes ambientales externos. Para solventar esta deficiencia, se propone el uso de un mortero estructural mono componente de alta resistencia, específicamente el sistema Maxrite-F. Este material, enriquecido con fibras y micro sílice, ofrece una tixotropía superior y una baja permeabilidad, permitiendo la reconstrucción del volumen de recubrimiento faltante y garantizando una adherencia mecánica excepcional a la superficie de hormigón existente.

En cuanto a la protección de la plataforma de circulación, se recomienda la

implementación de una carpeta de rodadura asfáltica de 5 cm de espesor. Esta medida no solo responde a los parámetros establecidos en la memoria de cálculo original, donde se consideró este espesor para la validación de las cargas permanentes, sino que actúa como un sistema de impermeabilización técnico. Una capa asfáltica debidamente compactada previene la infiltración de aguas pluviales hacia el núcleo de la losa de hormigón, mitigando el riesgo de carbonatación y extendiendo la vida útil de la estructura compuesta. Complementariamente, es imperativo realizar el mantenimiento y recalibración de las juntas de dilatación en los estribos de inicio y fin del tablero para asegurar el libre movimiento térmico de las vigas armadas y evitar esfuerzos internos no deseados en los apoyos.

Finalmente, la rehabilitación debe complementarse con obras civiles de menor escala, pero de alta relevancia operativa. Se recomienda la instalación de sistemas complementarios como un sistema de drenaje de aguas lluvias (AALL) eficiente para evitar el estancamiento de agua sobre el tablero, así como la adecuación de canalizaciones eléctricas para sistemas de iluminación y seguridad. Es indispensable realizar el mantenimiento correctivo de las barandas de protección, aplicando tratamientos anticorrosivos acordes a la agresividad ambiental de la zona, e instalar señalética vertical y horizontal bajo los estándares del MTOP. Estas intervenciones garantizan que el puente no solo sea estructuralmente apto tras su validación técnica, sino que cumpla con los niveles de servicio y seguridad necesarios para su habilitación como ruta de ingreso al campus universitario.

CAPITULO IX

9.1 BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2011). *Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras*. Obtenido de <https://intercoonecta.aecid.es/Gestin%20del%20conocimiento/Manual%20Centroamericano%20de%20normas%20para%20el%20dise%C3%B1o%20geometrico%20de%20carreteras%202011.pdf>
- Aashto. (2017). *Lrfd Bridge Design Specifications 9th Edition*. Obtenido de <https://easypdf.live/downloads/4990944-aashto-lrfd-bridge-design-specifications-9th-edition>
- Barker, R. M., & Puckett, J. A. (2009). *Design of Highway Bridges*. Obtenido de An LRFD Approach, Second Edition: <http://www.iqytechnicalcollege.com/Design%20of%20Highway%20Bridges.pdf>
- Chandra, & Roy. (2018). *Evidence for two superconducting gaps in the unconventional superconductor*. Obtenido de <https://philpapers.org/rec/CHAEFT-5/>
- Delgado, C., Rodriguez, R., & Vera, A. (2018). *Revista científica Dominio de la ciencia*. Obtenido de Propuesta de puente aplicando el método de diseño AASHTO LRFD: <https://dialnet.unirioja.es/descarga/articulo/6560204.pdf>
- Dicleli, & Ervin. (2002). *FINITE ELEMENT MODELING OF SKEWED REINFORCED CONCRETE BRIDGES AND THE BOND-SLIP RELATIONSHIP BETWEEN CONCRETE AND REINFORCEMENT*. Obtenido de https://auetd.auburn.edu/bitstream/handle/10415/188/Li_Xin_24.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Galambos, T. V. (1998). *Guide to stability design criteria for metal structures*. Obtenido

de <https://www.semanticscholar.org/paper/Guide-to-stability-design-criteria-for-metal-Galambos/174b8e0ec0fa355bffe7a27a89ba08baf7531177>

Ghasemi, Bakhshian, & Azimi. (2021). *Changes in essential oil-content and composition of ajowan*. Obtenido de

https://www.researchgate.net/publication/322138245_Changes_in_essential_oil-content_and_composition_of_ajowan_Carum_copticum_L_seeds_in_response_to_growth_regulators_under_water_stress

Hillerborg, A., Modéer, S., & Petersson, P.-E. (2003). *Análisis de la formación y propagación de grietas en el hormigón mediante mecánica de fractura y elementos finitos*. Obtenido de

<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/0008884676900077>

Jaeger, L. G., & Baidar Bakht. (2009). *Bridge analysis by the semicontinuum method*.

Obtenido de <https://cdnsiencepub.com/doi/10.1139/185-065>

Li, Q., & Li, H. (2020). *ANÁLISIS DEL PROCESO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS*.

Lubliner, Oller, & Onate. (1989). *A plastic-damage model for concrete*. Obtenido de

<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/0020768389900504>

Mabsout, Tarhini, & Frangopol. (1997). *Reliability analysis of a reinforced concrete deck slab supported on steel girders*. Obtenido de

https://www.researchgate.net/publication/33993968_Reliability_analysis_of_a_reinforced_concrete_deck_slab_supported_on_steel_girders

Montoya, M. T. (2018). *Análisis del deterioro estructural por atiga y prognosis de un puente típico*. Obtenido de

<https://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt379.pdf>

Moses. (2009). *El Modelo Secuencial de Eventos de un Siniestro (MOSES)*. Obtenido de

https://www.researchgate.net/publication/240359048_El_Modelo_Secuencial_de_Eventos_de_un_Siniestro_MOSES

Ollgaard, J. G., & Slutter, R. G. (2001). *Engineering journal*. Obtenido de Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete:

<https://ej.aisc.org/index.php/engj/article/view/160>

Rainieri, C., & Fabbrocino, G. (2007). *Structural Health Monitoring through automated OMA techniques in operation and during seismic event*. Obtenido de

https://www.researchgate.net/publication/231581514_Structural_Health_Monitoring_through_automated_OMA_techniques_in_operation_and_during_seismic_events

Simulia. (2023). *DS SIMULIA Suite 2023 (Abaqus, Isight, Fe-safe, Tosca)*. Obtenido de

<https://aportesingecivil.com/ds-simulia-suite-2023-abaqus-isight-fe-safe-tosca/>

Zienkiewicz, & Taylor. (2000). *Método de elementos finitos: Fundamentos*. Obtenido de

https://www.academia.edu/23001484/Finite_Element_Method_The_Basis_Zienkiewicz_and_Taylor

CAPITULO X

10.1 PLANOS Y MODELADO DE PUENTE DE ESTUDIO

PLANTA ARQUITECTÓNICA

ESC : 1 - 50



Ubicación Geográfica:



Procedimiento Académico:

TITULACIÓN

Tutor de Tesis

ING. LEONARDO ECHEVERRIA FABRE, DBA.

Tema:

EVALUACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA-LOSA

Autores:

BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:

OCTAVO

Contiene:

Escala:

INDICADA

Fecha:

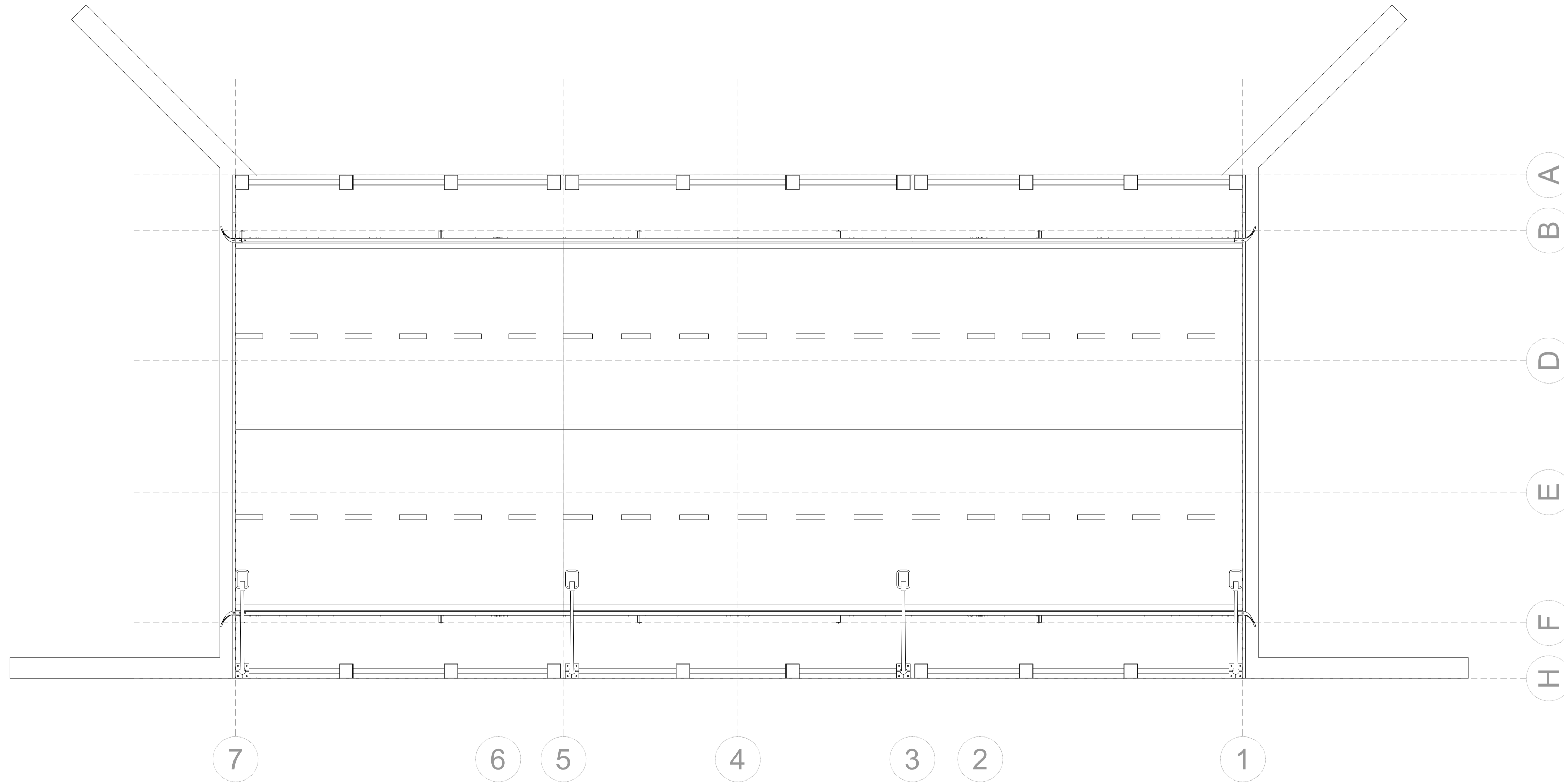
01 / 2026

Formato:

A-1

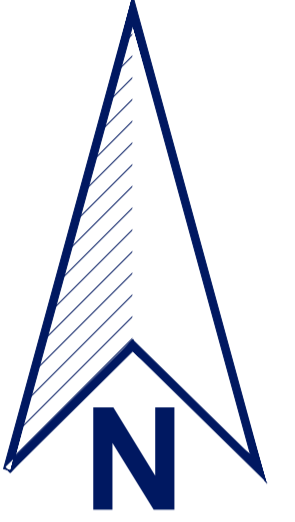
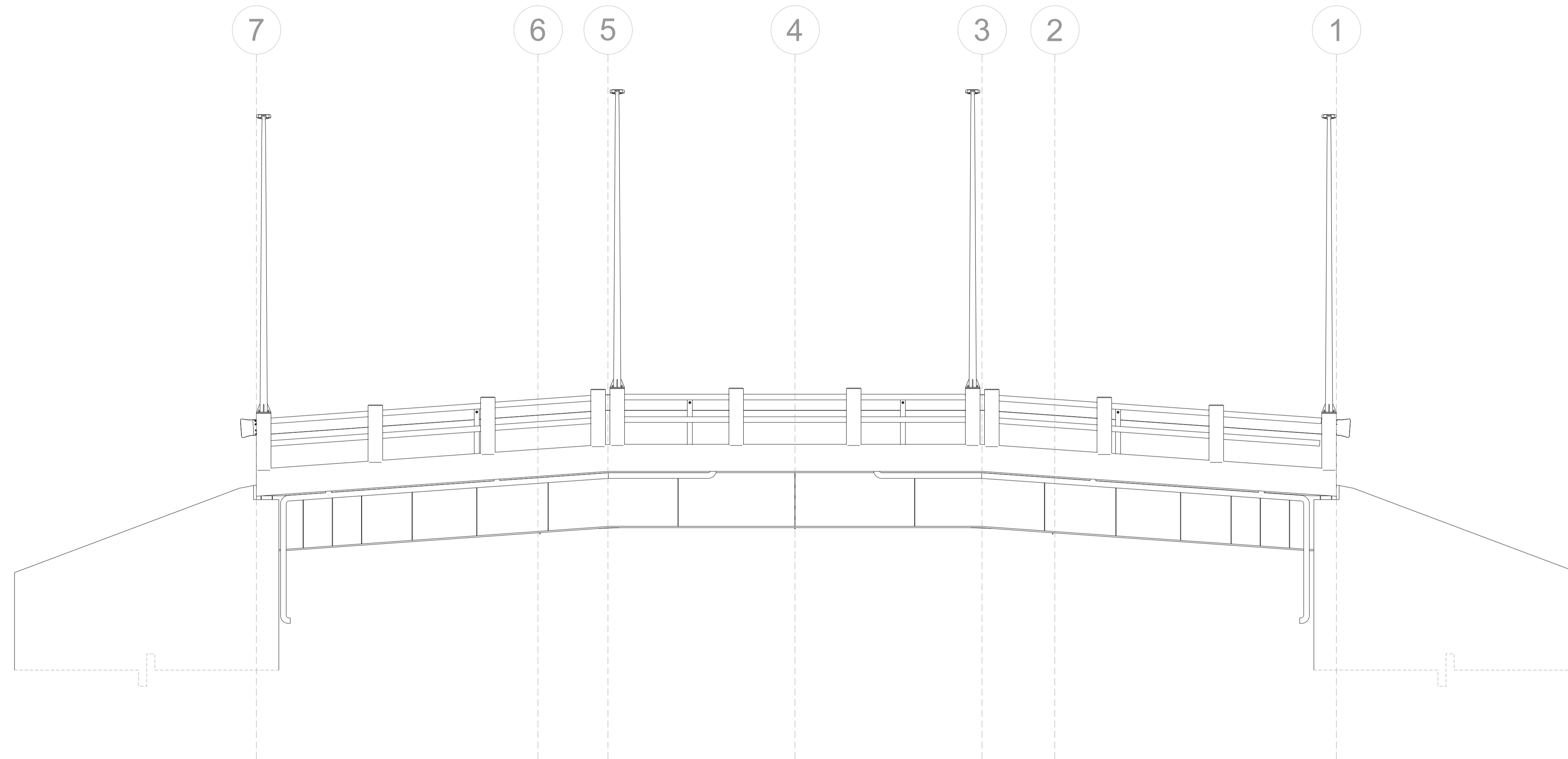
Lamina:

A-01



FACHADA LATERAL IZQUIERDA

ESC : 1:50



Procedimiento Académico:

TITULACIÓN

Tutor de Tesis

ING. LEONARDO ECHEVERRIA FABRE, DBA.

Tema:

EVALUACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA-LOSA

Autores:

BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:

OCTAVO

Contiene:

Escala:

INDICADA

Fecha:

01 / 2026

Formato:

A-1

Lamina:

A-02

DETALLE DE ESTRUCTURA EXISTENTE

ESC : 1:35



Ubicación Geográfica:



Procedimiento Académico:

TITULACIÓN

Tutor de Tesis

ING. LEONARDO ECHEVERRÍA FABRE, DBA.

Tema:

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA-LOSA

Autores:

BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:

OCTAVO

Contiene:

Escala:

INDICADA

Fecha:

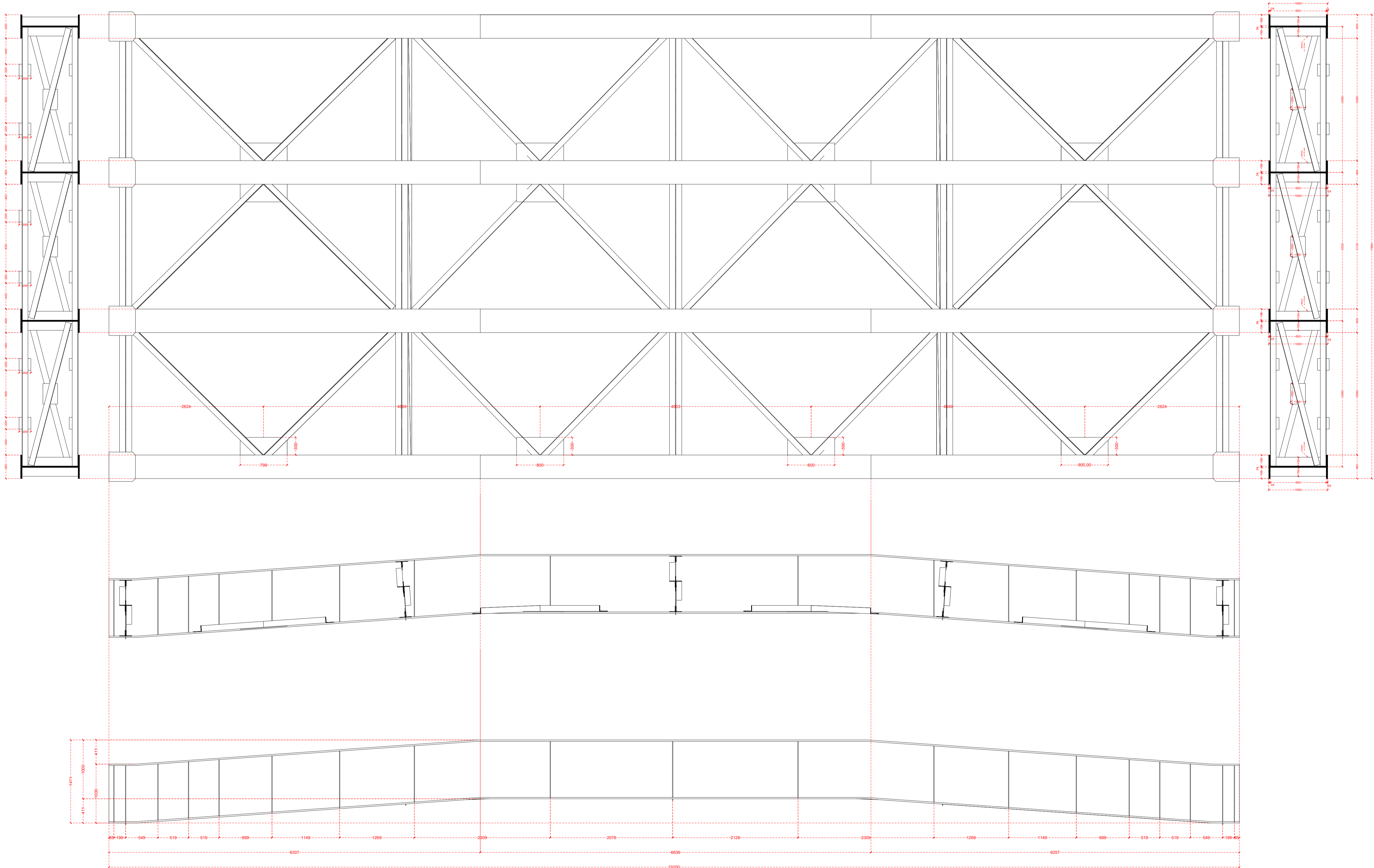
01 / 2026

Formato:

A-1

Lamina:

A-03



PLANO TOPOGRÁFICO - NUBE DE PUNTOS

ESC : 1:100



Ubicación Geográfica:



Procedimiento Académico:

TITULACIÓN

Tutor de Tesis:

ING. LEONARDO ECHEVERRÍA FABRE, DBA.

Tema:

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA-LOSA

Autores:

BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:

OCTAVO

Contiene:

Escala:

INDICADA

Fecha:

01 / 2026

Formato:

A-1

Lamina:

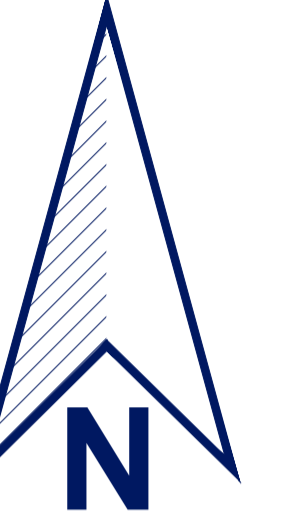
A-05

PLANO TOPOGRÁFICO - CURVAS DE NIVEL

ESC : 1:100



Ubicación Geográfica:



Procedimiento Académico:

TITULACIÓN

Tutor de Tesis

ING. LEONARDO ECHEVERRIA FABRE, DBA.

Tema:

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA-LOSA

Autores:

BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:

OCTAVO

Contiene:

Escala:

INDICADA

Fecha:

01 / 2026

Formato:

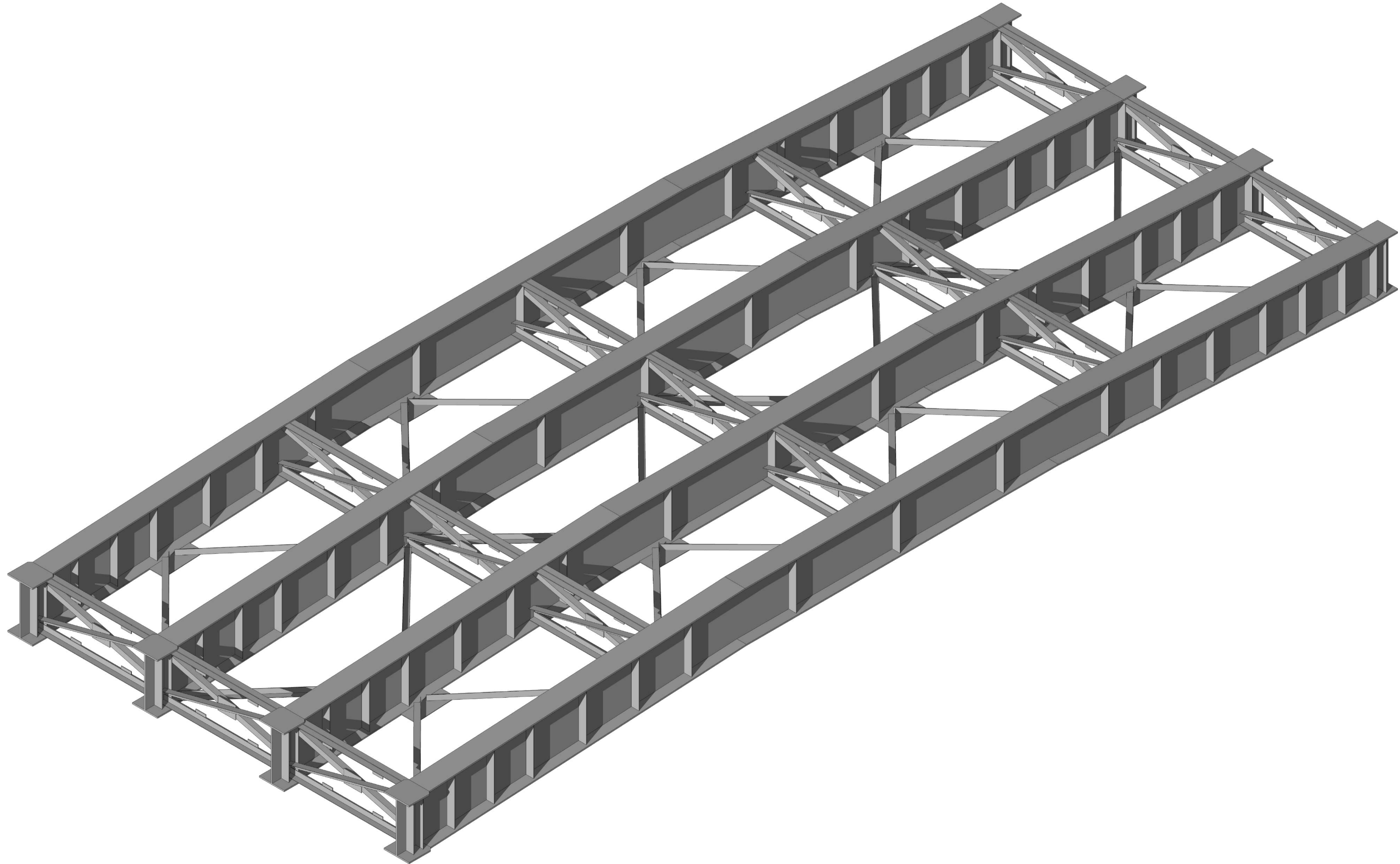
A-1

Lamina:

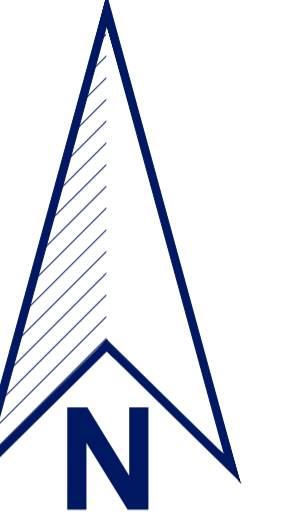
A-06

PERSPECTIVA 1

ESC : 1:35



Ubicación Geográfica:



Procedimiento Académico:

TITULACIÓN

Tutor de Tesis

ING. LEONARDO ECHEVERRIA FABRE, DBA.

Tema:

EVALUACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA-LOSA

Autores:

BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:

OCTAVO

Contiene:

Escala:

INDICADA

Fecha:

01 / 2026

Formato:

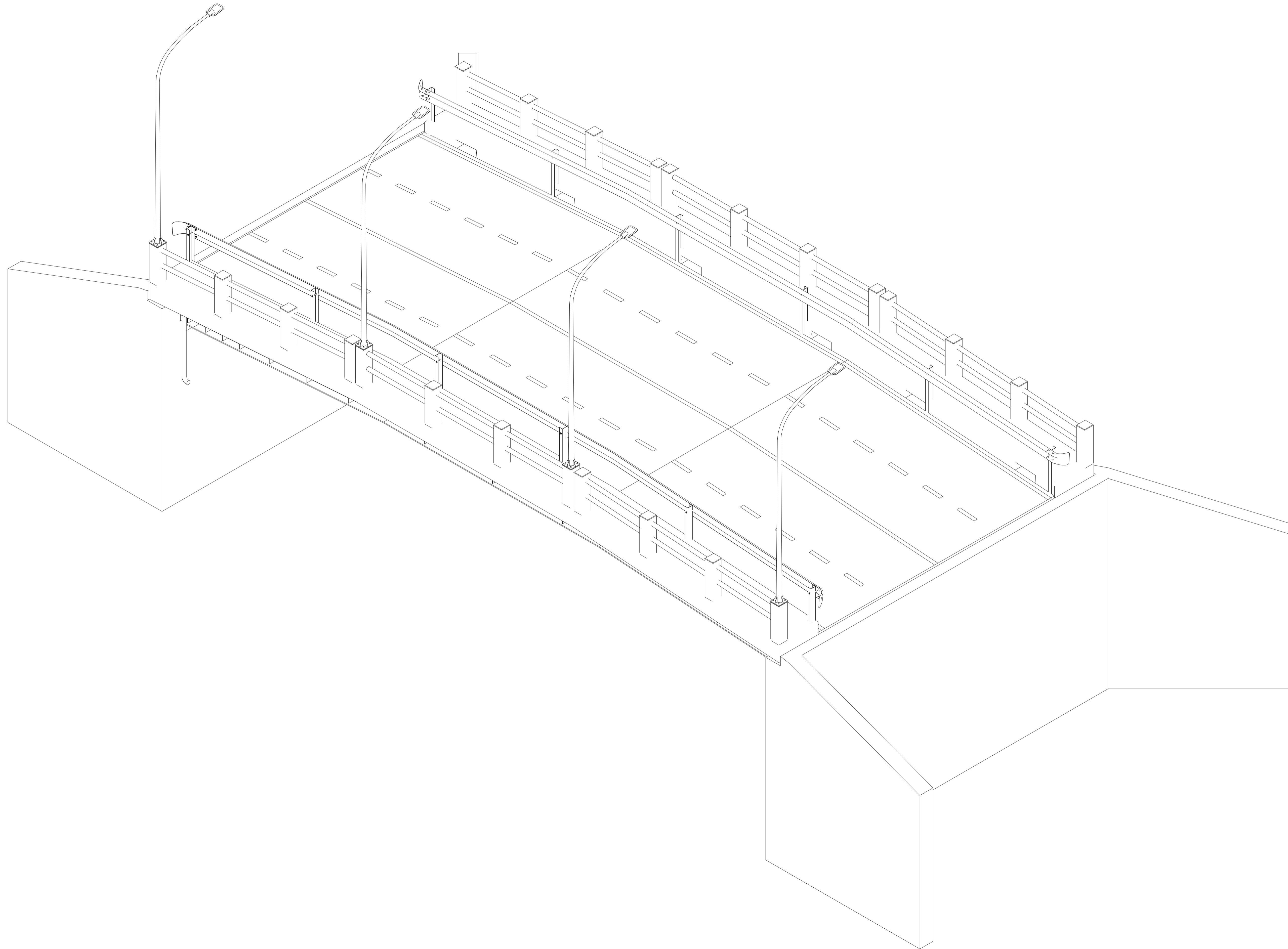
A-1

Lamina:

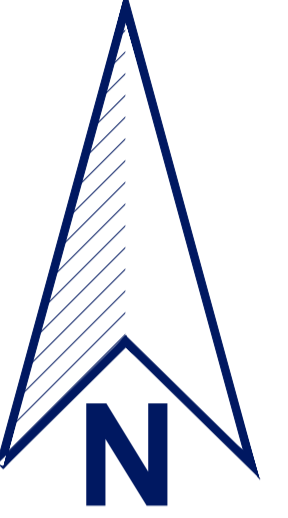
A-07

PERSPECTIVA 2

ESC : S/E



Ubicación Geográfica:



Procedimiento Académico:

TITULACIÓN

Tutor de Tesis:

ING. LEONARDO ECHEVERRIA FABRE, DBA.

Tema:

EVALUACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA-LOSA

Autores:

BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:

OCTAVO

Contiene:

Escala:

INDICADA

Fecha:

01 / 2026

Formato:

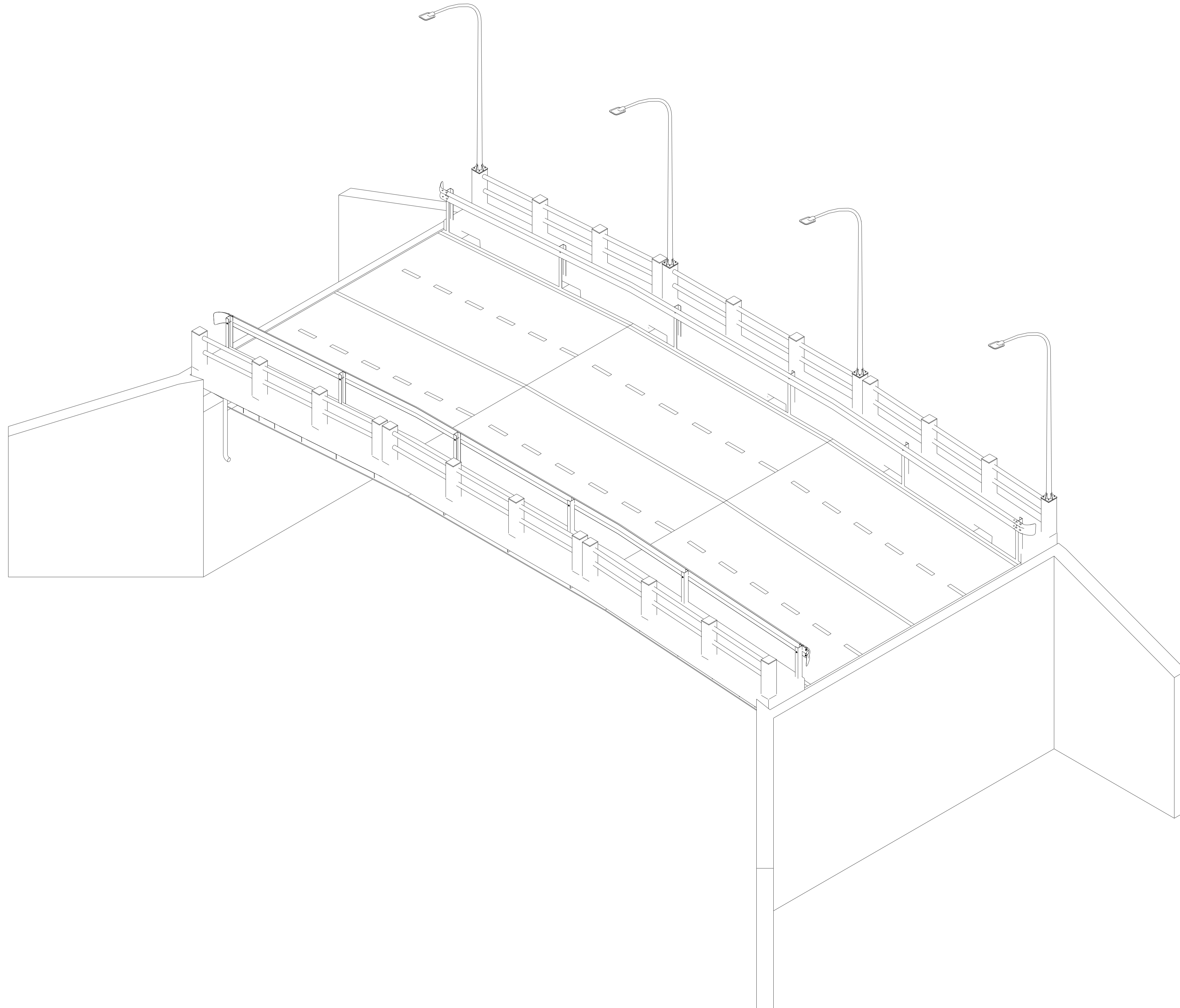
A-1

Lamina:

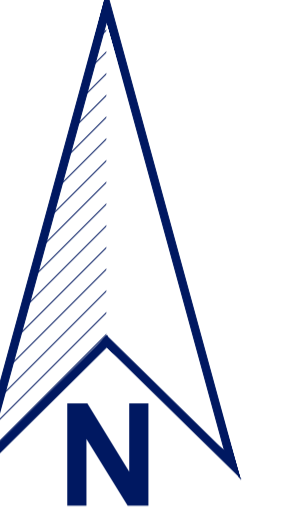
A-08

PERSPECTIVA 3

ESC : S/E



Ubicación Geográfica:



Procedimiento Académico:

TITULACIÓN

Tutor de Tesis

ING. LEONARDO ECHEVERRIA FABRE, DBA.

Tema:

EVALUACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA-LOSA

Autores:

BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:

OCTAVO

Contiene:

Escala:

INDICADA

Fecha:

01 / 2026

Formato:

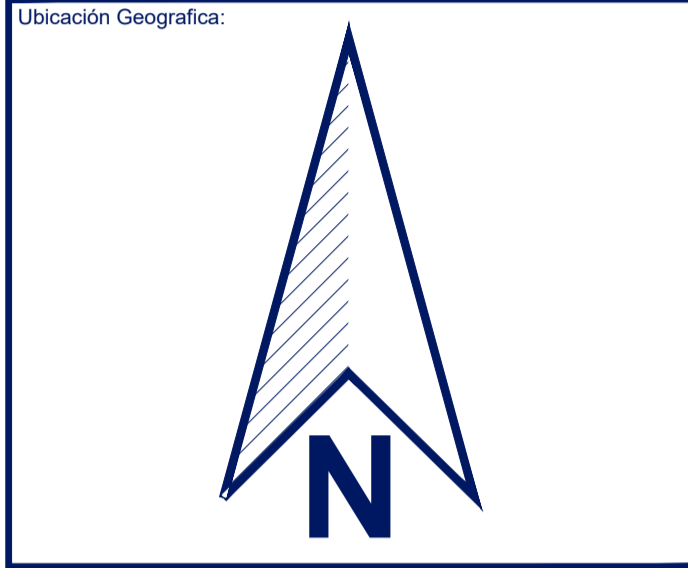
A-1

Lamina:

A-09

VISUALIZACIÓN

ESC : S/E



Procedimiento Académico:
TITULACIÓN

Tutor de Tesis
ING. LEONARDO ECHEVERRÍA FABRE, DBA.

Tema:
EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUNTE VIGA-LOSA

Autores:
BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:
OCTAVO

Contiene:

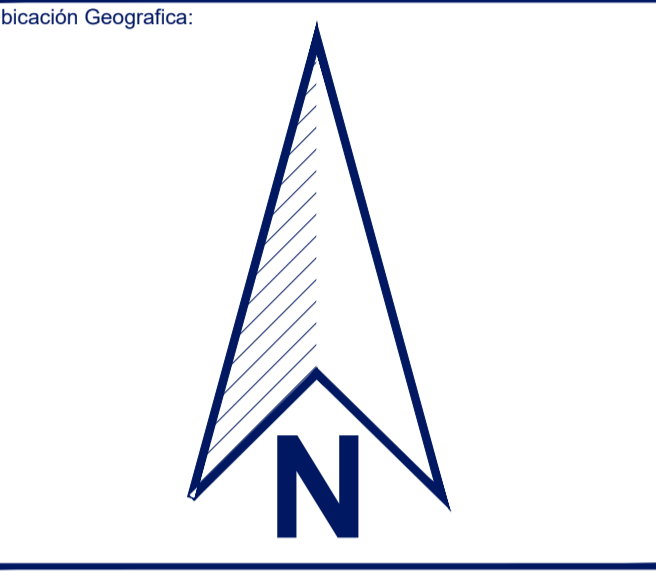
Escala:
INDICADA

Fecha: **01 / 2026** Formato: **A-1**

Lamina:
A-10

VISUALIZACIÓN

ESC : S/E



Procedimiento Académico:
TITULACIÓN

Tutor de Tesis
ING. LEONARDO ECHEVERRÍA FABRE, DBA.

Tema:
EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUNTE VIGA-LOSA

Autores:
BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:
OCTAVO

Contiene:

Escala:
INDICADA

Fecha: **01 / 2026** Formato: **A-1**

Lamina:
A-11

VISUALIZACIÓN

ESC : S/E



Ubicación Geográfica:



Procedimiento Académico:

TITULACIÓN

Tutor de Tesis

ING. LEONARDO ECHEVERRÍA FABRE, DBA.

Tema:

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUNTE VIGA-LOSA

Autores:

BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:

OCTAVO

Contiene:

Escala:

INDICADA

Fecha:

01 / 2026

Formato:

A-1

Lamina:

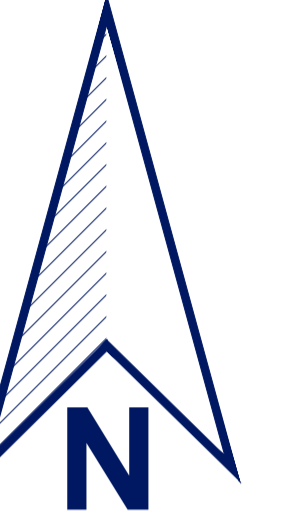
A-12

VISUALIZACIÓN

ESC : S/E



Ubicación Geográfica:



Procedimiento Académico:

TITULACIÓN

Tutor de Tesis

ING. LEONARDO ECHEVERRÍA FABRE, DBA.

Tema:

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA-LOSA

Autores:

BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:

OCTAVO

Contiene:

Escala:

INDICADA

Fecha:

01 / 2026

Formato:

A-1

Lamina:

A-13

VISUALIZACIÓN

ESC : S/E



Ubicación Geográfica:



Procedimiento Académico:

TITULACIÓN

Tutor de Tesis

ING. LEONARDO ECHEVERRÍA FABRE, DBA.

Tema:

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUNTE VIGA-LOSA

Autores:

BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:

OCTAVO

Contiene:

Escala:

INDICADA

Fecha:

01 / 2026

Formato:

A-1

Lamina:

A-14

VISUALIZACIÓN

ESC : S/E



Ubicación Geográfica:



Procedimiento Académico:

TITULACIÓN

Tutor de Tesis

ING. LEONARDO ECHEVERRÍA FABRE, DBA.

Tema:

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUNTE VIGA-LOSA

Autores:

BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:

OCTAVO

Contiene:

Escala:

INDICADA

Fecha:

01 / 2026

Formato:

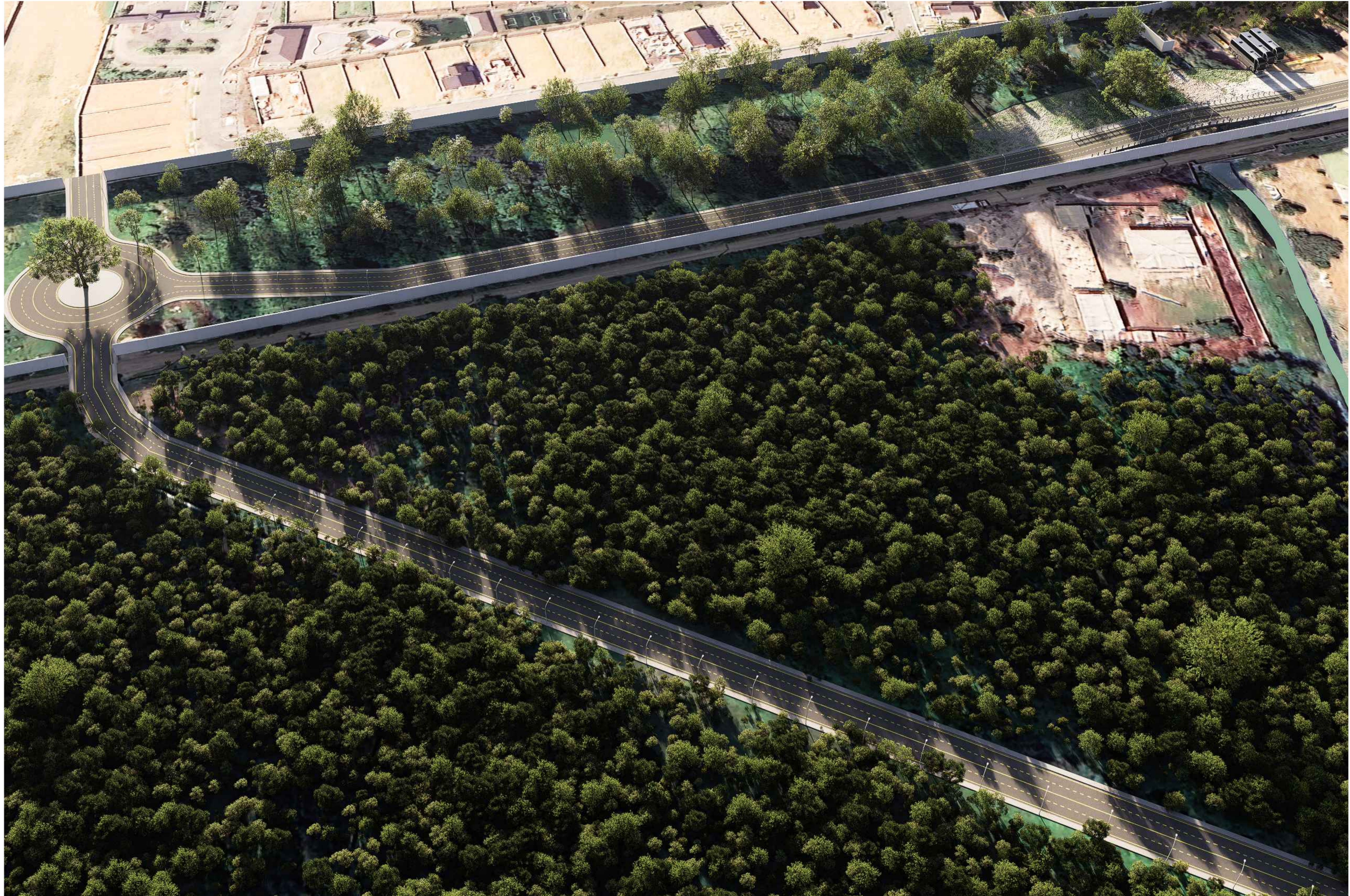
A-1

Lamina:

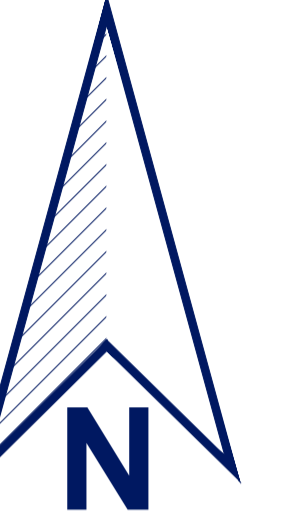
A-15

VISUALIZACIÓN

ESC : S/E



Ubicación Geográfica:



Procedimiento Académico:

TITULACIÓN

Tutor de Tesis

ING. LEONARDO ECHEVERRÍA FABRE, DBA.

Tema:

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUNTE VIGA-LOSA

Autores:

BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:

OCTAVO

Contiene:

Escala:

INDICADA

Fecha:

01 / 2026

Formato:

A-1

Lamina:

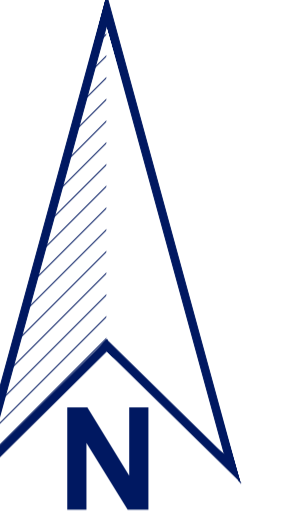
A-16

VISUALIZACIÓN

ESC : S/E



Ubicación Geográfica:



Procedimiento Académico:

TITULACIÓN

Tutor de Tesis:

ING. LEONARDO ECHEVERRÍA FABRE, DBA.

Tema:

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA-LOSA

Autores:

BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:

OCTAVO

Contiene:

Escala:

INDICADA

Fecha:

01 / 2026

Formato:

A-1

Lamina:

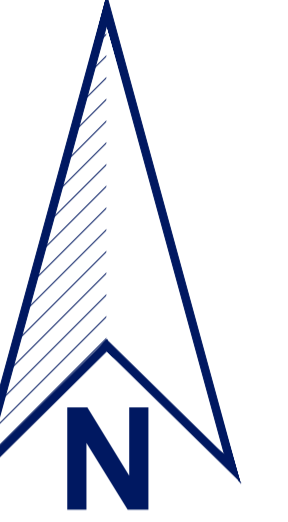
A-17

VISUALIZACIÓN

ESC : S/E



Ubicación Geográfica:



Procedimiento Académico:

TITULACIÓN

Tutor de Tesis

ING. LEONARDO ECHEVERRÍA FABRE, DBA.

Tema:

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL Y RESPUESTA BAJO CARGAS DE SERVICIO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE VIGA-LOSA

Autores:

BRIAN ALFREDO CASTILLO BUSTOS

Semestre:

OCTAVO

Contiene:

Escala:

INDICADA

Fecha:

01 / 2026

Formato:

A-1

Lamina:

A-18