

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DE LA
SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CARROZABLE CONSTRUIDO
SOBRE EL RÍO ENCAÑADA”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

BACH. AZAÑERO CHOLÁN, WILLIAN DANIEL

ASESOR:

Dr. ING. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO

CAJAMARCA – PERÚ

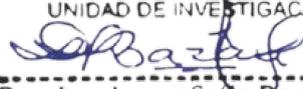
2024

CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

- FACULTAD DE INGENIERÍA -

- Investigador:** WILLIAN DANIEL AZAÑERO CHOLÁN
DNI: 71347956
Escuela Profesional: INGENIERÍA CIVIL
- Asesor:** Dr. Ing. MIGUEL ANGEL MOSQUEIRA MORENO
Facultad: DE INGENIERÍA
- Grado académico o título profesional**
 Bachiller Título profesional Segunda especialidad
 Maestro Doctor
- Tipo de Investigación:**
 Tesis Trabajo de investigación Trabajo de suficiencia profesional
 Trabajo académico
- Título de Trabajo de Investigación:**
"EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CARROZABLE CONSTRUIDO SOBRE EL RÍO ENCAÑADA"
- Fecha de evaluación:** 10/12/2024
- Software antiplagio:** TURNITIN URKUND (OURIGINAL) (*)
- Porcentaje de Informe de Similitud:** 18%
- Código Documento: Oid:** 3117:414828645
- Resultado de la Evaluación de Similitud:**
 APROBADO PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO

Fecha Emisión: 10/12/2024

	<p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA UNIDAD DE INVESTIGACIÓN</p>  <p>----- Dra. Ing. Laura Sojta Bazán Díaz DIRECTORA</p>
<hr/> <p>FIRMA DEL ASESOR Dr. Ing. MIGUEL MOSQUEIRA MORENO DNI: 26733060</p>	<hr/> <p>UNIDAD DE INVESTIGACIÓN FI</p>

AGRADECIMIENTO

Agradecer infinitamente a Dios por siempre cuidarme y llevarme por el camino correcto, brindándome mucha fortaleza para cumplir mis metas.

A mi familia, por su inmenso apoyo incondicional, por haberme brindado una educación de calidad y enseñarme que con esfuerzo siempre se logra todo lo que uno se propone; cada logro que alcanzo es un reflejo de su dedicación y valores que me han inculcado.

Mis más sinceros agradecimientos al Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno, mi asesor, por brindarme su tiempo, los conocimientos necesarios y dedicación profesional, han sido importantes para la culminación exitosa de esta tesis.

A mis amigos, que con sus consejos y ánimos me han ayudado en este proceso de investigación, sus consejos han contribuido de manera significativa a mi crecimiento personal y profesional.

DEDICATORIA

A mis padres Alcibidades y Margarita, quienes han sido el cimiento de mi vida, su formación y apoyo incondicional me enseñaron el valor del esfuerzo y perseverancia para poder levantarme y alcanzar cada meta que me propongo.

A mis hermanos Alex, Vila y Ángel, por compartir muchos momentos importantes en mi vida y por ser una fuente de alegría y motivación.

A mi compañera de vida, Ale, por estar siempre a mi lado brindándome su apoyo, comprensión y amor incondicional, cada palabra de aliento en momentos difíciles me han impulsado a seguir adelante.

Willian Daniel Azañero Cholán

CONTENIDO

AGRADECIMIENTO	ii
DEDICATORIA	iii
CONTENIDO	iv
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xii
RESUMEN	xiv
ABSTRACT.....	xv
INTRODUCCIÓN	1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	2
1.3. HIPÓTESIS.....	2
1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	2
1.5. ALCANCES Y DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	3
1.6. LIMITACIONES	4
1.7. OBJETIVOS	5
1.7.1. Objetivo General.....	5
1.7.2. Objetivos Específicos	5
1.8. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	6
MARCO TEÓRICO.....	7
2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS	7
2.1.1. Antecedentes Internacionales	7
2.1.2. Antecedentes Nacionales	8
2.1.3. Antecedentes Locales	9
2.2. BASES TEÓRICAS.....	9
2.2.1. Definición de Puente	10
2.2.2. Partes de un Puente.....	10
2.2.2.1. La superestructura:.....	10
2.2.2.2. La infraestructura:.....	11
2.2.3. Clasificación de Puentes.....	11
2.2.3.1. Puente Viga-Losa:.....	11

2.2.4. Seguridad Estructural	11
2.2.4.1. Solicitaciones o Variabilidad de Cargas (S)	11
2.2.4.2. Resistencia (R)	12
2.2.4.3. Margen de Seguridad Estructural (G)	13
2.2.5. Seguridad Estructural desde un punto Determinística y Probabilística	14
2.2.5.1. Enfoque Determinístico	14
2.2.5.2. Enfoque Probabilístico:	14
2.2.6. Estados Límites	15
2.2.6.1. Estados Límite de Servicio	15
2.2.6.2. Estado Límite de Fatiga y Fractura	15
2.2.6.3. Estado Límite de Resistencia	15
2.2.6.4. Estado Límite de Evento Extremo	16
2.2.7. Modelo de Resistencia	16
2.2.7.1. Requerimientos de Modelo de Resistencia a Nivel de Expediente Técnico	17
2.2.7.2. Requerimiento de Modelo a Nivel de Evaluación.	18
2.2.7.2.1. Definición de Modelos para Estado Límites de Resistencia	18
2.2.7.2.2. Parámetros Estadísticos de la Resistencia Nominal	21
2.2.8. Modelo de Carga	23
2.2.8.1. Carga Muerta (D)	24
2.2.8.2. Carga Viva Estática	26
2.2.8.3. Cargas Vivas Móviles y Cargas de Impacto	26
2.2.8.4. Determinación Probabilística de Factores de Seguridad	29
2.2.8.5. Método Determinista para la Seguridad	30
2.2.9. Método Confiabilidad Estructural	31
2.2.9.1. Índices de Confiabilidad	32
2.2.9.2. Confiabilidad para variables aleatorias normales.	34
2.2.9.3. Simulación de Montecarlo	35
2.2.10. Método Evaluación del Factor de Capacidad	36
2.2.10.1. Factor Rating	36
2.2.10.2. Cargas para Evaluación	37
2.2.10.2.1. Carga Muerta DC y DW	37

2.2.10.2.2. Cargas Permanente (Peso Propio)	37
2.2.10.2.3. Carga Viva LL.....	37
2.2.10.2.4. Cargas de Impacto	38
2.2.10.2.5. Carga Peatonal PL.....	39
2.2.10.3. Estados Límites de Carga.....	39
2.2.10.3.1. Factor de condición (φ_C)	39
2.2.10.3.2. Factor de sistema (φ_s)	39
2.2.10.3.3. Factor de Reducción de Resistencia (φ)	40
2.2.11. Niveles de Seguridad Estructural	41
2.2.11.1. Niveles de Seguridad para Evaluación Probabilística	41
2.2.11.2. Niveles de Seguridad para Evaluación Determinística.....	43
2.2.12. Evaluación de Puentes	44
2.2.12.1. Aspectos Clave de la Evaluación.....	44
2.3. DEFINICIÓN DE TERMINOS BÁSICOS	47
METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN	49
3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	49
3.1.1. Acceso a la zona de estudio.....	49
3.1.2. Clasificación de la trocha carrozable donde se ubica el puente en estudio.	49
3.2. ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN	52
3.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN	53
3.3.1. Tipo, Nivel y Método de Investigación.....	53
3.3.2. Población de Estudio	53
3.3.3. Muestra	53
3.3.4. Unidad de Análisis	53
3.3.5. Tipo de Análisis.....	53
3.4. RECOLECCIÓN DE DATOS	54
3.5. PROCEDIMIENTO	55
3.5.1. Descripción de la estructura	55
3.5.2. Propiedades de los materiales de los elementos estructurales de la superestructura... 56	
3.5.3. Geometría de los elementos estructurales de la superestructura	57

3.5.4. Resistencia de los elementos estructurales de la superestructura	57
3.5.4.1. Elemento de Evaluación	57
3.5.4.2. Estado Límite de la Resistencia	57
3.5.4.3. Momento Flector y Fuerzas cortantes calculadas por el Software CSI Bridge	57
3.5.4.4. Resistencia determinada por el ensayo de Esclerometría C-805	58
3.5.5. Solicitaciones de los Elementos Estructurales.....	59
3.5.5.1. Asignación de cargas	59
3.5.5.1.1. Cargas Estáticas.....	59
3.5.5.1.2. Cargas Móviles.....	59
3.5.5.2. Modelo y Análisis Estructural	59
3.5.6. Índice de Confiabilidad Estructural.....	60
3.5.6.1. Modelo de Carga.....	60
3.5.6.1.1. Parámetros Estadísticos de Cargas Estáticas.....	60
3.5.6.1.2. Parámetros Estadísticos de Carga Móvil.....	61
3.5.6.1.3. Funciones de Probabilidad de Carga.....	62
3.5.6.1.4. Modelo Matemático de Carga	62
3.5.6.2. Modelo de Resistencia	63
3.5.6.2.1. Parámetros Estadísticos para las Propiedades Mecánicas.....	63
3.5.6.2.2. Funciones de Probabilidad de Resistencia	63
3.5.6.2.3. Funciones desarrolladas en Crystal Ball	64
3.5.6.3. Índice de Capacidad Estructural	64
3.5.6.3.1. Análisis de Carga	64
3.5.6.3.2. Capacidad Estructural (C)	65
3.5.6.3.3. Factores de Carga (Y)	65
3.5.6.3.4. Factores de Resistencia (X).....	65
3.5.6.3.5. Análisis de Capacidad Estructural (RF).....	65
3.5.6.4. Índice de Confiabilidad Estructural	66
3.6. RECOLECCIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS	66
3.6.1. Geometría de los Elementos Estructurales de la Superestructura	66
3.6.2. Resistencia de los Elementos Estructurales de la Superestructura	68
3.6.3. Estudio de Tráfico	69

3.7. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	72
3.7.1. Resistencia de los Elementos Estructurales.....	72
3.7.2. Modelo y Análisis Estructural de Solicitaciones.....	72
3.7.2.1. Modelo Estructural:	72
3.7.2.2. Análisis Estructural.....	77
3.7.2.3. Modelo de Resistencia (R).....	77
3.7.2.4. Modelo de Solicitaciones (S).....	79
3.7.2.5. Análisis de Confiabilidad.....	79
3.7.3. Índice de Capacidad de Puentes	81
3.7.4. Índice de Confiabilidad Estructural.....	83
3.7.4.1. Método de Índice de Confiabilidad.....	83
3.7.4.2. Método del Índice de Capacidad Estructural.....	85
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	87
4.1. ÍNDICE DE CONFIABILIDAD POR EL MÉTODO DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO PROBABILÍSTICO.....	87
4.2. ÍNDICE DE CONFIABILIDAD POR EL MÉTODO DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO DETERMINÍSTICO.....	88
4.3. EVALUACIÓN CUALITATIVA SEGÚN “GUÍA DE INSPECCIÓN DE PUENTES” DEL MTC (2006).....	89
4.3.1. Losa y componentes:	89
4.3.2. Vigas principales y diafragma	90
4.4. CONTRASTE DE HIPÓTESIS	93
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	94
5.1. CONCLUSIONES	94
5.2. RECOMENDACIONES.....	94
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	95
ANEXOS	99
ANEXO A. PANEL FOTOGRÁFICO	99
ANEXO B. ESTUDIO DE TRÁFICO.....	105
ANEXO C. PLANOS.....	112

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Parámetros Estadísticos de tipo de respuesta resistente.....	17
Tabla 2 Indicadores para la resistencia a compresión del concreto elaborado en obra.	22
Tabla 3 Parámetros estadísticos para el acero de refuerzo pasivo.	23
Tabla 4 Parámetros Estadísticos de Carga Muerta.....	25
Tabla 5 Pesos Unitarios.....	25
Tabla 6 Parámetros Estadísticos para carga móvil y de impacto.....	26
Tabla 7 Parámetros Estadísticos para Carga Viva Móvil y de Impacto.....	27
Tabla 8 Índices de confiabilidad y probabilidad de falla.	33
Tabla 9 Carga de Impacto de Carga Móvil.....	38
Tabla 10 Factores de Condición.....	39
Tabla 11 Factores de Sistema.....	39
Tabla 12 Factores de Carga y Clasificación para Evaluación de Cargas de Diseño.....	41
Tabla 13 Niveles de Seguridad Mínimos Admisibles.....	42
Tabla 14 Relación entre Índice de Confiabilidad (β), Probabilidad de Falla (P_f) y Niveles de Desempeño.	42
Tabla 15 Nivel de Seguridad para Índice de Capacidad	43
Tabla 16 Clasificadores de Índice de Capacidad Estructural.....	43
Tabla 17 Condiciones de Evaluación de un Puente	45
Tabla 18 Coordenadas UTM del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada.....	49
Tabla 19 Ruta de Cajamarca hasta el Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada.	49
Tabla 20 Clasificación de la carretera donde se encuentra el Puente Carrozable.....	49
Tabla 21 Parámetros Estadísticos para Carga Estática	60

Tabla 22 Parámetros Estadísticos seleccionados para Cargas Móviles	61
Tabla 23 Parámetros Estadísticos de Resistencia Nominal	63
Tabla 24 Parámetros Estadísticos de las Propiedades Mecánicas.....	63
Tabla 25 Dimensiones del puente carrozable construido sobre el río Encañada	67
Tabla 26 Resistencia de diseño de los elementos de la superestructura del puente carrozable. ..	68
Tabla 27 Resistencia de elementos estructurales obtenidos in situ mediante ensayo de Esclerometría ASTM C805.....	69
Tabla 28 Conteo de vehículos promedio que transitan por el puente carrozable construido sobre el río Encañada.	70
Tabla 29 Clasificación y cantidades de vehículos que transitan por el puente carrozable construido sobre el río Encañada.....	70
Tabla 30 Tabla de pesos y medidas de vehículos.	71
Tabla 31 Momentos y Cortantes Nominales resistentes.	72
Tabla 32 Valores obtenidos del análisis estructural.....	77
Tabla 33 Valores Nominales para la Resistencia - Expediente Técnico.....	77
Tabla 34 Valores Nominales para la Resistencia - Desempeño Actual.....	78
Tabla 35 Variables de Solicitaciones	79
Tabla 36 Valores estadísticos de Solicitación (S).....	80
Tabla 37 Valores estadísticos de Resistencia (R)	80
Tabla 38 Valores estadísticos de Índices de Seguridad (G).....	81
Tabla 39 Cálculo del Índice de Capacidad del puente carrozable construido sobre el río Encañada.	82
Tabla 40 Índices de seguridad método de Confiabilidad.....	83

Tabla 41 Escala de Seguridad en referencia al Índice de Confiabilidad.....	84
Tabla 42 Evaluación del Índice de Confiabilidad de los Momentos y Cortantes.....	84
Tabla 43 Índices de seguridad por el método de Capacidad Estructural	85
Tabla 44 Escala de Seguridad en referencia al Índice de Capacidad.....	85
Tabla 45 Evaluación del Índice de Capacidad “RF” de los Momentos y Cortantes.....	86
Tabla 46 Registro vehicular del Día 01: 08/07/2024.....	105
Tabla 47 Registro vehicular del Día 02: 09/07/2024.....	106
Tabla 48 Registro vehicular del Día 03: 10/07/2024.....	107
Tabla 49 Registro vehicular del Día 04: 11/07/2024.....	108
Tabla 50 Registro vehicular del Día 05: 12/07/2024.....	109
Tabla 51 Registro vehicular del Día 01: 13/07/2024.....	110
Tabla 52 Registro vehicular del Día 07: 14/07/2024.....	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Curva de Frecuencia para Cargas y Solicitaciones (S).....	12
Figura 2 Curva de Frecuencia para Resistencia (R)	13
Figura 3 Curva de Frecuencia del Margen de Seguridad Estructural	14
Figura 4 Factor Bias (λ) para cargas vehiculares.	28
Figura 5 Coeficiente de Variación (CV) para Cargas Vehiculares.....	28
Figura 6 Combinación de Seguridad y Fallas	29
Figura 7 Funciones de Densidad para $f_R()$ y $f_S()$	31
Figura 8 Margen de Seguridad e Índice de Confiabilidad Estructural.	33
Figura 9 Camión HL-93.....	38
Figura 10 Vista en Planta de la Ubicación del Puente Carrozable	50
Figura 11 Ubicación del ámbito del proyecto Región Cajamarca - Perú	51
Figura 12 Ubicación del ámbito del proyecto - Provincia de Cajamarca	51
Figura 13 Ubicación del ámbito del proyecto - Distrito de La Encañada.....	52
Figura 14 Vista del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada	55
Figura 15 Elevación lateral del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada.....	56
Figura 16 Sección transversal del puente carrozable construido sobre el río Encañada	67
Figura 17 Modelado de elementos finitos de la superestructura del puente carrozable construido sobre el río Encañada en el Software Csi Bridge V25.	73
Figura 18 Ventana para definir carril con sus dimensiones, tomando referencia el eje del puente.....	74
Figura 19 Ventana de sección de cada elemento, teniendo en cuenta el material, módulo de elasticidad, refuerzo y resistencia.	74

Figura 20 Ventana de tren de cargas a evaluar.	75
Figura 21 Ventana de importación de vehículo, en este caso el camión de diseño HL-93.	75
Figura 22 Ventana para ingreso de tipos de cargas a evaluar en la superestructural del puente.	76
Figura 23 Resultados obtenidos del modelamiento y análisis estructural en el software Csi Bridge V25.	76
Figura 24 Sistema de seguridad de puente - Sistema mixto	83
Figura 25 Daños en la losa del puente en estudio.....	89
Figura 26 Descascaramiento del concreto, grietas, fisuras, falta de mantenimiento tanto en el sistema de drenaje como barandas de protección.	90
Figura 27 Fisuras en la viga principal del puente en estudio.....	91
Figura 28 Presencia de hongos y descascaramiento del concreto en las vigas principales y diafragma.	91
Figura 29 Presencia de eflorescencia en el concreto.	92

RESUMEN

El Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada, construido en el año 2008, presenta deficiencias estructurales tras 16 años de servicio. La tesis titulada: “EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CARROZABLE CONSTRUIDO SOBRE EL RÍO ENCAÑADA” tuvo como objetivo evaluar el índice de confiabilidad estructural que presenta la superestructura para garantizar su seguridad y funcionalidad para su vida proyectada. La metodología abarcó dos escenarios: el primero basado en las especificaciones técnicas originales del expediente técnico, considerando propiedades, dimensiones y características de materiales; el segundo evaluando el desempeño actual mediante ensayos de esclerometría para determinar la resistencia del concreto y un estudio de tránsito para identificar las cargas vehiculares predominantes. La investigación utilizó el software CSI Bridge para modelar la superestructura, obteniendo resultados del análisis estructural, y posteriormente se desarrolló el análisis estadístico mediante la Simulación de Monte Carlo, obteniendo un índice de confiabilidad $\beta=3.38$, lo que indica un índice de seguridad arriba del promedio, y por el Método de Capacidad Estructural, se calculó un índice $RF=0.79$, lo cual representa un nivel de seguridad regular. Como resultado final, se concluye que el nivel de confiabilidad estructural de la superestructura del Puente Carrozable es regular de acuerdo con los criterios de diseño establecido por la normativa ASSHTO LRFD.

Palabras Claves: Evaluación de puentes, Índice de Confiabilidad, Confiabilidad Estructural, Capacidad Estructural, Resistencia, Esclerometría.

ABSTRACT

In the Carrozable Bridge built over the Encañada River, built in 2008, presents structural deficiencies after 16 years of service. The thesis titled: “EVALUATION OF THE RELIABILITY INDEX OF THE SUPERSTRUCTURE OF THE HIGHWAY BRIDGE BUILT OVER THE ENCAÑADA RIVER” aimed to evaluate the structural reliability index that the superstructure presents to guarantee its safety and functionality for its projected life. The methodology covered two scenarios: the first based on the original technical specifications of the technical file, considering properties, dimensions and characteristics of the materials; the second evaluating the current performance through sclerometry tests to determine the strength of the concrete and a traffic study to identify the predominant vehicular loads. The research used the CSI Bridge software to model the superstructure, obtaining results from the structural analysis, and subsequently the statistical analysis was developed through Monte Carlo Simulation, obtaining a reliability index $\beta=3.38$, which indicates a safety index above the average . and by the Structural Capacity Method, an index $RF=0.79$ was calculated, which represents a regular safety level. As a final result, it is concluded that the level of structural reliability of the Carriage Bridge superstructure is regular in accordance with the design criteria established by the ASSHTO LRFD regulations.

Keywords: Bridge Evaluation, Reliability Index, Structural Reliability, Structural Capacity, Strength, Sclerometry.

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los puentes en el Perú representan una infraestructura crítica con severas deficiencias estructurales, según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), al año 2020, más de 2 300 puentes en la Red Vial Nacional presentan problemas estructurales, aproximadamente el 48% de los puentes requieren intervención urgente y el 35% de los puentes tienen más de 50 años sin renovación significativa.

En nuestra región, encontramos puentes que atraviesan un estado crítico de vulnerabilidad, donde su seguridad estructural y operatividad se encuentran permanentemente comprometidos, expuestos a múltiples factores de riesgos como sobrecargas vehiculares y condiciones ambientales severas; tales como es el caso del Puente Carrozable construido sobre el río Encañada, estructura que permite el tránsito vehicular y peatonal, que se construyó en el año 2008, donde hasta la fecha no ha tenido un mantenimiento preventivo.

Estando en servicio más de 16 años, es necesario realizar una evaluación debido al aumento del tráfico vehicular y fallas observadas en los elementos estructurales de la superestructura del puente. Además, la falta de una capa de rodadura, como se especifica en el expediente técnico, ha permitido filtraciones que han causado daños internos, como la corrosión del acero y deterioro del concreto en los elementos estructurales de la superestructura, siendo estos los puntos en los cuales se basó la problemática para fundamentar el presente estudio.

La presente investigación se centró en evaluar la confiabilidad estructural de la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el río Encañada, para su estudio se utilizó como marco de referencia la normativa americana AASHTO LRFD y la AASHTO MBE: The

Manual for Bridge Evaluation, lo cual nos permite determinar las solicitaciones (S) y la resistencia (R).

Finalmente, la investigación empleó tanto enfoques probabilísticos como deterministas para calcular los índices de confiabilidad de los diversos componentes estructurales, permitiendo llegar a conclusiones fundamentadas sobre el nivel de confiabilidad estructural que presenta la superestructura del puente en la actualidad.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es el índice de confiabilidad estructural que presenta la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada en el Centro Poblado de Polloc, Cajamarca?

1.3. HIPÓTESIS

El índice de confiabilidad estructural de la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada es alto, asegurando su seguridad y funcionalidad para una vida útil proyectada.

1.4. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

En el aspecto teórico esta investigación propone aplicar y verificar los conocimientos actuales sobre índices de seguridad estructural en puentes, basándose en normas internacionales reconocidas como la AASHTO LRFD. Esta investigación incorpora conceptos avanzados de ingeniería estructural para identificar posibles daños en la estructura, ayudando así a la prevención de colapsos o deterioros acelerados en puentes. Este enfoque permite comprobar la aplicabilidad de estas metodologías en el contexto peruano, enriqueciendo el cuerpo de conocimientos en evaluación estructural de puentes.

En el aspecto práctico el Puente Carrozable construido sobre el río Encañada, en funcionamiento desde el año 2008, carece de registros de inspección, mantenimiento o mejoras

estructurales. Considerando las variaciones de carga, el incremento del Índice Medio Diario y las condiciones climáticas adversas de la zona, se realiza una evaluación cuantitativa de los índices de seguridad estructural según la AASHTO, complementada con una evaluación técnica cualitativa. Este enfoque integral genera valiosos datos descriptivos y resultados cualitativos, esenciales para la toma de decisiones informadas sobre el mantenimiento y la seguridad del puente, sirviendo como modelo para evaluaciones similares en otras estructuras del país.

1.5. ALCANCES Y DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

- El presente trabajo de investigación solo cuenta con el Expediente Técnico para la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada, ubicado en el centro poblado de Polloc, distrito La Encañada - Cajamarca; información proporcionada por la Municipalidad Distrital de La Encañada.
- Solo se evaluaron los elementos estructurales que componen la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada, más no la subestructura por falta de información en el expediente técnico.
- Este estudio evalúa la confiabilidad estructural de la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada, empleando dos metodologías de la Norma AASHTO: el Índice de Confiabilidad Estructural (β) y el Factor de Capacidad Estructural (FR).

Se consideran dos escenarios de análisis:

- El primer escenario según las especificaciones técnicas: Se utilizaron los valores de resistencia del acero y del concreto indicados en el expediente técnico del proyecto.
- El segundo escenario a nivel de desempeño actual: Se realizaron ensayos de esclerometría ASTM C805 para determinar la resistencia a compresión real del concreto y, además, se

llevó a cabo un estudio de tráfico del 08/07/2024 al 14/07/2024 con la finalidad de determinar el índice medio diario semanal y los tipos de vehículos predominantes.

- Se realizó el modelamiento en el software CSI Bridge V25, en el cual se halló los valores de los momentos flectores y fuerzas cortantes.
- La delimitación se da por la metodología aplicada, ya que es válida para puentes de concreto armado, convencionales y monolíticos; y no se podrá realizar el análisis de las cimentaciones.

1.6. LIMITACIONES

- Una limitación significativa fue la falta de estudios y normativas peruanas sobre seguridad estructural de puentes, por lo que nos regimos de la Normativa Americana AASHTO para determinar el índice de confiabilidad.

1.7. OBJETIVOS

1.7.1. Objetivo General

Evaluar el índice de confiabilidad estructural de la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada en Polloc, La Encañada – Cajamarca.

1.7.2. Objetivos Específicos

- Calcular el Índice de Confiabilidad de la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada mediante el Método Probabilístico de la Confiabilidad Estructural.
- Calcular el Índice de Confiabilidad de la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada mediante el Método Determinístico de la Capacidad Estructural.
- Determinar su nivel de condición en la que se encuentra el Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada mediante la Directiva N°01-2006-MTC/14 “GUÍA PARA INSPECCIÓN DE PUENTES”.

1.8. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La presente tesis muestra la estructura general a continuación:

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN. Se muestra la introducción que contiene el planteamiento de la investigación, contextualización del estudio, formulación de investigación, objetivos del estudio, alcances, delimitaciones y la justificación.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO. Contiene la revisión de literatura relevante, antecedentes teóricos de la investigación, bases teóricas y definición de términos básicos.

CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN. Contiene la descripción del área de estudio, metodología de la investigación, técnicas e instrumentos de recolección de datos y el procedimiento de análisis para evaluar dicha estructura.

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS. Se presentan los resultados de la investigación, interpretación de datos, y discusión de resultados en relación a la literatura existente.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. Se presenta los resultados principales, respuestas a las preguntas de investigación, y recomendaciones para futuras investigaciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA. Lista de fuentes de la investigación citadas en formato APA.

ANEXOS. Datos complementarios, documentación técnica relevante, registro de campo y análisis detallado.

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS

2.1.1. Antecedentes Internacionales

Picado & Ortiz, (2017). En su investigación: “Desarrollo de un modelo de confiabilidad para el análisis del desempeño de puentes. Un estudio de caso en Costa Rica” se implementó un modelo para evaluar la confiabilidad estructural del puente ubicado sobre el río Purires. El objetivo principal era identificar el momento oportuno para implementar acciones de mantenimiento, rehabilitación o reemplazo de la estructura antes de un potencial colapso. La metodología incluyó tres pruebas de carga estática, utilizando técnicas de bondad de ajuste y simulaciones de Monte Carlo para determinar el índice de confiabilidad. Este cálculo se basó en la probabilidad de supervivencia y falla bajo diferentes condiciones de carga. Los resultados arrojaron un valor de $\beta=1.6677$, que representa un índice de confiabilidad considerado bajo y que no cumple con los estándares internacionales de análisis estructural de puentes. Además, se obtuvo una probabilidad de falla de 0.047, que, mediante una intervención temprana, podría prevenirse y mitigar los riesgos potenciales.

Bolaños, D. (2018). En su proyecto de investigación titulado: “Comparación entre el índice de confiabilidad y capacidad de carga para la evaluación de seguridad estructural en puentes utilizando pruebas de cargas de diagnóstico: Caso de estudio en Costa Rica”, evaluó la confiabilidad estructural del Puente Río Leyes en Costa Rica, utilizando un enfoque probabilístico basado en las normas AASHTO LRFD. En el desarrollo del estudio, determinó las cargas actuantes sobre el puente y evaluaron la resistencia real de los materiales mediante inspecciones y ensayos in situ, posteriormente, realizaron un análisis de confiabilidad estructural para calcular el índice de confiabilidad (β) y el factor de capacidad (FR); los resultados mostraron que el índice de

confiabilidad cumplía con los valores mínimos recomendados, sin embargo, el factor de capacidad estructural resultó ser inferior al valor de diseño, lo que indica la necesidad de implementar medidas de reforzamiento. La metodología integral aplicada en este estudio permitió evaluar de manera exhaustiva la confiabilidad y capacidad del puente existente, esto es fundamental para definir las acciones de mantenimiento y rehabilitación que se requieren para garantizar la seguridad estructural del puente a largo plazo.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

Aylas, R. (2019). En su investigación titulada: “Evaluación del Puente Lucas Chacana mediante Métodos Convencionales – Región Junín”, realizada en Lima, se analiza el estado del Puente Lucas Chacana considerando el incremento de las actividades económicas mineras y ganaderas en la zona. El estudio, de carácter explicativo y con un diseño no experimental, se propone evaluar la estructura ante un potencial aumento del Índice Medio Diario (IMD) y posibles sobrecargas. Mediante la aplicación del método LRFR, se obtuvo un factor de resistencia $RF=2.22$, lo que permite concluir que la infraestructura no requiere intervenciones de refuerzo, rehabilitación o mantenimiento. Complementariamente, los registros de inspección del Sistema Computarizado de Gestión de Puentes (SCAP) del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) confirman que el puente se encuentra en condiciones óptimas.

Villanueva, A. (2022). En su tesis titulada: “Determinación del nivel de seguridad estructural del Puente Chacapampa en el Distrito de Ambo, Huánuco”, se enfoca en evaluar el índice de capacidad de carga asociado a la deflexión de su estructura y la resistencia a la compresión de sus elementos de concreto del Puente Chacapampa. Los resultados mostraron que la condición global de los elementos del puente varía de bueno a malo, con una condición estadística de 3.279 (calificada como mala), la deflexión es de 35.82 mm, y la resistencia a la compresión del

concreto (f_c) es de 290 kg/cm². El Índice de Capacidad de Carga se estableció en 1.78, concluyendo que el nivel de seguridad estructural del puente está dentro de los parámetros permitidos.

2.1.3. Antecedentes Locales

Sánchez, E. (2019). En su investigación titulada: “Nivel de Confiabilidad de la Superestructura del Puente Huacariz” el objetivo fue determinar el nivel de confiabilidad de la superestructura del Puente Huacariz, en Cajamarca. El modelado estructural se realizó utilizando el software CSI BRIDGE versión V20.2.0 para calcular los esfuerzos a los que está sometido el puente. El estudio concluyó determinando el nivel de confiabilidad actual del puente (β) y las cargas vehiculares actuales, tras un estudio de tránsito vehicular que identificó los vehículos ligeros y pesados (C2, C3, C4) que transitan por el puente. La resistencia del concreto también se midió en campo mediante esclerometría, obteniendo valores entre 256.632 y 319.056 kg/cm². Finalmente, se concluyó que el nivel de confiabilidad actual del puente es $\beta=4.59$ para la evaluación de cortante y $\beta=6.90$ para la evaluación de momentos, indicando un buen nivel de confiabilidad basado en el análisis de resistencia y sollicitación.

Angulo S., (2023). En su investigación titulada: “Índices de Confiabilidad de la Superestructura del Puente La Unión – Otuzco La Victoria en el Centro Poblado de Otuzco, Distrito de Baños del Inca, Cajamarca,” tuvo como objetivo principal determinar el índice de confiabilidad de la superestructura del Puente La Unión. Para ello, se llevaron a cabo diversas actividades, como pruebas no destructivas, un estudio de tráfico y una investigación de los elementos de la superestructura, verificando las mediciones de las vigas y losas. Las conclusiones fueron que el índice de confiabilidad de la superestructura, obtenido a través del método probabilístico, es $\beta=2.69$, lo que se considera un índice de seguridad promedio. El índice de

confiabilidad determinado mediante el método de capacidad estructural (determinista) es $RF=0.71$, indicando un nivel de seguridad regular. De acuerdo con la “Guía para la Inspección de Puentes,” el estado actual del puente La Unión - Otuzco La Victoria se clasifica como 02, considerándose en estado REGULAR.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Definición de Puente

Según el “Manual de Puentes” del MTC (2018), se define como una estructura diseñada para salvar un obstáculo, ya sea de origen natural o artificial, esta construcción se caracteriza por tener una luz libre igual o superior a 6.00 metros (20.00 ft). Los puentes son elementos integrales de una infraestructura vial, pudiendo formar parte de una carretera o construir un tramo específico de la misma; su ubicación puede ser sobre la vía o por debajo de ella, dependiendo de las necesidades y características del terreno.

Chen & Duan (2014), nos dice que el propósito básico de un puente es transportar el tráfico sobre una abertura o discontinuidad en el paisaje, estas aberturas pueden ser: carreteras, ríos, valles, otros obstáculos físicos. Un puente debe ser “seguro, funcional, económico y atractivo”.

2.2.2. Partes de un Puente

Según el “Manual de Puentes” del MTC (2018), los componentes que forman parte de un puente, generalmente se clasifican en superestructura y subestructura.

2.2.2.1. La superestructura:

- Tablero: Soporta directamente las cargas.
- Vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos: Transmiten las cargas del tablero a los apoyos. (MTC, 2018)

2.2.2.2. La infraestructura:

- Pilares (apoyos centrales): Soportan la superestructura.
- Estribos (apoyos extremos): Soportan directamente la superestructura.
- Cimientos: Transmiten los esfuerzos al terreno. (MTC, 2018)

2.2.3. Clasificación de Puentes

2.2.3.1. Puente Viga-Losa:

El puente viga losa es una tipología estructural donde la losa trabaja integrada con las vigas principales, formando una sección resistente compuesta; se caracteriza por un tablero de concreto sostenido por vigas longitudinales, distribuyendo tensiones de manera uniforme, con un canto reducido y alta eficiencia estructural. Su construcción es simple y puede realizarse en concreto armado, pretensado o mixto. (Manterola, 2006)

2.2.4. Seguridad Estructural

Según Javier Manterola (2006), ingeniero español, define a la seguridad estructural de puentes como: “La capacidad de la estructura para resistir todas las acciones previstas sin alcanzar estados límites, ya sean de servicio o últimos, durante su construcción y vida útil”.

Los autores Zhao & Tonias (2012), en su libro “Bridge Engineering”, nos dicen que la seguridad estructural es “El resultado de un diseño que considera todos los estados límites posibles, incluyendo resistencia, estabilidad, fatiga y durabilidad, garantizando que la probabilidad de fallo sea muy baja”.

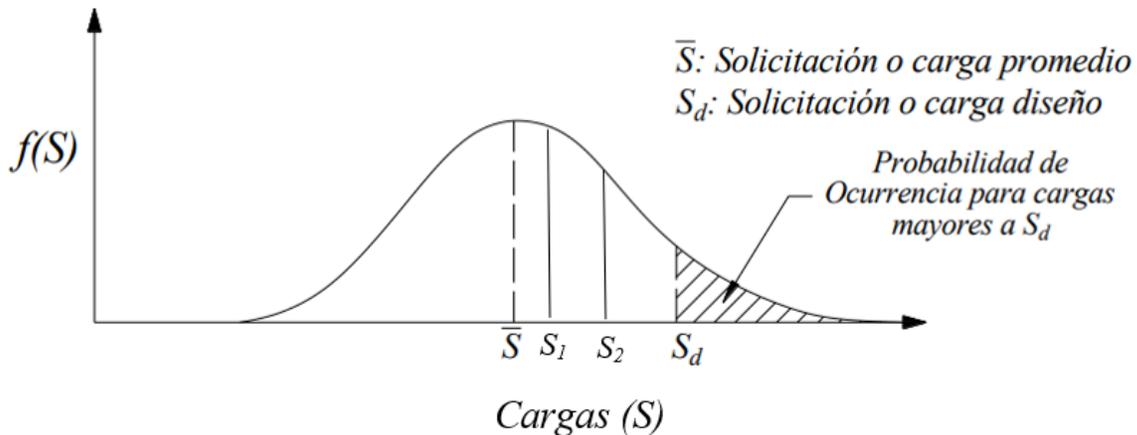
2.2.4.1. Solicitaciones o Variabilidad de Cargas (S)

La carga máxima que una estructura puede soportar durante su vida útil es incierta y no puede determinarse con precisión. Por ello, se considera una variable aleatoria. Un modelo

probabilístico de esta carga máxima puede derivarse de una función de densidad de probabilidad de las cargas, como se muestra en la siguiente curva de frecuencia.

Figura 1

Curva de Frecuencia para Cargas y Solicitaciones (S)



Fuente: (Nilson A., 2001, pág. 13)

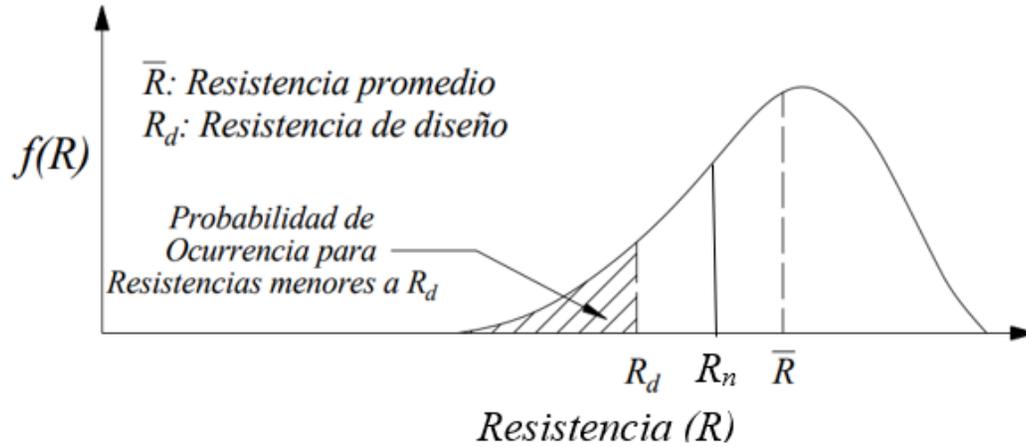
En la gráfica de Frecuencia para Cargas y Solicitaciones, la probabilidad de que ocurra cargas entre S_1 y S_2 está representada por el área bajo la curva. Para el diseño, se elige una carga conservadora S_d , aunque la carga promedio \bar{S} , representa con mayor precisión las condiciones normales de la carga en la estructura que la carga que la carga de diseño especificada S_d .

2.2.4.2. Resistencia (R)

La resistencia de una estructura está determinada por la resistencia de los materiales que la forman, aunque a menudo estos son desconocidos con precisión y se consideran variables aleatorias. Además, la resistencia estructural también depende de la calidad de la construcción, que refleja el nivel de supervisión e inspección. (Nilson, 2001)

Figura 2

Curva de Frecuencia para Resistencia (R)



Fuente: (Nilson A., 2001, pág. 13)

En la curva de frecuencia para la Resistencia, el área bajo la curva entre dos abscisas, como las cargas (R_n), indica la probabilidad de ocurrencia de la Resistencia R. Para el diseño, se elige un valor conservador de Resistencia (R_d), mientras que la resistencia media (\bar{R}) es mucho más representativa de las condiciones promedio de resistencia en la estructura que la resistencia de diseño especificada (R_d).

2.2.4.3. Margen de Seguridad Estructural (G)

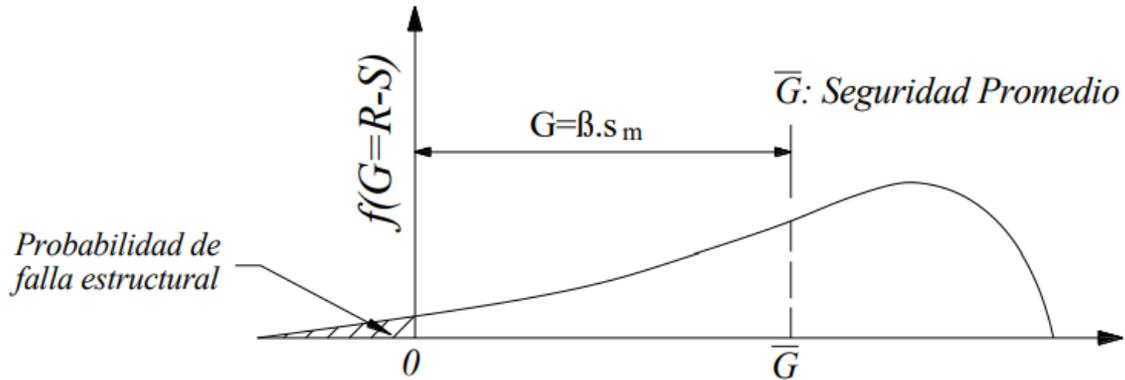
Considerando los conceptos de Cargas o Solicitaciones (S) y Resistencia (R), se puede definir que una estructura posee un Margen de Seguridad Estructural si:

$$G = R - S \quad (1)$$

El margen de seguridad (G), obtenido de la diferencia entre la Resistencia (R) y las solicitaciones (S); es una variable aleatoria cuya probabilidad de tomar valores negativos (falla) se representa mediante el área sombreada en su función de probabilidad. (Nilson, 2001)

Figura 3

Curva de Frecuencia del Margen de Seguridad Estructural



Fuente: (Nilson A., 2001, pág. 13)

2.2.5. Seguridad Estructural desde un punto Determinística y Probabilística.

2.2.5.1. Enfoque Determinístico

Gere & Timoshenko (2007), el enfoque determinístico se basa en el uso de valores fijos y definidos para las cargas (S) y la resistencia (R). Se aplican factores de seguridad globales para cubrir las incertidumbres. El margen de seguridad se calcula como: $G = R - S$, siendo $G > 0$ para evitar la falla.

Este método es más simple, pero los factores de seguridad pueden ser conservadores.

2.2.5.2. Enfoque Probabilístico:

Ang & Tang (2007) proponen un enfoque probabilístico, donde S y R se consideran variables aleatorias con funciones de probabilidad.

Se analizan las distribuciones de probabilidad de S y R para calcular la probabilidad de falla $P(G < 0)$.

Este método permite cuantificar explícitamente las incertidumbres en las cargas y resistencia. Es más realista, pero requiere más datos y cálculos más complejos.

En resumen, el enfoque determinístico usa valores fijos y factores de seguridad, mientras que el enfoque probabilístico se basa en distribuciones de probabilidad de las variables. La elección del método depende de los requisitos de seguridad, las consecuencias de la falla y la disponibilidad de información.

2.2.6. Estados Límites

Los Estados Límites son condiciones bajo las cuales una estructura o parte de ella deja de cumplir con los criterios de diseño establecido durante su vida útil.

2.2.6.1. Estados Límite de Servicio

El estado límite de servicio implica restricciones en tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones normales de uso. Este estado proporciona requisitos basados en la experiencia, los cuales no siempre pueden derivarse únicamente de consideraciones estadísticas o de resistencia (AASHTO, 2020).

2.2.6.2. Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga implica restricciones en el rango de tensiones resultantes de un único camión de diseño que experimenta el número anticipado de ciclos de esfuerzo. El estado límite de fractura se refiere a los requisitos sobre la resistencia de los materiales. El objetivo del estado límite de fatiga es controlar el crecimiento de fisuras bajo cargas repetitivas para evitar fracturas durante la vida útil del puente (AASHTO, 2020).

2.2.6.3. Estado Límite de Resistencia

Es esencial considerar el estado límite de resistencia para asegurar la resistencia y estabilidad, tanto a nivel local como global, frente a las combinaciones de cargas estadísticamente significativas que se prevé que el puente soportará durante su vida útil. Aunque en este estado

límite pueden surgir tensiones muy altas y daños estructurales, se espera que la integridad global del puente se mantenga (AASHTO, 2020).

2.2.6.4. Estado Límite de Evento Extremo

Es esencial tener en cuenta el estado límite asociado a eventos extremos para asegurar la integridad estructural de un puente durante situaciones como inundaciones, sismos significativos, colisiones con embarcaciones o impactos de flujo de hielo, especialmente en condiciones de socavación. Se asume que el Estado Límite de Evento Extremo se presentará una sola vez, con un periodo de retorno que puede ser considerablemente mayor al periodo de diseño del puente (AASHTO, 2020)

2.2.7. Modelo de Resistencia

Conforme a la AASHTO LRFD (2020), la capacidad estructural de un puente, se basa principalmente en la resistencia de sus componentes y conexiones. La resistencia (R) suele calcularse en función de la resistencia del material, la geometría de la sección y las dimensiones, empleando la siguiente fórmula:

$$R = MFPR_n \quad (2)$$

Donde:

R_n= Resistencia Nominal, es el valor de la resistencia especificada por la AASHTO.

M= Es un parámetro que muestra la variabilidad en la resistencia de un material. Se define como la relación entre las propiedades reales y nominales de los materiales, tales como la resistencia a la compresión del concreto o el límite elástico del acero.

F= Es un parámetro que indica la incertidumbre en el proceso de fabricación. Se define como la relación entre las propiedades reales y nominales de la sección transversal, incluyendo dimensiones, módulo plástico, módulo de sección y momento de inercia.

P= Es un parámetro de evaluación o criterio profesional. Se define como la relación entre la capacidad de prueba real in situ y la capacidad estimada según el modelo utilizado en el diseño.

Los parámetros paralan resistencia (**R**) son calculados de la siguiente manera: Las estimaciones del factor vías de la resistencia (λ_R) y la varianza de la resistencia (V_R), se determina en función de los estadísticos de los factores *M*, *F* y *P*.

$$\lambda_R = (\lambda_M)(\lambda_F)(\lambda_P) \tag{3}$$

➤ λ corresponde al factor bias para los parámetros.

$$V_R = (V_M^2 + V_F^2 + V_P^2)^{1/2} \tag{4}$$

➤ *V* es el coeficiente de variación para los parámetros.

2.2.7.1. Requerimientos de Modelo de Resistencia a Nivel de Expediente Técnico

En su libro “Calibration Of LRFD Bridge Desing Code”, Nowak (1999) estudió vigas de concreto armado y preesforzado, introduciendo como una de las principales innovaciones la consideración del comportamiento no lineal del concreto y el acero a través de curvas de momento – curvatura. Más adelante, presentó los resultados en una tabla que resume el efecto de los factores de incidencia de la fabricación y materiales (F.M), del análisis profesional (P) y (R) que es la incidencia combinada de los factores M,F y P.

Tabla 1

Parámetros Estadísticos de tipo de respuesta resistente

Tipo de Estructura	FM		P		R	
	λ	V	λ	V	λ	V
Vigas de Viga no Compuestas						
Momento	1.095	0.075	1.02	0.06	1.12	0.10

Cortante	1.12	0.08	1.02	0.07	1.14	0.105
Vigas de Viga Compuestas						
Momento	1.07	0.08	1.05	0.06	1.12	0.10
Cortante	1.12	0.08	1.02	0.07	1.14	0.105
Concreto Reforzado						
Momento	1.12	1.12	1.02	0.06	1.14	0.13
Cortante	1.12	1.12	1.075	0.10	1.20	0.155
Concreto Presforzado						
Momento	1.04	0.045	1.01	0.06	1.05	0.075
Cortante	1.07	0.10	1.075	0.10	1.15	0.14

Fuente: Statistical Parameters of Resistance de Nowak, 1999.

2.2.7.2. Requerimiento de Modelo a Nivel de Evaluación.

2.2.7.2.1. Definición de Modelos para Estado Límites de Resistencia

Según Rodríguez Serquén, (2022) que se basa en la normativa como las especificaciones AASHTO LRFD para asegurar que los diseños cumplan con los estándares de seguridad y eficiencia; resume los siguientes parámetros para concreto armado:

a) Resistencia a Flexión

Resistencia a la flexión mayorada M_r :

$$M_r = \phi M_n \quad (5)$$

Donde:

M_n = resistencia nominal

ϕ = factor de resistencia especificado en el *art. 5.5.4.2 AASHTO*.

Resistencia nominal a la flexión M_n :

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (6)$$

Distancia c entre el eje neutro y la cara comprimida:

- Para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b + \frac{k A_{ps} f_{pu}}{d_p}} \quad (7)$$

Donde:

$$k = 2\left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right) \quad (8)$$

A_{ps} = Área de acero reforzado. (cm²)

f_{ps} = Esfuerzo promedio en acero reforzado. (kg/cm²)

d_p = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la fuerza de refuerzo.
(cm)

A_s = Área de refuerzo en tracción.

f_s = Esfuerzo del acero de refuerzo para resistencia a flexión. (kg/cm²)

d_s = Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a flexión. (cm)

A'_s = Área de acero en compresión. (cm²)

f'_s = Esfuerzo del acero de fuerza para resistencia nominal a la flexión. (kg/cm²)

d'_s = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en compresión. (cm)

f'_c = Resistencia del concreto a la compresión especificada.

b = Ancho de la cara a compresión del miembro. (cm)

b_w = Ancho de alma o diámetro de una sección circular. (cm)

β_1 = Factor de bloque de esfuerzos.

h_f = Peralte del ala en compresión.

$a = c\beta_1$; peralte del bloque de esfuerzos equivalentes (cm)

b) Resistencia a fuerza cortante para concreto reforzado:

Resistencia al Corte Mayorada V_r :

$$V_r = \phi V_n \quad (9)$$

Resistencia Nominal al Corte V_n :

Se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (10)$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (11)$$

La resistencia nominal del concreto al corte se toma:

$$V_c = 0.265 \beta \lambda \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (12)$$

La resistencia nominal del acero al corte es:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cos \theta + \cot \alpha) \operatorname{sen} \alpha}{s} \lambda_{duct} \quad (13)$$

Proceso simplificado para la determinación de β y θ en secciones reforzadas.

Se puede aplicar $\beta = 2$ y $\theta = 45^\circ$ en los siguientes casos:

- En cimentaciones donde la distancia desde el punto al corte de acero a la cara de columna, pilar o muro es menor que $3d_v$ con o sin refuerzo transversal.
- Secciones reforzadas no sometidas a tracción axial y con el mínimo de refuerzo, o cuando el peralte total es de 0.40m o menos.
- En consecuencia, si además $\lambda = 1$, las ecuaciones anteriores se modifican a:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (14)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s}, \text{ con } \alpha = 90^\circ \quad (15)$$

La resistencia nominal al corte de un elemento de concreto armado con el mínimo transversal puede considerarse como:

$$V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (16)$$

Siendo:

b_v = ancho del alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v (cm)

d_v = altura de corte efectiva (cm)

S = separación de corte efectiva (cm)

$\phi = 90$ (factor de resistencia por corte)

A_v = área de la armadura de corte en una distancia s (cm)

V_c = corte resistente nominal del concreto (kg)

V_s = cortante resistente nominal del acero (kg)

V_p = componente de la fuerza positiva de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado (kg).

2.2.7.2.2. Parámetros Estadísticos de la Resistencia Nominal

Las ecuaciones para la resistencia nominal a flexión y cortante se describen en la AASHTO (2020). Según Wiśniewski (2007), para modelar la resistencia estructural es fundamental conocer las propiedades de los materiales como resistencia a compresión y fluidez, así como la geometría de los elementos, incluyendo dimensiones y disposición del acero. Esta información es fundamental para determinar la capacidad estructural.

a) Parámetros Estadísticos para Resistencia a Compresión del concreto.

El 2007, el ingeniero Wiśniewski, compiló resultados de estudios internacionales sobre modelos de resistencia a compresión del concreto, encontrando que estos seguían una distribución normal. Se detectaron variaciones en los valores medios y en la desviación estándar. A continuación, se muestra una tabla resumen para el concreto producido tanto in situ como en planta.

Tabla 2

Indicadores para la resistencia a compresión del concreto elaborado en obra.

Lugar de Investigación	Valor Nominal f'_c (MPa)	Factor Bias λ	Desviación Estándar σ_s (MPa)	Coefficiente de Variación V (%)
US, Canadá y Europa (Mirza et 1979)	$f'_c < 27$	-	-	10 - 20
	$f'_c \geq 27$	-	2.7 - 5.4	-
Suencia (Thelandersson 1993)	$f'_c = 35$	1.24	-	8.5
Ex Checoslovaquia (Sobrino1993)	$20 \leq f'_c \leq 25$	1.17 - 1.33	2.8 - 4.6	9 - 14
Alemania (Sobrino 1993)	$25 \leq f'_c \leq 45$	-	-	9 - 20
España (Sobrino 1993)	$25 \leq f'_c \leq 40$	1.09 - 1.39	2.6 - 4.2	6 - 11
Canadá (Bartlett y McGregor 1998)	$f'_c \leq 55$	1.25	-	10
Portugal (Henriques 1998)	$20 \leq f'_c \leq 35$	1.23 - 1.55	3.9 - 6.6	9 -17
Estados Unidos (Nowak y Szerszen 2003)	$21 \leq f'_c \leq 41$	1.12 - 1.35	1.5 - 4.9	4 -15
	$48 \leq f'_c \leq 83$	1.04 - 1.19	5.4 - 9.0	9 -12

Fuente: (Wiśniewski, 2007, pág. 62)

b) Parámetros Estadísticos para acero de refuerzo

De acuerdo con Silva J., (2018) se recopilaron parámetros de diversos autores sobre la variación del acero de refuerzo. Estos modelos tienden a ajustarse a una distribución normal, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3

Parámetros estadísticos para el acero de refuerzo pasivo.

Propiedades	Grado	Factor Bias λ	Coef. Variación CV (%)
Estados Unidos (Nowak y Collins 2000)	40	1.11	11.6
Perú (Coronel 2003)	60	1.11	9.8
Colombia (Venegas 2014)	60	1.12	11.2
México (Téllez, G 2005)	60	1.11	10.7
		1.1	3.7

Fuente: (Silva Campos, 2018, pág. 26)

2.2.8. Modelo de Carga

De acuerdo con Angulo S. (2023), las cargas o sollicitaciones (S) se tratan como variables aleatorias. Este modelo se basa en el valor nominal de la carga (A), el modo en que la carga actúa (B), ya sea carga distribuida o concentrada, y las diferentes aproximaciones o idealizaciones utilizadas en el modelamiento estructural (C). La ecuación resultante es la siguiente:

$$S = A \times B \times C \quad (17)$$

Para realizar un análisis completo de la carga, se considera la variabilidad de los siguientes parámetros estadísticos: el factor medio, el factor bias y el coeficiente de variación. Estos parámetros son fundamentales para este análisis, por lo que se propone la siguiente relación:

$$\mu_s = \mu_A \times \mu_B \times \mu_C \quad (18)$$

$$V_s = \sqrt{V_A^2 + V_B^2 + V_C^2} \quad (19)$$

$$\lambda_s = \lambda_A \times \lambda_B \times \lambda_C \quad (20)$$

Donde:

$\mu_s, \mu_A, \mu_B, \mu_C$ = Medias entre las cargas y factores intervinientes.

$\lambda_s, \lambda_A, \lambda_B, \lambda_C$ = Factores bias (relación entre la media y el valor nominal).

V_s, V_A, V_B, V_C = Coeficiente de variación.

Los puentes están expuestos a diversas cargas frecuentes, como la carga muerta, la carga viva (tanto estática como dinámica), y las cargas ambientales (viento, sismos, nieve, etc.). Además, pueden enfrentar otras cargas como colisiones o situaciones de emergencia. Todas estas cargas se considerarán variables dentro del modelo de carga.

2.2.8.1. Carga Muerta (D)

El American Concrete Institute (2022) define la carga muerta como la carga vertical aplicada sobre una estructura que incluye el peso de la misma estructura más todas las cargas adicionales que tienen carácter permanente.

Dados los distintos grados de variación, es útil tener en cuenta los siguientes tipos:

- D_1 = Peso de elementos elaborados en fábrica (acero, hormigón prefabricado)
- D_2 = Peso del hormigón colocado in situ.
- D_3 = Peso de la superficie de rodadura (asfalto)
- D_4 = Peso de los otros elementos (barandillas, luminarias, etc.)

a) Parámetros Estadísticos: Los elementos de la carga muerta se consideran variables aleatorias normales (Nowak A. S., 1999)

Tabla 4*Parámetros Estadísticos de Carga Muerta*

Componente	Factor Bias λ	Coefficiente de Variación C.V.
D1: elemento de fábrica	1.03	0.08
D2: concreto colocada in situ	1.05	0.10
D3: superficie de rodadura	1	0.25
D4: otros elementos	1.03 - 1.05	0.08 - 0.10

Fuente: (Nowak A. S., 1999)

b) Valores constantes de Carga Muerta

Tabla 5

Pesos Unitarios

Material	Pesos Unitarios (kgf/m ³)
Aleaciones de aluminio	2803
Superficies de Rodamientos bituminosas	2243
Hierro fundido	7208
Escoria	961
Arena, Limo o arcilla compactados	1922
Ligero	1762 - 2162
Concreto Densidad normal con $f'c \leq 352 \text{kgf} / \text{cm}^2$	2323
Densidad normal con $350 \leq f'c \leq 1055 \text{kgf} / \text{cm}^2$	$2243 + 2.29f'c$
Arena, Limo o grava suelto	1602
Arcilla blanda	1602
Grava, macadam o balasto compactado a rodillo	2243
Acero	7849
Mampostería de piedra	2723
Madera Dura	961
Blanda	801
Agua Dulce	1000

Salada	1025
Elemento	Peso por unidad de longitud kgf/m
Rieles de tránsito, unión y fijación por la pista	298

Fuente: (AASHTO, 2020)

En el caso del peso específico del **Concreto Armado** de acuerdo al código AASHTO (2020) se debe incrementar se debe incrementar $80\text{kgf} / \text{cm}^3$.

2.2.8.2. Carga Viva Estática

a) Parámetros Estadísticos: La carga viva para puentes tiene los siguientes parámetros estadísticos:

- Distribución: Log Normal
- Factor Bias (λ): 1.0
- Coeficiente de Variación (V): 18 %

b) Valores para determinar la carga viva estática: Según el “Manual de Puentes” del MTC (2018); considera que se deberá aplicar una carga peatonal de 0.075 ksf o un Valor Nominal de 367 kg/m^2 .

2.2.8.3. Cargas Vivas Móviles y Cargas de Impacto

a) Parámetros Estadísticos:

La National Cooperative Highway Research Program (2003), proporciona datos de entrada para variable aleatorias de carga muerte y viva, los cuales son calibrados por la norma AASHTO LRFD Bridge Design utilizando parámetros estadísticos.

Tabla 6

Parámetros Estadísticos para carga móvil y de impacto.

Tipo	Factor Bias λ	Coefficiente de Variación	Distribución	Fuente
Modelo carga viva	1.20	18 %	Lognormal	Nowak (1999) y Moses (2001)
Ampliación dinámica para un carril	1.13	10 %	Normal	Nowak (1993)
Ampliación dinámica para dos carriles	1.09	6 %	Normal	Nowak (1993)

Fuente: (National Cooperative Highway Research Program. 2003. Report 489., 2003)

En el artículo de Nowak (1999), se presentan parámetros estadísticos para evaluar puentes mediante técnicas de confiabilidad. Estos parámetros se aplican a vehículos con diferentes configuraciones de ejes y cargas, y se consideran tres periodos de evaluación. La tabla correspondiente se muestra a continuación:

Tabla 7

Parámetros Estadísticos para Carga Viva Móvil y de Impacto.

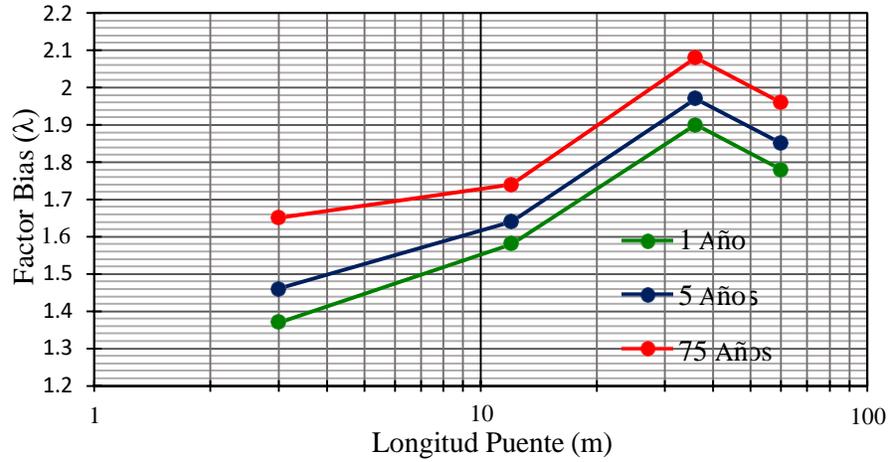
Longitud de Puente	Periodo de Evaluación					
	1 año		5 años		75 años	
	λ	C.V	λ	C.V	λ	C.V
3 m	1.37	0.15	1.46	0.15	1.65	0.14
12 m	1.58	0.15	1.64	0.12	1.74	0.11
36 m	1.90	0.135	1.97	0.12	2.08	0.11
60 m	1.78	0.14	1.85	0.125	1.96	0.11

Fuente: (Nowak A. S., 1999)

También se presentan los gráficos de Periodo versus Factor Bias (λ) y el Coeficiente de Variación (C.V). Estos gráficos permiten obtener valores intermedios mediante interpolación, y se utilizan para evaluar la carga móvil mediante técnicas de confiabilidad.

Figura 4

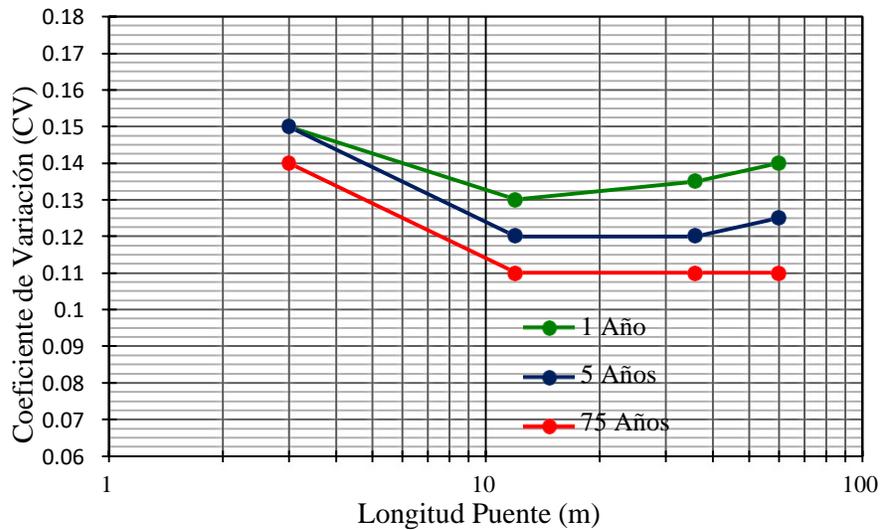
Factor Bias (λ) para cargas vehiculares.



Fuente: (Nowak A. S., 1999, pág. 281)

Figura 5

Coefficiente de Variación (CV) para Cargas Vehiculares.



Fuente: (Nowak A. S., 1999, pág. 281)

- b) Vehículos Autorizados en Carreteras Peruanas:** Todos los vehículos autorizados por el Reglamento Nacional de Vehículos - Decreto Supremo N° 058-2003-MTC,

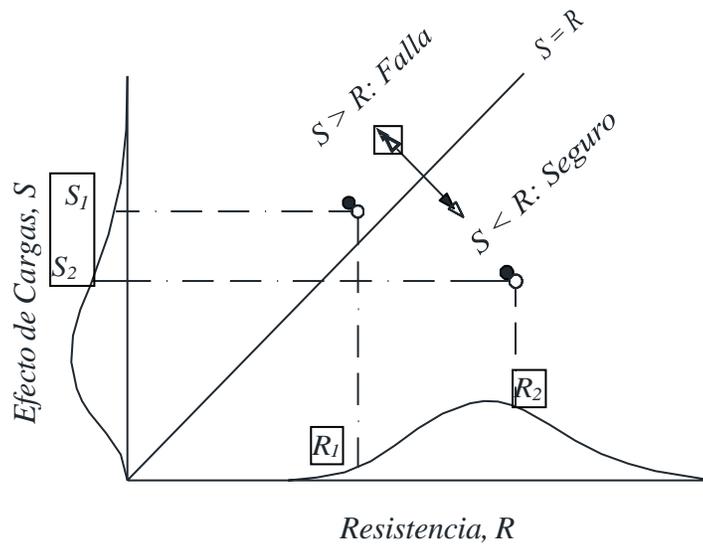
se detallan en el Anexo IV: Pesos y Medidas. Este anexo especifica la configuración vehicular, sus dimensiones, y el peso máximo bruto en toneladas.

2.2.8.4. Determinación Probabilística de Factores de Seguridad

(Taly, 2014), para evaluar la seguridad estructural de una construcción, se definen variables que forman una distribución probabilística de carga (S) y resistencia (R). Una estructura se considera segura cuando su resistencia es mayor o igual a la carga ($R \geq S$). Evidentemente, se produce una falla cuando la carga supera la resistencia ($R < S$).

Figura 6

Combinación de Seguridad y Fallas



Fuente: (Taly, 2014, pág. 14)

La propuesta para la formulación de Estado Límite para las distribuciones de Cargas (S) y Resistencia (R), se presenta a continuación:

$$G(R, S) = R - S \quad (21)$$

Considerando los siguientes aspectos:

- Si $G(R, S) \geq 0$, es la función deseada de seguridad.

- Si $G(R, S) < 0$, es la función no deseada de seguridad.

2.2.8.5. Método Determinista para la Seguridad

De acuerdo con Taly (2014), el índice de seguridad de una estructura de puente se determina mediante el cociente entre la resistencia y la sollicitación (R/S). Considerando los siguientes aspectos:

- Resistencia (R) \geq Solicitaciones (S) $\rightarrow \frac{R}{S} \geq 1.00 \rightarrow$ Estructura Segura
- Resistencia (R) $<$ Solicitaciones (S) $\rightarrow \frac{R}{S} < 1.00 \rightarrow$ Estructura Insegura

Entonces a partir del coeficiente R/S, se presenta una fórmula conocida como el Factor de Capacidad Estructural de carga viva.

$$F = \frac{U \times R - \sum \alpha_D \times D}{\alpha_L \times D} \quad (22)$$

Donde:

- U : Factor de Resistencia.
- R : Resistencia.
- α_D : Factor de carga muerta.
- D : Cargas muertas.
- α_L : Factor de cargas vivas.
- L : Cargas vivas.

Definiendo los resultados en las siguientes expresiones:

$F \geq 1.00 \rightarrow$ Estructura en un estado seguro.

$F < 1.00 \rightarrow$ Estructura en un estado de falla.

2.2.9. Método Confiabilidad Estructural

Según Melchers & Beck (2018), el análisis de confiabilidad se basa en los efectos de carga y la función de densidad probabilística $f_R(\cdot)$ y $f_S(\cdot)$, ya sea de manera determinista o con componentes aleatorios, expresados en las mismas unidades para su evaluación. Una estructura falla si su resistencia (R) es inferior al esfuerzo (S) que soporta. La probabilidad de falla (P_f) del elemento estructural se determina de la siguiente manera:

$$P_f = P(R \leq S) \quad (23)$$

$$P_f = P(R - S \leq 0) \quad (24)$$

$$P_f = P\left(\frac{R}{S} \leq 1\right) \quad (25)$$

$$P_f = P(\ln R - \ln S \leq 0) \quad (26)$$

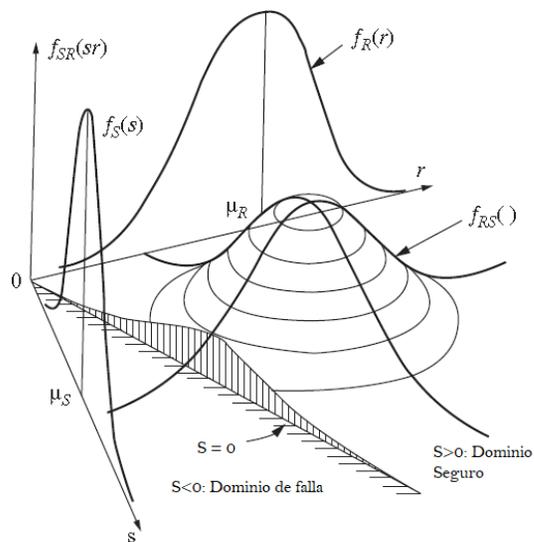
O la fórmula General es:

$$P_f = P(G(R, S) \leq 0) \quad (27)$$

Donde $G(\cdot)$ es la función en estado límite y la probabilidad de falla.

Figura 7

Funciones de Densidad para $f_R(\cdot)$ y $f_S(\cdot)$



Fuente: (Melchers & Beck, 2018, pág. 15)

Melchers & Beck (2018), expresa que para cualquier elemento infinitesimal ($\Delta r + \Delta s$); es entonces que se puede representar la probabilidad de R y S ($r + \Delta r, s + \Delta s$), donde Δr y Δs se aproximan a cero. Luego la fórmula general de probabilidad de falla puede escribirse como:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \iint_D f_{RS}(r, s) dr ds \quad (28)$$

Cuando R y S son independientes, $f_{RS}(r, s) = f_R(r) f_S(s)$ se convierte en:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{S \geq R} f_R(r) f_S(s) dr ds \quad (29)$$

Considerando que para cualquier variable aleatoria (X), la función de distribución acumulativa se define como:

$$F_x(x) = P(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f_x(y) dy \quad (30)$$

Siempre que $x \geq y$, se sigue que para el caso cuando R y S son independientes, se puede escribir en la forma integral simple:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(x) f_S(x) dx \quad (31)$$

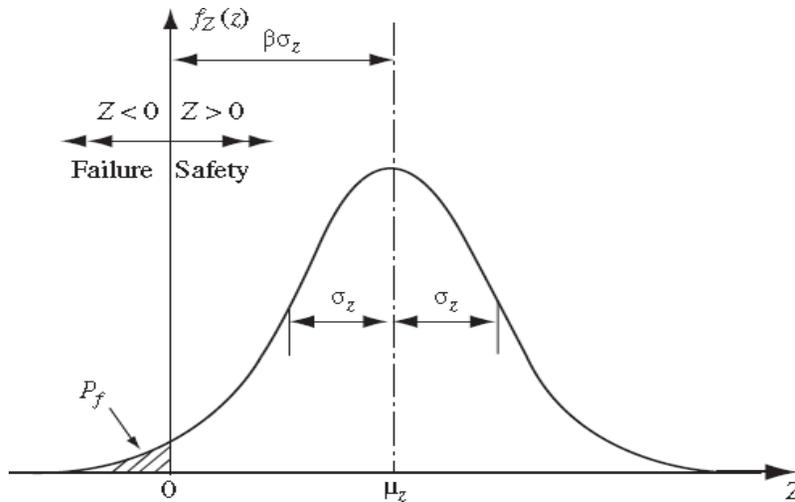
2.2.9.1. Indices de Confiabilidad

Nowak (1999) señala que el índice de confiabilidad es un indicador que mide la seguridad estructural, evaluando el comportamiento de una estructura en términos probabilísticos.

Al operar con las distribuciones de las variables R (Resistencia) y S (Solicitud), obteniendo $G=R-S$, se genera una nueva distribución. Esta distribución permite visualizar tanto la seguridad (área bajo la curva hacia la derecha desde el origen) como el estado de falla (área bajo la curva hacia la izquierda desde el origen). Este concepto se ejemplifica en la figura siguiente:

Figura 8

Margen de Seguridad e Índice de Confiabilidad Estructural.



Fuente. (Melchers & Beck, 2018, pág. 18)

Taly (2014), presentan algunos valores de índices de confiabilidad para distribuciones normales y lognormales que corresponden al área sombreada.

Tabla 8

Índices de confiabilidad y probabilidad de falla.

Beta (β)	Probabilidad de fallo P_f
0	0.5000002
0.2	0.4207402
0.4	0.3445782
0.6	0.274253
0.8	0.2118553
1	0.1586552
1.2	0.1150697
1.4	0.0807567
1.6	0.0547993
1.8	0.0359303

2	0.0227501
2.2	0.0139034
2.4	0.0081975
2.6	0.0046612
2.8	0.0025552
3	0.00135
3.2	0.0006872
3.4	0.000337
3.6	0.0001592
3.8	7.24E-05
4	3.17E-05
4.2	1.34E-05
4.4	5.42E-06
4.6	2.11E-06
4.8	7.90E-07
5	2.90E-07

Fuente. (ICEET, 1992, pág. 47)

2.2.9.2. Confiabilidad para variables aleatorias normales.

Gongkun (2012), aplica las funciones de Resistencia (R) y Solicitud (S) que siguen distribuciones Normales y Lognormales. Este enfoque resulta particularmente útil en el diseño y evaluación de puentes.

- Para la media: $\mu_G = \mu_R - \mu_S$
- Para la desviación estándar: $\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$

Luego, teniendo una ecuación general:

$$P_f = P(R - S \leq 0) \tag{32}$$

$$P_f = P(R - S \leq 0) = P(Z \leq 0) = \phi\left(\frac{0 - \mu_G}{\sigma_G}\right) \tag{33}$$

Donde ϕ es la función de distribución normal estándar:

$$P_f = \phi\left(\frac{-(\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = \phi(-\beta) \quad (34)$$

Donde β es denominado ÍNDICE DE CONFIABILIDAD:

$$\beta = -\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (35)$$

2.2.9.3. Simulación de Montecarlo

De acuerdo con Nowak & Collins (2000), la Simulación de Montecarlo es un método específico que consiste en generar una muestra de resultados numéricos (n) a partir de un conjunto de datos (N). Estos resultados se emplean para determinar la distribución de probabilidad o la importancia de parámetros estadísticos. A continuación, se describen los pasos necesarios para realizar esta simulación:

- i. Establecer las funciones probabilidad de entrada:

$$G(X_1, X_2, \dots, X_n) \text{ y } G = X_1 + X_2 + \dots + X_n \quad (36)$$

- ii. Producir valores aleatorios de las variables que correspondan a la función de distribución probabilística.
- iii. Generar el valor de la función de manera aleatoria:

$$G = X_1 + X_2 + \dots + X_n \quad (37)$$

- iv. Guardar el valor obtenido.
- v. Repetir los pasos del 1 al 4 hasta obtener una cantidad adecuada de valores.
- vi. Representar gráficamente los valores que estime la probabilidad de falla.
- vii. Determinar la probabilidad de falla utilizando un conjunto representativo de resultados.

$$P_f(G) = \frac{\text{número de tiempos } G < 0}{\text{total de números generados de la simulación}} \quad (38)$$

2.2.10. Método Evaluación del Factor de Capacidad

Este método evalúa la capacidad de carga de un puente mediante el cálculo de Rating Factor (RF), que indica la capacidad del puente para soportar de manera segura las cargas de tráfico actuales y futuras. Se considera tanto la resistencia del material como las cargas aplicadas, ajustando factores de seguridad para obtener un valor preciso del RF.

2.2.10.1. Factor Rating

Según “The Manual For Bridge Evaluation” de AASHTO (2013), el camión de diseño utilizado es el HL-93, también empleado en el diseño del método LRFD. Estos modelos consideran las cargas de diseño, cargas legales y cargas permitidas, con el objetivo final de determinar el Factor Rating (RF), que representa la capacidad de carga (Load Rating).

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)} \quad (39)$$

Para los estados límites de Resistencia:

$$C = \phi_C \phi_S \phi R_n \quad (40)$$

Considerar:

$$\phi_C \phi_S \geq 0.85 \quad (41)$$

Donde:

- RF : Factor de Clasificación (Rating Factor)
- C : Capacidad Estructural
- R_n : Resistencia Nominal del miembro
- DC : Efecto de la carga muerta de los componentes estructurales
- DW : Efecto de la carga muerta de la superficie de rodadura y otros componentes

- P : Efecto Cargas permanentes de otras cargas muertas
- LL : Efecto de la carga viva
- IM : Carga dinámica permisible
- γ_{DC} : Factor de Carga de componentes estructurales
- γ_{DW} : Factor de Carga de superficie y otros componentes
- γ_P : Factor de Carga para cargas permanentes = 1.00
- γ_{LL} : Factor de Evaluación de Carga viva
- ϕ_C : Factor de condición
- ϕ_S : Factor de sistema
- ϕ : Factor de resistencia LRFD

2.2.10.2. Cargas para Evaluación

2.2.10.2.1. Carga Muerta DC y DW

Los efectos de la carga muerta en una estructura deben calcularse según las condiciones actuales, basándose en planos y medidas verificadas en campo. La unidad mínima de peso de los materiales debe calcularse conforme al “Diseño de Puentes LRFD” de la AASHTO (2020), y el “Manual de Puentes” del MTC (2018).

2.2.10.2.2. Cargas Permanente (Peso Propio)

Se refiere a cargas adicionales.

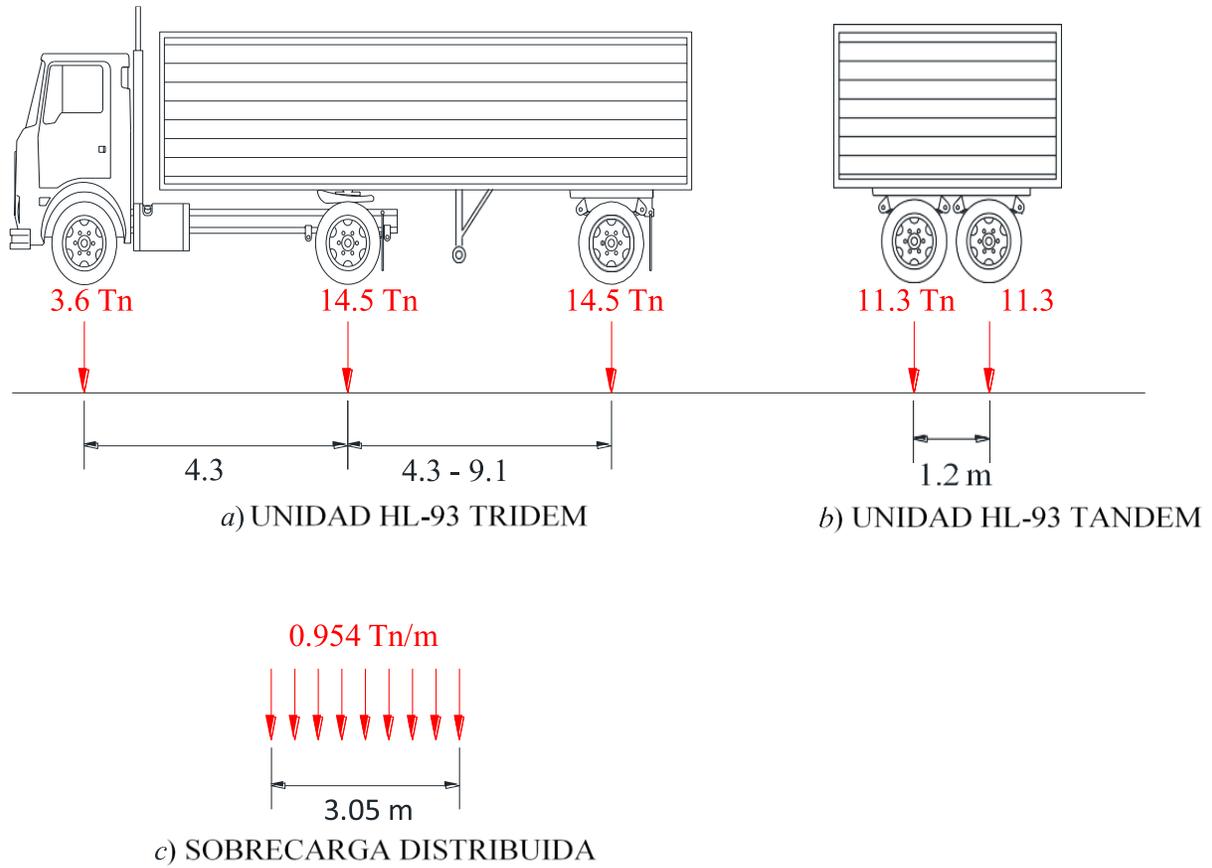
2.2.10.2.3. Carga Viva LL

De acuerdo con los niveles de evaluación del Factor Rating, se presenta los siguientes modelos de carga viva:

- **Carga de Diseño:** Camión HL-93 de Diseño de puentes LRFD

Figura 9

Camión HL-93



Fuente. “The Manual Bridge Evaluation” de la AASHTO (2013, pág. 6-67)

2.2.10.2.4. Cargas de Impacto

Tabla 9

Carga de Impacto de Carga Móvil

COMPONENTE	PORCENTAJE
Elemento de unión en el tablero (todos los estados límite)	75%
Para otros elementos:	
✓ Estados límite de fatiga y fractura	15%
✓ Otros estados límite	33%

Fuente. (AASHTO, 2020, págs. 4-20)

2.2.10.2.5. Carga Peatonal PL

Es un tipo de carga viva que no requiere ser considerada junto con la carga vehicular. Si se incluye en el cálculo de la carga viva, no debe superar los 0.075 ksf o 367 kg/m² AASHTO (2020).

2.2.10.3. Estados Límites de Carga

2.2.10.3.1. Factor de condición (ϕ_c)

Este factor ofrece una disminución para tener en cuenta el incremento de la incertidumbre en la resistencia de los miembros deteriorados. “The Manual Bridge Evaluation”, AASHTO (2013).

2.2.10.3.2. Factor de sistema (ϕ_s)

Este factor se utiliza de diferentes formas en la resistencia nominal, indicando el grado de redundancia del sistema total de la superestructura. Estos factores cumplen con las especificaciones de diseño de AASHTO LRFD.

Tabla 10

Factores de Condición

Condición estructural de miembros	(ϕ_c)
Buena y satisfactoria	1.00
Regular	0.95
Pobre	0.85

Fuente. “The Manual Bridge Evaluation”, AASHTO (2013, págs 6-16).

Tabla 11

Factores de Sistema

Tipos de Superestructura	(ϕ_s)
Miembros soldados en puentes de dos vigas/ celosía/ arco	0.85
Miembros remachados en puentes de dos vigas/ celosía/ arco	0.90

Nudos múltiples en miembros de puentes de celosía	0.90
Puentes de tres vigas con espaciamiento 6 ft (1.80 m)	0.85
Puentes de cuatro vigas con espaciamiento <4 ft (1.20 m)	0.95
Todas las otras vigas y losas de puentes	1.00
Vigas de piso con espaciamiento >12 ft y viguetas no continuas	0.85
Subsistemas de largueros redundantes entre vigas de piso	1.00

Fuente. “The Manual Bridge Evaluation”, AASHTO (2013, págs. 6-17).

2.2.10.3.3. Factor de Reducción de Resistencia (ϕ)

Para la AASHTO LRFD (2020), los factores de reducción de resistencia tienen los siguientes criterios:

Para tracción controlada para secciones concreto armado: 0.90

Para tracción controlada para secciones concreto preesforzado: 1.00

Para tracción de secciones acero estructural: 1.00

Para corte y torsión:

- Para concreto de densidad normal: 0.90
- Para concreto de densidad baja: 0.80
- Para acero estructural: 1.00

Para compresión controlada: 0.85

Apoyos sobre concreto: 0.70

Para compresión en modelos de bielas y tirantes: 0.70

Para compresión en zonas de anclaje

- Para concreto de densidad normal: 0.80
- Para concreto de densidad baja: 0.85

Para tracción en el acero en zonas de anclaje: 1.00

Para resistencia durante el hincado de pilotes: 1.00

Tabla 12*Factores de Carga y Clasificación para Evaluación de Cargas de Diseño*

Tipo de Puente	Estado Límite	Carga Muerta	Carga Muerta	Carga de Diseño	
		γ_{DC}	γ_{DW}	Inventario γ_{LL}	Operación γ_{LL}
Acero	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-
	Servicio II	1.00	1.00	1.30	1.00
	Fatiga	0.00	0.00	0.75	-
Concreto Armado	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-
	Servicio I	1.00	1.00	-	-
Concreto Preesforzado	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-
	Servicio III	1.00	1.00	0.80	-
	Servicio I	1.00	1.00	-	-
Madera	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-

Fuente. (AASHTO, 2020, págs. 6-15)**2.2.11. Niveles de Seguridad Estructural**

Los niveles de seguridad dependen del enfoque y la filosofía del método de evaluación. Tanto los índices de seguridad en los métodos probabilísticos como en los determinísticos cuantifican el comportamiento de las estructuras, pero principalmente reflejan el desempeño de sus componentes estructurales.

2.2.11.1. Niveles de Seguridad para Evaluación Probabilística

Según Gongkun (2012), para este tipo de evaluación es esencial que el índice de confiabilidad estructural de un puente exceda el índice del nivel objetivo, ya sea el de confiabilidad de diseño o de evaluación.

$$\beta_{\text{objetivo}} < \beta = -\phi^{-1}(P_f) \quad (42)$$

Tabla 13

Niveles de Seguridad Mínimos Admisibles

Código de Referencia	Índice Confiabilidad β		Periodo de referencia	
	Nuevo	Existente	Nuevo	Existente
CANADA / CSA - S6-06	3.75	2.5	100	5
LRFD USA	3.5	2.5	75	5
EUROCODIGO	4.7	4.5	100	50
ALEMÁN NEN 8700	4.3	3.3	100	15
AUSTRIA ONR 24008	4.3	4.3	100	-
SUIZA SIA 269	4.3	4.3	100	-

Fuente. (Šavor Z. & Šavor M., 2014, pág. 568).

En su investigación sobre los elementos estructurales de un puente, el Army Corps of Engineers (1997), relaciona los índices de confiabilidad (β) con los niveles de desempeño, como se detalla a continuación:

Tabla 14

Relación entre Índice de Confiabilidad (β), Probabilidad de Falla (P_f) y Niveles de Desempeño.

Índice de Confiabilidad (β)	Probabilidad de Falla (P_f)	Nivel de Desempeño
0	0.5	Falla
1	0.16	Peligroso
1.5	0.07	Insatisfactorio
2	0.023	Pobre
2.5	0.006	Bajo el promedio
3	0.0001	Arriba del promedio
4	0.00003	Bueno
5.0 a más	0.000003	Alto

Fuente. (Army Corps of Engineers, 1997, pág. 11).

2.2.11.2. Niveles de Seguridad para Evaluación Determinística

De acuerdo con AASHTO (2013), los índices de clasificación de carga (RF) deben superar el valor de uno para asegurar la serviciabilidad, resistencia y seguridad mínima de las cargas vivas que deben soportar los elementos estructurales de un puente.

Tabla 15

Nivel de Seguridad para Índice de Capacidad

Índices de capacidad de Carga (RF)	
Nivel de Evaluación	Rating Factor
Primer nivel: Carga de Diseño	RF>1.00
Segundo nivel: Carga Legales	RF>1.00
Tercer nivel: Cargas Permitidas	RF>1.00

Fuente. AASHTO, 2013.

Complementando este método de evaluación determinista, Umpire (2015), en su tesis presenta tres niveles de índices de capacidad, así como las acciones de prevención correspondientes a realizar.

Tabla 16

Clasificadores de Índice de Capacidad Estructural

CLASIFICADOR DE RF		
Índice de capacidad (RF)	Nivel de desempeño	Medidas
RF < 0.65	Malo	La estructura debe demolerse
0.65 < RF < 1.0	Regular	Reforzamiento de la estructura
RF > 1.0	Alto	Estructura Estable

Fuente. (Umpire, 2015, pág. 71)

2.2.12. Evaluación de Puentes

La Evaluación de Puentes se rige por la “Guía para Inspección de Puentes” según el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (2006), esta guía establece los procedimientos y criterios para la inspección y evaluación de puentes viales en el país.

La evaluación cualitativa de puentes es un enfoque importante que complementa los métodos cuantitativos. Este tipo de evaluación se basa en observaciones, experiencia y juicio experto. Aquí se presentan los aspectos clave:

2.2.12.1. Aspectos Clave de la Evaluación

A. Inspección visual.

- Examen detallado de la estructura para identificar daños visibles, deterioro o anomalías.
- Incluye la revisión de grietas, corrosión, deformaciones y otros signos de desgaste.

B. Evaluación del estado general.

- Clasificación del estado del puente en categorías como “Bueno”, “Regular”, “Deficiente” o “Crítico”.
- Se considera la condición de diferentes componentes: tablero, superestructura, subestructura, etc.

C. Identificación de patologías.

- Reconocimiento de problemas estructurales comunes en puentes.
- Análisis de posibles causas de deterioro (ambientales, uso, diseño, etc.).

D. Evaluación del entorno.

- Consideración de factores ambientales que pueden afectar al puente.
- Análisis de condiciones geológicas e hidrológicas del sitio.

E. Historial de mantenimiento.

- Revisión de registros de reparaciones y mantenimiento previos.
- Evaluación de la efectividad de intervenciones anteriores.

F. Valoración funcional.

- Evaluación de la capacidad del puente para cumplir su función actual.
- Consideración de aspectos como el ancho de calzada, capacidad de carga, etc.

G. Evaluación de riesgos:

- Identificación de posibles riesgos para la seguridad y operatividad del puente.
- Consideración de factores como la edad de la estructura, exposición a eventos extremos, etc.

Tabla 17

Condiciones de Evaluación de un Puente

Calificación	Descripción de la condición
0	Muy bueno: No se observa problemas
1	Bueno: Hay problemas menores. Algunos elementos muestran deterioro sin importancia.
2	Regular: Los elementos primarios están en buen estado, pero algunos secundarios muestran deterioro, algo de pérdida de sección, grietas, descascaramiento o socavación pérdida de sección avanzada.
3	Malo: La pérdida de sección, deterioro o socavación afectan seriamente a los elementos estructurales primarios. Hay posibilidad de fracturas locales, pueden presentarse rajaduras en el concreto o fatigas en el acero.
4	Muy Malo: Avanzado deterioro de los elementos estructurales primarios. - Grietas de fatiga en acero o grietas de corte en el concreto - La socavación compromete el apoyo que debe dar la infraestructura. - Conviene cerrar el puente a menos que este monitoreado.

5

Pésimo: Gran deterioro o pérdida de sección presente en elementos estructurales críticos. - Desplazamientos horizontales o verticales afectan la estabilidad de la estructura - El puente se cierra al tráfico, pero con acciones correctivas se puede restablecer el tránsito de unidades ligeras.

Fuente. Ministerio de Transporte y Comunicaciones. (2006, pág 26).

Esta evaluación cualitativa suele ser el primer paso en un proceso más amplio de evaluación de puentes y ayuda a determinar la necesidad de análisis más detallados o cuantitativos.

2.3. DEFINICIÓN DE TERMINOS BÁSICOS

- **Análisis Estructural:** Es una ciencia que desarrolla métodos de cálculo para evaluar las características mecánicas de las estructuras, como su resistencia, rigidez, estabilidad, durabilidad y seguridad. Su objetivo principal es proporcionar información precisa que permita diseñar estructuras de manera eficiente y segura, optimizando tanto los aspectos técnicos como económicos.(Chen & Duan, 2014)
- **Carga:** Fuerzas externas que se aplican sobre una estructura en diferentes direcciones, clasificándose principalmente en cargas vivas, muertas, dinámicas y estáticas, cada una con características particulares de actuación y comportamiento sobre los elementos estructurales. (Esparza, 2010)
- **Concreto Armado:** Es una técnica constructiva que integra el concreto con barras o mallas de acero, aprovechando las propiedades complementarias de ambos materiales para crear estructuras más resistentes y duraderas. (Mc Cormac, 2001)
- **Ensayo de Esclerometría:** El ensayo de rebote es un método normalizado que utiliza un martillo de acero para evaluar la dureza del concreto, midiendo la altura del rebote tras impactar la superficie con una energía predeterminada.(American Concrete Institute, 2022)
- **Evaluación Determinística:** Representa un enfoque analítico para examinar la resistencia estructural de puentes, centrándose en el análisis de la capacidad de soporte de carga viva media la aplicación de factores de carga y sistemas de clasificación específicos. (Angulo, S., 2023)
- **Evaluación Probabilística:** Es un método completo para analizar la seguridad estructural de puentes en funcionamiento. Esta aproximación integra datos experimentales, herramientas computacionales de análisis estructural y simulaciones numéricas

estadísticas, permitiendo una evaluación precisa y detallada de las condiciones reales de operación y funcionamiento del puente. (Silva, 2018)

- **Factor de Capacidad:** Son expresiones matemáticas que establecen la relación entre la resistencia estructural y las solicitaciones, permitiendo determinar de manera segura la capacidad de carga de una estructura. (AASHTO, 2013)
- **Falla Estructural:** Es un estado crítico que ocurre cuando se superan los límites de resistencia, generando deterioros como agrietamientos, deformaciones excesivas y corrosión que comprometen la integridad estructural. (Nowak & Collins, 2000)
- **Índice de Confiabilidad:** Representa un indicador cuantitativo que evalúa la seguridad estructural, expresando el comportamiento de una estructura a través de la probabilidad inversa de la función. (Nowak A. S., 1999)
- **Puente:** Según las especificaciones AASHTO LRFD para el diseño de puentes, se considera puente toda estructura con una apertura de al menos 6.10 m (20.0 ft) que esté ubicada sobre o bajo una carretera principal, formando parte integral de la infraestructura vial. (AASHTO, 2020)
- **Resistencia:** Capacidad de un elemento estructural o un conjunto de elementos para soportar cargas y solicitudes sin experimentar fallas. (Esparza, 2010)
- **Seguridad Estructural:** La seguridad estructural implica que las estructuras deben poseer la capacidad resistente necesaria para garantizar un rendimiento óptimo frente a las diversas cargas que pueden incidir sobre ella durante todo su ciclo de vida útil. (Nilson, 2001)
- **Simulación de Montecarlo:** Técnica de análisis de confiabilidad estructural que utiliza simulaciones repetitivas para modelar y evaluar las condiciones de un fenómeno, permitiendo estimar probabilidades y comportamientos estructurales. (Wiśniewski, 2007)

METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO DE EVALUACIÓN

3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA DEL ÁREA DE ESTUDIO

Esta tesis busca determinar el Índice de Confiabilidad de la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada en la Trocha Carrozable: Cruce Encañada - Centro Poblado Polloc, situado en la localidad del Centro Poblado de Polloc, Distrito de La Encañada, provincia y departamento de Cajamarca.

Tabla 18

Coordenadas UTM del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada - C.P. Polloc

Coordenadas UTM WGS - 84	
Puente Carrozable sobre Río Encañada	
NORTE	9'212,528.50
ESTE	795,702.40

3.1.1. Acceso a la zona de estudio.

Tabla 19

Ruta de Cajamarca hasta el Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada.

Desde	A	Ruta	Tipo de vía	km	Tiempo
Cajamarca	Cruce Polloc	Emp.PE-08B	Asfaltada	30	40 min
Cruce de Polloc	Cruce Encañada	Emp.CA-1506	Trocha carrozable	1.5	5 min

3.1.2. Clasificación de la troza carrozable donde se ubica el puente en estudio.

Tabla 20

Clasificación de la trocha carrozable Emp.CA - 1506 donde se encuentra el Puente.

CLASIFICACIÓN	
Por su Demanda	Trocha carrozable
Por su Orografía	Tipo II
Por su Jerarquía	Red Vial Vecinal

Figura 10

Vista Planta de la Ubicación del Puente Carrozable construido sobre el rio Encañada.

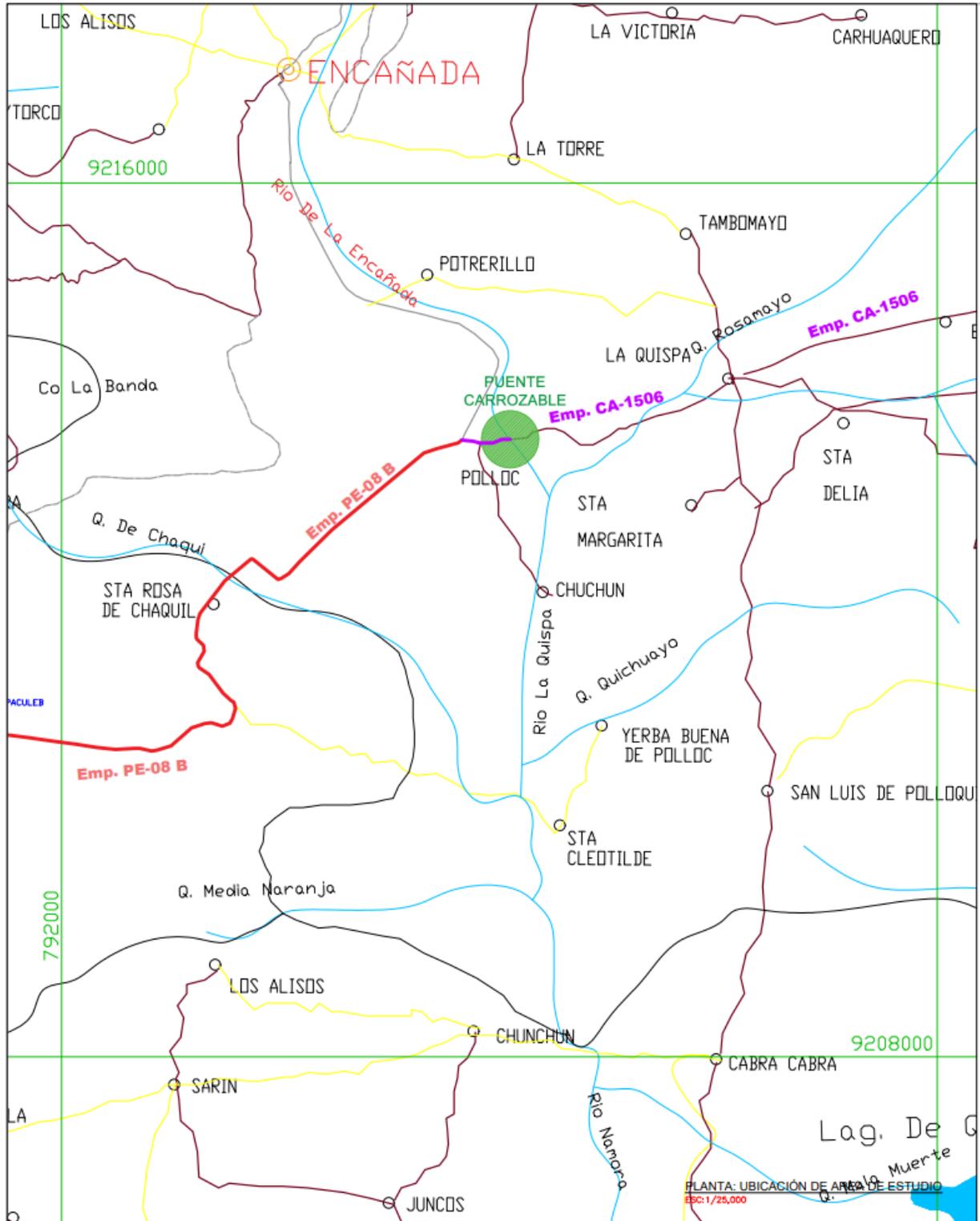


Figura 11

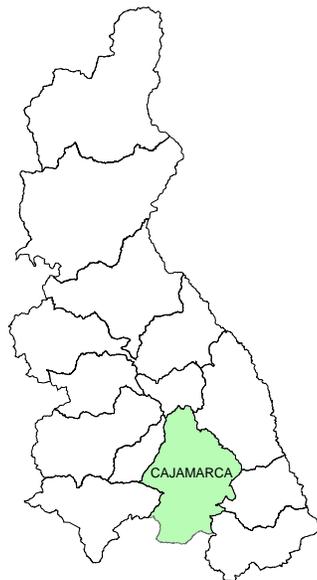
Ubicación del ámbito del proyecto Región Cajamarca - Perú



Fuente. Software ArcMap.

Figura 12

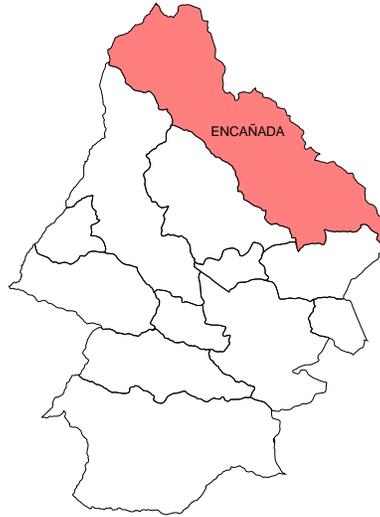
Ubicación del ámbito del proyecto - Provincia de Cajamarca



Fuente. Software ArcMap.

Figura 13

Ubicación del ámbito del proyecto - Distrito de La Encañada



Fuente. Software ArcMap

3.2. ÉPOCA DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación titulada “Evaluación del Índice de Confiabilidad de la Superestructura del Puente Carrozable Construido sobre el Río Encañada”, se llevó a cabo desde febrero hasta septiembre de 2024. A continuación, se detalla el cronograma de actividades realizadas:

- Febrero 2024: Se solicitó a la Municipalidad Distrital de La Encañada información sobre el puente y el expediente técnico correspondiente.
- Marzo - mayo 2024: Revisión bibliográfica, elaboración de planos en AutoCAD y revisión de la memoria de cálculo del expediente técnico.
- Junio - julio 2024: Estudio de tráfico vehicular durante una semana para identificar los vehículos que más transitan por el puente, y solicitud de permisos a la Municipalidad Distrital de La Encañada para realizar ensayos no destructivos en la superestructura del puente.
- Agosto – septiembre 2024: Desarrollo completo de la investigación.

3.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.3.1. *Tipo, Nivel y Método de Investigación*

- **Tipo:** Se trata de una investigación APLICADA en la que se utilizarán teorías y normativas relacionadas con el diseño, estudio y mantenimiento de puentes. Para esto, se empleará un enfoque metodológico teórico, probabilístico y determinístico.
- **Nivel:** La investigación es de nivel DESCRIPTIVO, ya que describiremos la condición en la que se encuentra la superestructura del puente carrozable.
- **Método:** El método empleado en esta investigación es de tipo NO EXPERIMENTAL, donde se enfoca en la observación y registro de análisis.

3.3.2. *Población de Estudio*

El Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada, en el centro poblado de Polloc, distrito de Encañada, provincia y departamento de Cajamarca.

3.3.3. *Muestra*

El Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada, en el centro poblado de Polloc, distrito de Encañada, provincia y departamento de Cajamarca.

3.3.4. *Unidad de Análisis*

La unidad de análisis está constituida por los elementos estructurales que conforman la superestructura del puente. El objeto de estudio es el puente carrozable construido sobre el Río Encañada, en el centro poblado de Polloc.

3.3.5. *Tipo de Análisis*

El análisis a realizar será cuantitativo – descriptivo. Se recolectarán datos, los cuales serán analizados para obtener resultados que permitan responder a la hipótesis planteada.

3.4. RECOLECCIÓN DE DATOS

La técnica de recolección de datos se basó en la recopilación de información in situ mediante constantes visitas técnicas, durante las cuales se realizó una inspección visual detallada para registrar y recopilar la mayor cantidad de información posible, con el fin de determinar el nivel de confiabilidad del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada al servicio de la población.

Además, se llevaron a cabo ensayos no destructivos (Ensayo de Esclerometría ASTM C805) en las vigas principales y la losa del puente para evaluar las condiciones estructurales. También se realizó un estudio de tráfico vehicular durante una semana para identificar los vehículos que más transitan por el puente y así determinar las cargas.

Finalmente, con los datos obtenidos se modeló la superestructura del puente en el software CSI Bridge V25. Los valores del momento flector y las fuerzas cortantes obtenidos del modelamiento fueron utilizados para calcular los índices de confiabilidad, empleando el software Microsoft Excel y su extensión Oracle Crystal Ball para determinar los valores estadísticos. Todo este proceso se basó en la Norma Americana AASHTO LRFD y la Normativa Peruana proporcionada por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC).

3.5. PROCEDIMIENTO

3.5.1. Descripción de la estructura

El Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada se encuentra ubicado en el Centro Poblado de Polloc, en la carretera que une el Cruce Encañada C.P de Polloc y muchos más distritos de la Encañada, provincia y departamento de Cajamarca.

Figura 14

Vista del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada

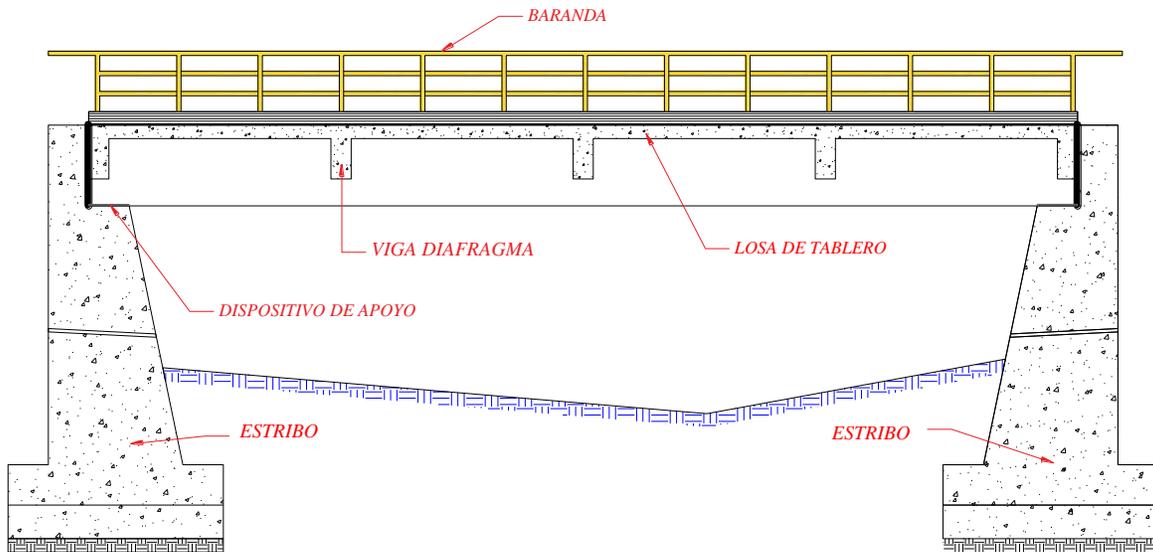


El Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada es un proyecto de infraestructura vial que cuenta con un solo carril, el cual tiene un ancho total de 5.00 metros, que comprende 3.60 metros de calzada, el ancho de la vereda es de 0.65 metros y tiene una altura de 0.20 metros por sobre la losa.

La losa es de 0.20 metros que está sustentada sobre 2 vigas principales de 0.60 x 1.20 metros cuadrados de sección y cinco vigas diafragmas de 0.30 x 0.60 metros cuadrados de sección. El puente tiene una longitud (luz libre) de 13.50 metros y es paralelo al eje de la carretera. La subestructura contiene 04 aletas de concreto ciclópeo y 02 estribos laterales de concreto simple.

Figura 15

Elevación lateral del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada



Fuente. Adaptación del Expediente Técnico, 2007.

3.5.2. Propiedades de los materiales de los elementos estructurales de la superestructura

Las propiedades clave del concreto y acero para los elementos de la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada se obtuvieron del expediente técnico, siendo esenciales para su modelado en el software utilizado para el análisis. Esta información se comparó con los datos obtenidos de los ensayos de esclerometría (Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete ASTM C805) realizados en los elementos estructurales de la superestructura del puente.

3.5.3. Geometría de los elementos estructurales de la superestructura

Las medidas y detalles de la geometría de los elementos de la superestructura se presentan en los planos adjuntados a esta investigación, dichos planos fueron elaborados previa verificación y/o contraste con la información del expediente técnico y las medidas obtenidas en campo.

3.5.4. Resistencia de los elementos estructurales de la superestructura

3.5.4.1. Elemento de Evaluación

Se realizó el estudio de elementos estructurales que conforman la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada, como son las vigas principales, diafragma y la losa; según la normativa AASHTO LRFD, (2020).

3.5.4.2. Estado Límite de la Resistencia

El Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada es una estructura de tipo viga-losa. Por lo tanto, las ecuaciones para su cálculo, de acuerdo con las normas AASHTO LRFD, son las siguientes:

- Resistencia Nominal a Flexión para vigas de concreto reforzado:

$$M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c b h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{t}{2} \right) \quad (6)$$

- Resistencia a Fuerza Cortante Nominal para vigas de concreto reforzado

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (16)$$

3.5.4.3. Momento Flector y Fuerzas cortantes calculadas por el Software CSI Bridge

Se modelaron los elementos de la superestructura en el software CSI Bridge V25, utilizando la información de los planos y especificaciones técnicas del expediente técnico, incluyendo la sección geométrica y propiedades físicas. Para el análisis estructural se asignaron las cargas conforme a la normativa AASHTO. Además, se creó una envolvente con los vehículos

más representativos del estudio de tráfico para evaluar su desempeño actual. Finalmente, se calcularon el momento flector y la fuerza cortante para cada carga, tanto en los elementos de la viga exterior principal como en la losa y la envolvente.

3.5.4.4. Resistencia determinada por el ensayo de Esclerometría C-805

Para evaluar el segundo escenario (desempeño actual), se realizaron ensayos de esclerometría ASTM C805 en los elementos evaluados, incluyendo las vigas principales, el diafragma y la losa.

El puente en estudio cuenta con 02 vigas principales exteriores continuos de 14.70 metros de longitud y 13.50 metros de luz libre cada una, para determinar la ubicación para las muestras de ensayo se tomó las medidas de rebote en las caras laterales de las vigas principales medidas a 0° , en las caras laterales de las vigas diafragma medidas a 0° y en la losa por la cara interior medidas a -90° y la cara exterior medida a 90° .

Consideraciones tomadas:

- Los ensayos se realizaron según accesibilidad de los elementos, como son las caras laterales de las vigas principales y diafragma ubicadas bajo el tablero de la losa.
- Los ensayos se realizaron donde los elementos no cuentan con área de tarrajeo o solaqueo.
- Se realizó los ensayos guiándose de los planos para que los rebotes no se afecten por las áreas de acero, para que estas no excedan la resistencia, caso contrario estos valores son descartados y se prosiguen a tomar en otra ubicación del elemento estructural.
- Los ensayos en las vigas presentan características uniformes en cuanto a sección, longitud, diseño y dosificación. Por lo tanto, se puede seleccionar aleatoriamente los ensayos, dado que el diseño es global para la superestructura del puente.

3.5.5. Solicitaciones de los Elementos Estructurales

3.5.5.1. Asignación de cargas

3.5.5.1.1. Cargas Estáticas

- Peso Propio de los elementos de concreto armado (DC): 2400 kg/m³
- Peso propio de las barandas y otros elementos (DC): 613.26kg/m
- Carga peatonal (PL): 367 kg/m²

3.5.5.1.2. Cargas Móviles

- **Primer escenario – Cargas de diseño Según Expediente Técnico:** Se tomó en cuenta el vehículo de diseño HL-93, que se compone de un vehículo de eje tándem y otro de eje trídem, además de la sobrecarga distribuida.
- **Segundo escenario - Desempeño Actual:** Se llevó a cabo un estudio de tráfico del Puente carrozable construido sobre el Río Encañada durante 7 días, con el fin de identificar los vehículos más representativos que transitan en este periodo de investigación, excluyendo casos excepcionales, como el paso de un vehículo más pesado que el contemplado en el diseño.

3.5.5.2. Modelo y Análisis Estructural

Con la información sobre propiedades y dimensiones de los elementos estructurales, así como las solicitaciones de carga, se modelaron las estructuras en el software CSI Bridge V25, especializado en el análisis y diseño de puentes mediante elementos finitos. La superestructura del puente se evaluó en dos escenarios.

- **Primer escenario – Cargas de diseño Según Expediente Técnico:** Se consideró las especificaciones originales del expediente técnico, incluyendo las propiedades del

concreto y acero establecidas en el diseño, junto con las cargas del vehículo de diseño HL-93.

- **Segundo escenario - Desempeño Actual:** Se evaluó el desempeño actual del puente, considerando la resistencia real del concreto mediante ensayos de Esclerometría. Para las propiedades del acero, se utilizaron los datos del expediente técnico, y las cargas vehiculares se determinaron a través de un estudio de tráfico que identificó los vehículos más representativos durante el periodo de estudio.

3.5.6. Índice de Confiabilidad Estructural

3.5.6.1. Modelo de Carga

3.5.6.1.1. Parámetros Estadísticos de Cargas Estáticas

Se utilizaron los estadísticos propuestos por Nowak & Collins (2000), que también están respaldados por la AASHTO (2020), empleado en el diseño y evaluación estructural de puentes. Se consideraron los siguientes valores:

Tabla 21

Parámetros Estadísticos para Carga Estática

Componente	V. Nominal	Distribución	Factor Bias λ	Coef. Variación CV (%)
Concreto in situ	2400 kg/m ³	Normal	1.05	0.10
Otros elementos	613.26 kg/m	Normal	1.05	0.10
Carga Peatonal	367 kg/m ²	Lognormal	1.00	0.18

3.5.6.1.2. *Parámetros Estadísticos de Carga Móvil*

Venegas & Chio (2014), sugieren realizar un estudio de tráfico para identificar los vehículos que transitan por la estructura. Siguiendo esta recomendación, se identificaron los vehículos más representativos, como se muestra en la **Tabla 28 y Tabla 29**; Error! No se encuentra el origen de la referencia.. También se presentan las características específicas de estos vehículos, incluyendo la distribución de ejes y cargas, basadas en el Reglamento Nacional de Vehículos (2003), tal como se observa en la **Tabla 30**.

- **Primer escenario – Evaluación según Expediente Técnico:** Diseñado con el vehículo HL-93, utilizando los siguientes valores estadísticos:
 - Distribución de probabilidad: Lognormal
 - Factor Bias (λ): 1.20
 - Coeficiente de variación (CV): 18%
- **Segundo escenario – Evaluación de Desempeño Actual:** Se tomarán en cuenta los vehículos que más frecuentan esta estructura durante el periodo de investigación, basado en el estudio de tráfico realizado. Para los parámetros estadísticos relativos al periodo de análisis y tipo de estructura, según Nowak (1999), se empleará la interpolación de las figuras presentadas en el ítem 2.2.8.3, Cargas vivas móviles y cargas de impacto (**Figura 4 y Figura 5**).

Tabla 22

Parámetros Estadísticos seleccionados para Cargas Móviles

Puente	V. Nominal	Distribución	Factor Bias λ	Coef. Variación CV (%)
La Encañada	8 años	14.7	1.79	0.11

3.5.6.1.3. Funciones de Probabilidad de Carga

Se considera la teoría propuesta por Nowak & Collins (2000), estableciendo las siguientes relaciones

$$\mu = \lambda \times S \quad (43)$$

$$\sigma = CV \times \mu \quad (44)$$

Donde:

S : Valor nominal obtenido del Análisis estructural.

λ : Factor Bias considerado para el análisis.

CV : Coeficiente de variación considerado para el análisis.

μ : Media de la función de probabilidad.

σ : Desviación estándar de la función de probabilidad.

Utilizando la Distribución de Probabilidad y los datos estadísticos de media y desviación estándar, se elaboran las funciones con el apoyo del Software Crystal Ball.

3.5.6.1.4. Modelo Matemático de Carga

El modelo de carga se define por la suma de todas las variables que determinan la función de probabilidad de sollicitación o carga, que se presenta a continuación:

$$p(D_i, LL, \dots) = DC + DW + PL + LL + IM \quad (45)$$

Donde:

$P(S)$: Probabilidad de Sollicitaciones o Cargas

DC : Probabilidad debida al peso propio de elementos estructurales

DW : Probabilidad debido al peso de la superficie de rodadura

PL : Probabilidad debido a la carga peatonal

LL : Probabilidad debido a la carga Viva

IM: Probabilidad debido a la carga de Impacto

3.5.6.2. Modelo de Resistencia

3.5.6.2.1. Parámetros Estadísticos para las Propiedades Mecánicas

- **Primer escenario – Evaluación según Expediente Técnico:**

Tabla 23

Parámetros Estadísticos de Resistencia Nominal

Tipo de Estructura	Resistencia	
	λ	CV
Concreto Reforzado		
Momento	1.14	0.13
Cortante	1.20	0.155

Fuente: Nowak, 1999.

- **Segundo escenario – Evaluación de Desempeño Actual:**

Tabla 24

Parámetros Estadísticos de las Propiedades Mecánicas

Material	Distribución	Factor Bias λ	Coef. Variación CV (%)
Concreto	Normal	$\frac{f'c_{esclerometro}}{f'c_{diseño}}$	$\frac{f'c_{desv}}{f'c_{media}}$
Acero de Refuerzo	Normal	1.12	0.11

Fuente. Silva, 2018.

3.5.6.2.2. Funciones de Probabilidad de Resistencia

- **Primer escenario – Evaluación según Expediente Técnico:** Para establecer este modelo probabilístico, Nowak & Collins (2000), recomiendan que, con los valores presentados en la sección anterior, se utilicen las siguientes expresiones:

$$\mu = \lambda \times Rn \quad (46)$$

$$\sigma = CV \times \mu \quad (47)$$

Donde:

Rn: Valor de la Resistencia Nominal

λ : Factor Bias considerado para el análisis.

CV: Coeficiente de variación considerado para el análisis.

μ : Media de la función de probabilidad.

σ : Desviación estándar de la función de probabilidad.

3.5.6.2.3. Funciones desarrolladas en Crystal Ball

- **Segundo escenario – Evaluación de Desempeño Actual:** De acuerdo con lo citado por Silva (2018), sugieren que el modelo de resistencia consiste en aplicar la expresión resistente junto con sus parámetros estadísticos, tal como se detalla a continuación:
 - ✓ Resistencia Nominal (Rn): Su expresión matemática se basa en el tipo de elemento estructural y lo expuesto en los ítems anteriores.
 - ✓ Dimensiones: Presentadas en los planos del expediente técnico.
 - ✓ Propiedades mecánicas: Valores estadísticos presentados en la **Tabla 24**.

La metodología utilizada para el análisis de confiabilidad de la estructura es el Método de Simulación de Montecarlo, que requiere el uso del software Crystal Ball.

3.5.6.3. Índice de Capacidad Estructural

3.5.6.3.1. Análisis de Carga

Para analizar la superestructura del puente, se tomaron en cuenta las mismas cargas utilizadas en el método de confiabilidad estructural, basándose en la “The Manual Bridge Evaluation” de la AASHTO (2013). A continuación, se presentan dichas cargas:

- ✓ Carga muerta de los elementos estructurales parte de la superestructura (DC)
- ✓ Carga Peatonal (PL)
- ✓ Carga viva y de impacto (LL y IM)

Luego, se procede con el análisis en el Software CSI Bridge.

3.5.6.3.2. Capacidad Estructural (C)

La capacidad estructural de la superestructura del puente se determina mediante las ecuaciones matemáticas descritas en la sección 2.2.10.

3.5.6.3.3. Factores de Carga (Y)

Los coeficientes de carga empleados en este estudio se han establecido en conformidad con las pautas estipuladas en el “The Manual Bridge Evaluation” de AASHTO (2013). Estos factores fueron presentados con anterioridad en la **Tabla 10**, **Tabla 11** y **Tabla 12**.

3.5.6.3.4. Factores de Resistencia (X)

- ✓ Factor de sistema (ϕ_s): complejidad del sistema estructural del puente.
- ✓ Factor de condición (ϕ_c): de acuerdo a las especificaciones técnicas presentadas en el expediente técnico y los datos obtenidos tras el ensayo de esclerometría.
- ✓ Factor de carga (ϕ): de acuerdo al tipo de elemento y condiciones de fuerza que requiera dicha estructura AASHTO (2020).

3.5.6.3.5. Análisis de Capacidad Estructural (RF)

El índice de capacidad estructural se obtuvo correlacionando la resistencia, cargas y factores según los criterios de “The Manual Bridge Evaluation” de AASHTO (2013), basándose en la investigación de Angulo (2023), utilizando la **ecuación (46)**

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(LL + IM)} \quad (48)$$

3.5.6.4. Índice de Confiabilidad Estructural

El cálculo del índice de confiabilidad estructural como sistema requirió los siguientes pasos, según Silva (2018).

- ✓ Identificar el tipo de sistema estructural (paralelo o serie).
- ✓ Estimar la probabilidad de fallo de la estructura.
- ✓ Aplicar la función inversa de distribución para obtener el índice de confiabilidad del sistema.
- ✓ Calcular el promedio de los valores de los componentes de la superestructura (vigas y losa) para representar la seguridad media del sistema.

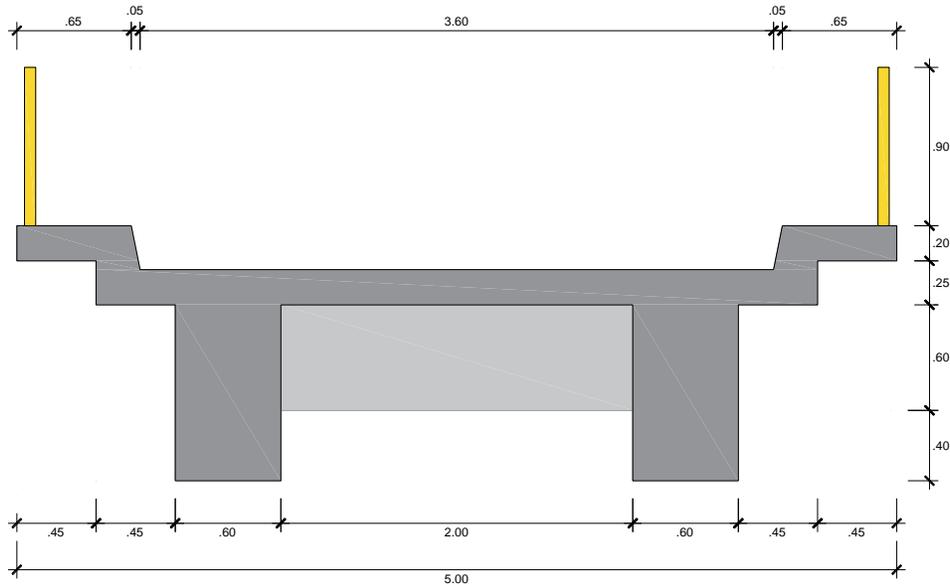
3.6. RECOLECCIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS

3.6.1. Geometría de los Elementos Estructurales de la Superestructura

El Puente Carrozable sobre el Río Encañada es una estructura de viga losa de concreto armado, con dos tramos apoyados, uno móvil y uno fijo, y cuenta con veredas y barandas de protección. A continuación, se detallan la geometría y propiedades de los elementos que conforman la superestructura de este puente, extraídos indirectamente del expediente técnico.

Figura 16

Sección transversal del puente carrozable construido sobre el río Encañada



Fuente: Expediente técnico.

Se verificaron la geometría y dimensiones de los elementos de la superestructura descritas en el expediente técnico con los datos recolectados en campo. Esta información obtenida fue utilizada para modelar y analizar la estructura en el software CSI Bridge V25.

Tabla 25

Dimensiones del puente carrozable construido sobre el río Encañada

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	DIMENSIONES
LOSA		
Número de vías (N)	01	
Luz Libre (L)		13.50 m
Espesor de losa (e)		0.20 m
Espesor del asfalto (ef)		0.00 m
Luz Libre entre vigas (S)		2.00 m
Recubrimiento superior (rs)		2.50 cm
Recubrimiento inferior (ri)		2.50 cm

VIGA		
Número de vigas	02	
Luz de cálculo ($L=L' + c$)		14.70 m
Peralte de viga (h)		1.20 m
Ancho del alma de la viga T (b)		0.60 m
Ancho del patín de la viga T (b')		2.20 m
Recubrimiento medido al estribo (sc)		0.05 m
Luz Libre entre vigas (S)		2.00 m
Distancia entre ejes de viga (S')		2.60 m

Fuente. Expediente Técnico.

3.6.2. Resistencia de los Elementos Estructurales de la Superestructura

- **Primer escenario – Evaluación según Expediente Técnico:** Las propiedades de resistencia de los materiales utilizados en los elementos estructurales de la superestructura se extrajeron del expediente técnico, y se presentan a continuación:

Tabla 26

Resistencia de diseño de los elementos de la superestructura del puente carrozable.

Elemento	F'c (Kg/cm ²)	Fy (Kg/cm ²)	Recubrimiento (cm)
Viga	280	4200	5.00
Losa	280	4200	2.50
Diafragma	280	4200	5.00
Vereda	280	4200	2.50

*Calzada del puente sin recubrimiento asfáltico.

Fuente. Expediente técnico.

- **Segundo escenario – Evaluación de Desempeño Actual:** Los datos obtenidos mediante el ensayo de esclerometría ASTM C805 se usaron para determinar un único valor de resistencia del concreto. Se seleccionó el valor más bajo de los 06 ensayos realizados en

las vigas, ya que representa el escenario más desfavorable para evaluar el elemento estructural. Se siguió el mismo procedimiento para los 03 ensayos realizados en la losa.

Tabla 27

Resistencia de elementos estructurales obtenidos in situ mediante ensayo de Esclerometría ASTM C805.

Elemento	α	F'c Requerida (Kg/cm ²)	F'c Obtenida (Kg/cm ²)	Lectura elegida (Kg/cm ²)
E-1: Viga Principal 01	0	280	250	
E-2: Viga Diafragma	0	280	260	
E-4: Viga Principal 02	0	280	250	
E-5: Viga Principal 01	0	280	260	250
E-6: Viga Diafragma	0	280	260	
E-7: Viga Diafragma	0	280	250	
E-3: Losa parte inferior	-90	280	260	
E-8: Losa parte superior	90	280	245	245
E-9: Losa parte superior	90	280	260	

3.6.3. Estudio de Tráfico

- **Segundo escenario – Evaluación de Desempeño Actual:** Se llevó a cabo un estudio de tráfico en el puente carrozable construido sobre el río Encañada para identificar los tipos de vehículos más representativos que transitan por el puente durante el periodo de estudio, desde el lunes 08/07/2024 hasta el domingo 14/07/2024.

Consideraciones: Se tomaron en cuenta los vehículos que transitan en ambos sentidos, excluyendo el tráfico de vehículos que excepcionalmente puedan cruzar la estructura.

Tabla 28

Conteo de vehículos promedio que transitan por el puente carrozable construido sobre el río

Encañada y cálculo del IMDS.

FECHA: LUNES 08/07/2024 AL 14/07/2024											
Día	Transporte Ligero				Transporte de carga			Parcial	Total	%	PROM
	MOTOS	AUTOS	PICK UP	COMBI	B2	C2	C3				
Lunes 08/07/2024	113	37	32	13	2	16	5	218			15%
Martes 09/07/2025	107	29	29	14	0	16	9	204			14%
Miercoles 10/07/2026	88	36	35	17	2	16	4	198			14%
Jueves 11/07/2027	105	26	21	13	0	18	4	187	1409		13%
Viernes 12/07/2028	90	44	32	18	4	23	4	215			15%
Sábado 13/07/2029	87	62	24	13	2	11	5	204			14%
Domingo 14/07/2030	81	43	32	9	0	12	6	183			13%
TOTAL	671	277	205	97	10	112	37		1409		
IMDS (Veh/día)	96	40	29	14	1	16	6		202		veh/día

Tabla 29

Clasificación y cantidades de vehículos que transitan por el puente carrozable construido sobre

el río Encañada.

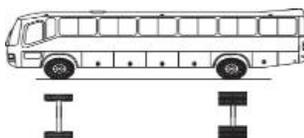
Clasificación	Tipo de vehículo	Total	Carga Mínima	Carga Máxima
Transporte Ligero	Motos	671	0.20 Tn	0.38 Tn
	Autos	277	1.035 Tn	1.2 Tn
	Pick up	205	1.995 Tn	2.71 Tn
	Combi	97	2.65 Tn	3.3 Tn
Transporte de carga	B2	10	7.2 Tn	18 Tn
	C2	112	6.2 Tn	18 Tn
	C3	37	9.5 Tn	25 Tn

El estudio de tráfico realizado en este puente se detalla en el ANEXO B. ESTUDIO DE TRÁFICO. Finalmente, se ha complementado la información recolectada directamente de los vehículos registrados en el estudio de tráfico, tomando en cuenta su incidencia en la zona durante

el periodo de evaluación. A continuación, se presentan los pesos y medidas máximas permitidas de los vehículos C2, C3 y B2, según el Reglamento Nacional de Vehículos - Decreto Supremo N° 058-2003-MTC (2003). Para los distintos escenarios de carga, se consideraron las siguientes: para la evaluación según el expediente técnico se utilizó el vehículo de diseño HL-93 de AASHTO LRFD, y para la evaluación del desempeño actual se emplearán los vehículos indicados en la siguiente tabla:

Tabla 30

Tabla de pesos y medidas de vehículos.

TABLA DE PESOS Y MEDIDAS										
N°	Config. Vehicular	N° de ejes	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	PESO MÍNIMO (T)				Peso bruto máx. (T)	
					Eje delantero	Conjunto de ejes posteriores				
						1	2	3		4
01	C2	2		12.30	7	11			18	
02	C3	3		13.20	7	18			25	
03	B2	20		14	7	11			18	

Fuente. Reglamento Nacional de Vehículos - Decreto Supremo N° 058-2003-MTC (2003).

3.7. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

3.7.1. Resistencia de los Elementos Estructurales

Para evaluar los elementos estructurales de la superestructura del puente, se consideró tanto la viga como la losa. También se calculó los momentos flectores y las fuerzas cortantes nominales utilizando las **ecuaciones (6) y (16)** del ítem 3.5.4.2, cuyos valores se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 31

Momentos y Cortantes Nominales resistentes.

ELEMENTO	VIGA EXTERIOR	LOSA
M_n (Diseño)	83.4051 Tn-m	9.375 Tn-m
M_n (Actual)	107.219 Tn-m	9.375 Tn-m
V_n (Diseño)	55.8722 Tn	12.8063 Tn
V_n (Actual)	52.7942 Tn	11.9792 Tn

3.7.2. Modelo y Análisis Estructural de Solicitaciones

3.7.2.1. Modelo Estructural:

Se llevó a cabo el modelado en el programa CSI Bridge V25, utilizando la información detallada en el ítem 3.6.1., así como los planos adjuntos en el ANEXO C. A continuación, se presenta el modelado de la superestructura, que consta de 2768 elementos de tipo Shell para su análisis.

Figura 17

Modelado de elementos finitos de la superestructura del puente carrozable construido sobre el río Encañada en el Software Csi Bridge V25.

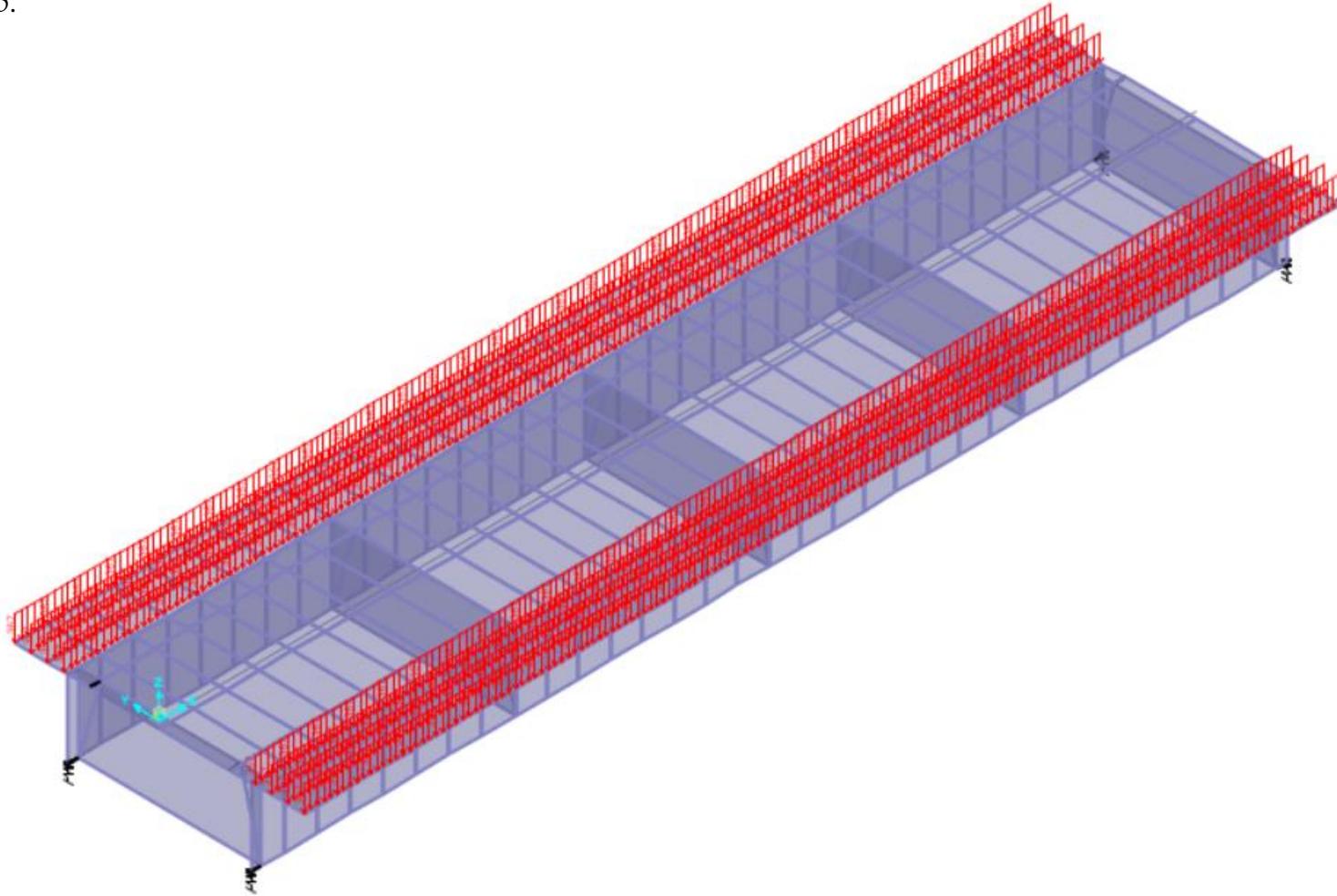


Figura 18

Ventana para definir carril con sus dimensiones, tomando referencia el eje del puente.

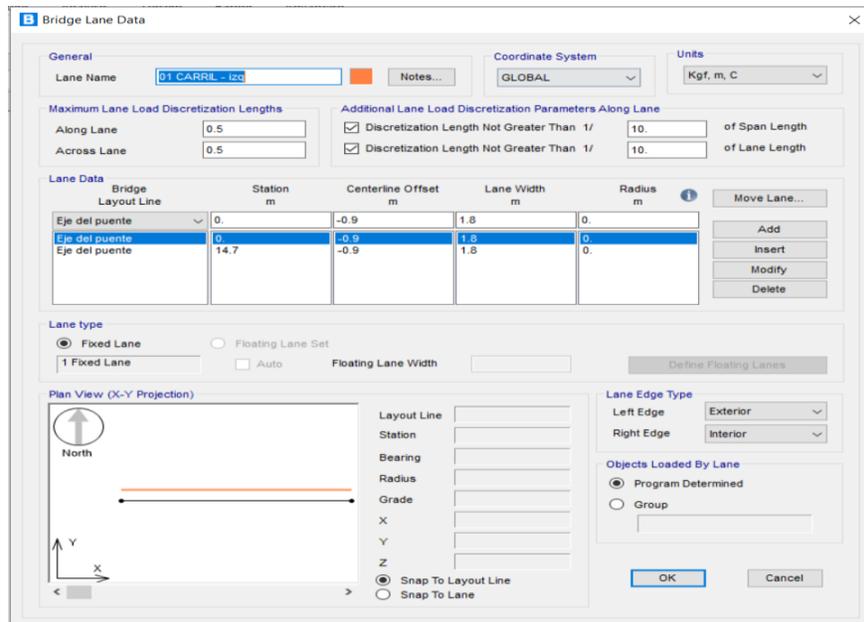


Figura 19

Ventana de sección de cada elemento, teniendo en cuenta el material, módulo de elasticidad, refuerzo y resistencia.

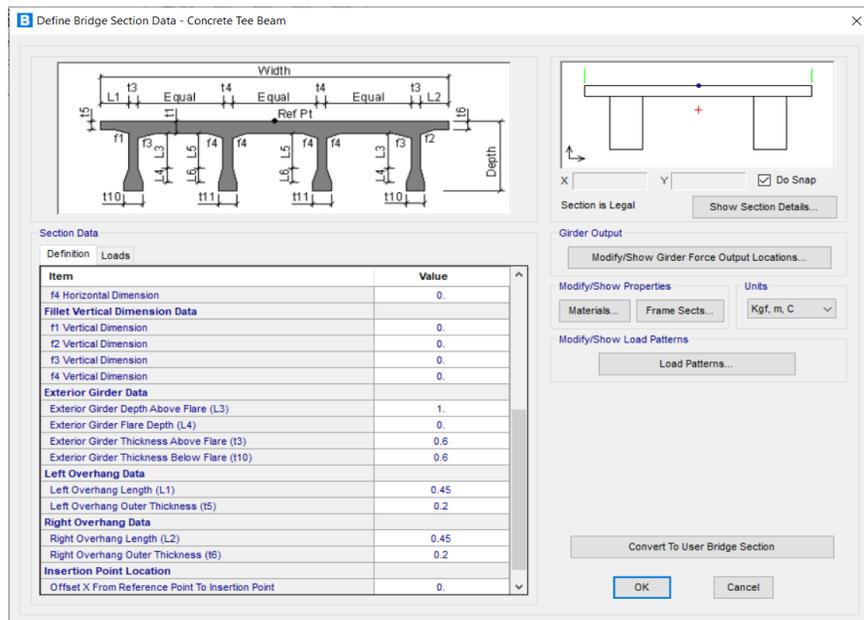


Figura 20

Ventana de tren de cargas a evaluar.

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Fixed Width	2.6	7000.	Two Points	1.8
Fixed Length 1.2	1.2		0.	Fixed Width	2.6	9000.	Two Points	1.8
Fixed Length 4.8	4.8		0.	Fixed Width	2.6	9000.	Two Points	1.8

Figura 21

Ventana de importación de vehículo, en este caso el camión de diseño HL-93.

Vehicle Name: HL-93M
Design Type: Vehicle Live
Units: Kgf, m, C
Source: AASHTO.xml
Convert to User Defined
Notes: Notes...
Length Effects: Axle: None, Uniform: None
Vehicle Location in Lane: Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only, Straddle Reduction Factor
Usage: Lane Negative Moments at Supports, Interior Vertical Support Forces, All other Responses
Min Dist Allowed From Axle Load: Lane Exterior Edge: 0.3048, Lane Interior Edge: 0.6096
Center of Gravity: Height - Axle Loads: 0., Height - Uniform Loads: 0.
Vertical Loading... Horizontal Loading...
OK Cancel

Figura 22

Ventana para ingreso de tipos de cargas a evaluar en la superestructural del puente.

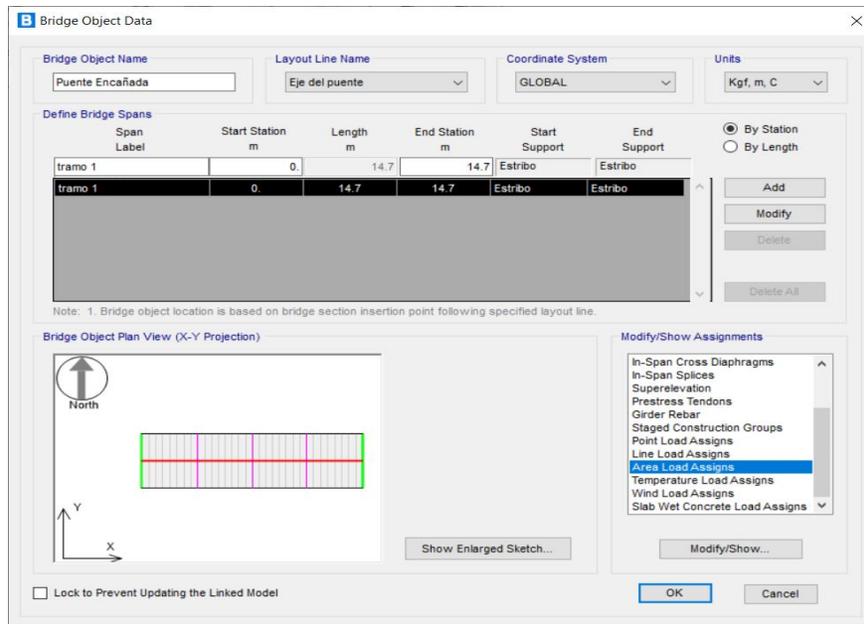
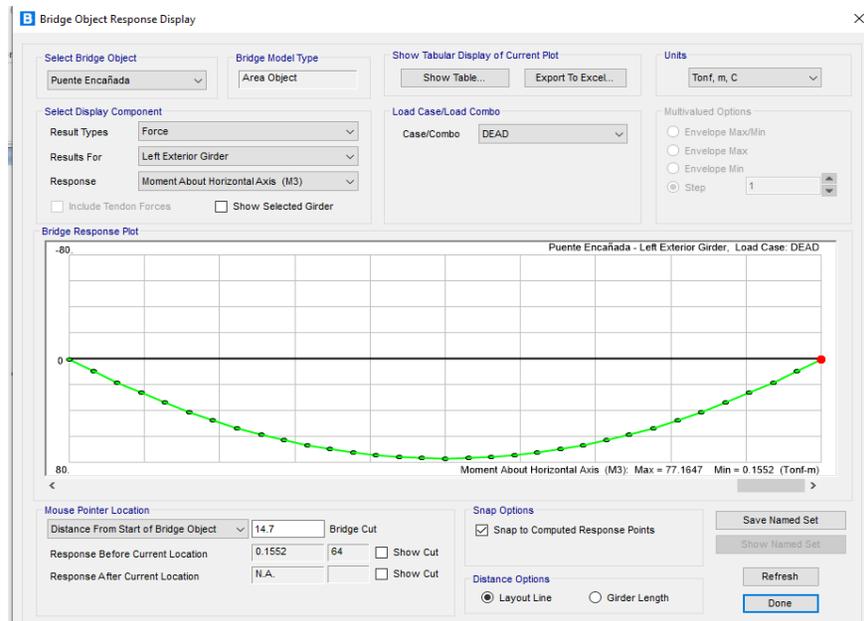


Figura 23

Resultados obtenidos del modelamiento y análisis estructural en el software Csi Bridge V25.



3.7.2.2. Análisis Estructural

Se llevó a cabo el análisis estructural de la superestructura del puente utilizando las sollicitaciones descritas en la sección 3.6. Los resultados se presentan en la **Tabla 32**, que resume la información de los momentos resultantes y las fuerzas cortantes para cada sollicitación.

Tabla 32

Valores obtenidos del análisis estructural.

Tipo	Valor de metrado	Momento Flector (Tn-m)		Fuerza Cortante (Tn)	
		Viga exterior	Losa	Viga exterior	Losa
		Carga Muerta (DC)	2400 kg/m ²	77.1647	0.418
Bar+Ver+acer (DC)	613.26 kg/m	16.565	0.086	4.364	0.300
Carga peatonal (PL)	367 kg/m ²	6.939	0.035	1.828	0.151
Carga viva (LL+IM) _{E.T}	HL – 93	135.879	2.549	42.240	7.383
Carga viva (LL+IM) _{D.A}	C2, C3	88.930	1.757	27.807	5.469

Fuente. Software CSI Bridge V25.

3.7.2.3. Modelo de Resistencia (R)

- *Evaluación según consideraciones del expediente técnico:* Los resultados de afectación de los valores resistencia nominal con el factor MFP, para la evaluación de la estructura a nivel de diseño, se muestran en la tabla a continuación:

Tabla 33

Valores Nominales para la Resistencia - Expediente Técnico

Variables	Elemento	Nominal de diseño	Distribución	Media (μ)	D. Estándar (σ)
Momento Flector	Vigas	83.405	Normal	95.081	12.361

(Tn-m)					
$\lambda = 1.14, CV = 0.13$	Losa	9.375	Normal	10.688	1.389
Fuerza Cortante					
	Vigas	55.872	Normal	67.047	10.392
(Tn)					
$\lambda = 1.20, CV = 0.155$	Losa	12.806	Normal	15.368	2.382

Parámetros estadísticos de Resistencia Nominal R_n obtenidos de la **Tabla 23**, donde: λ es el factor bias y CV es el coeficiente de variación.

- **Evaluación del desempeño actual:** Los parámetros para la evaluación de la seguridad estructural actual, son los que se presentan a continuación.

Tabla 34

Valores Nominales para la Resistencia - Desempeño Actual.

Variables / Elemento		Datos estadísticos		
VIGA	Función probabilística	λ	CV	Valor actual
Dimensiones	Nominal (Ver geometría en planos)			
$f'c \text{ (kg / cm}^2\text{)}$	Normal	0.893	0.06	250
$f'y \text{ (kg / cm}^2\text{)}$	Normal	1.12	0.11	4200
LOSA	Función probabilística	λ	CV	Valor actual
Dimensiones	Nominal (Ver geometría en planos)			
$f'c \text{ (kg / cm}^2\text{)}$	Normal	0.875	0.06	245
$f'y \text{ (kg / cm}^2\text{)}$	Normal	1.12	0.11	4200

Parámetros estadísticos para la resistencia del concreto y acero obtenidos de la **Tabla 2** y **Tabla 3**, donde N: función de distribución Normal, λ : factor bias.

3.7.2.4. Modelo de Solicitaciones (S)

Tabla 35

Variables de Solicitaciones

Carga	Estadísticos		Momento Flector (Tn-m)			Fuerza Cortante (Tn-m)		
			(F.P)	$\bar{\mu}_M$	σ_M	(F.P)	$\bar{\mu}_V$	σ_V
Viga Exterior								
Carga Muerta	1.05	0.10	N	81.023	8.102	N	21.439	2.144
Peso Baranda	1.05	0.10	N	17.393	1.739	N	4.582	0.458
Carga Peatonal	1.00	0.18	LN	6.939	1.249	LN	1.828	0.329
Carga viva (Exp. Técnico)	1.20	0.18	LN	163.055	29.350	LN	50.688	9.124
Carga viva (Desemp. Actual)	1.79	0.11	LN	159.185	17.510	LN	49.775	5.475
Losa								
Carga Muerta	1.05	0.10	N	0.438	0.0438	N	0.116	0.012
Peso Baranda	1.05	0.10	N	0.090	0.009	N	0.315	0.032
Carga Peatonal	1.00	0.18	LN	0.035	0.006	LN	0.151	0.027
Carga viva (Exp. Técnico)	1.20	0.18	LN	3.059	0.551	LN	8.859	1.595
Carga viva (Desemp. Actual)	1.79	0.11	LN	3.146	0.346	LN	9.790	1.077

Donde F.P: función probabilística, N: función de distribución Normal, LN: función de distribución LogNormal, λ : factor bias, CV: coeficiente de variación.

3.7.2.5. Análisis de Confiabilidad

La evaluación de la estructura, basada en el expediente técnico, se llevó a cabo mediante la Simulación de Monte Carlo, utilizando los valores de la **Tabla 35** y aplicando las ecuaciones (46) y (47). Para la evaluación de su desempeño actual, se utilizaron los valores de la **Tabla 36** y **Tabla 37**, y las mismas ecuaciones mencionadas anteriormente, se obtiene:

Tabla 36*Valores estadísticos de Solicitud (S)*

ELEMENTO ESTRUCTURAL	TIPO DE EVALUACIÓN	ESTADÍSTICOS DE SOLICITACIÓN (S)	
		Media (μ)	Desv.Estándar (σ)
Evaluación para Momento Flector (Tn-m)			
VIGA EXTERIOR	Expediente Técnico	176.82	12.46
	Desempeño actual	164.74	39.00
LOSA	Expediente Técnico	5.62	1.55
	Desempeño actual	4.70	3.35
Evaluación para Fuerza Cortante (Tn)			
VIGA EXTERIOR	Expediente Técnico	56.79	10.09
	Desempeño actual	46.86	1.61
LOSA	Expediente Técnico	10.45	1.81
	Desempeño actual	7.29	1.44

Tabla 37*Valores estadísticos de Resistencia (R)*

ELEMENTO ESTRUCTURAL	TIPO DE EVALUACIÓN	ESTADÍSTICOS DE RESISTENCIA (R)	
		Media (μ)	Desv.Estándar (σ)
Evaluación para Momento Flector (Tn-m)			
VIGA EXTERIOR	Expediente	267.74	28.83
	Desempeño actual	264.10	19.33
LOSA	Expediente	10.69	1.40
	Desempeño actual	10.48	1.18
Evaluación para Fuerza Cortante (Tn)			
VIGA EXTERIOR	Expediente	76.95	9.11
	Desempeño actual	56.23	5.29
LOSA	Expediente	16.45	2.31
	Desempeño actual	11.22	0.34

Tabla 38*Valores estadísticos de Índices de Seguridad (G)*

ELEMENTO ESTRUCTURAL	TIPO DE EVALUACIÓN	ÍNDICES DE SEGURIDAD (G)			
		Media (μ)	Desv.Est (σ)	Índice β	pf
Evaluación para Momento Flector (Tn-m)					
VIGA EXTERIOR	Expediente	172.89	31.42	2.89	0.00195352
	Técnico				
	Desempeño actual	99.36	43.34	2.28	0.01154427
LOSA	Expediente	7.07	1.49	2.43	0.00771317
	Técnico				
	Desempeño actual	6.79	1.23	1.63	0.05218064
Evaluación para Fuerza Cortante (Tn)					
VIGA EXTERIOR	Expediente	9.84	13.58	1.48	0.069985181
	Técnico				
	Desempeño actual	6.37	5.021	1.69	0.045864301
LOSA	Expediente	6.00	3.00	2.04	0.020780203
	Técnico				
	Desempeño actual	0.93	1.499	2.66	0.004044438

3.7.3. Índice de Capacidad de Puentes

A continuación, se presentan los detalles del cálculo del índice de seguridad determinístico, utilizando la resistencia nominal de los elementos descritos en la sección 3.7.1, las cargas calculadas en la sección 3.7.2 y el procedimiento explicado en la sección 3.5. Se obtuvieron los siguientes resultados el puente en estudio:

Tabla 39

Cálculo del Índice de Capacidad del puente carrozable construido sobre el río Encañada.

EVALUACIÓN CAPACIDAD ESTRUCTURAL (RF)			MOMENTO	CORTANTE	
EVALUACIÓN VIGA EXTERIOR					
i) Cargas (S):					
Tipo de carga	Factores de Carga (Y)		Valor (Tn-m)	Valor (Tn)	
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		93.729	24.782	
Carga Peatonal (DW)	1.5		6.939	1.828	
Carga Viva (LL+IM) Exp. Tec.	1.75		135.879	42.239	
Carga Viva (LL+IM) Desemp.Act	1.35		88.929	27.807	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores de Resistencia (φ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn)
	φ_c	φ_s	φ		
Resistencia Nominal – Exp. Tec.	0.95	1.00	0.90	83.405	55.872
Resistencia Nominal – Desemp.Act	0.95	1.00	0.90	107.219	52.794
iii) Factor o índice de capacidad estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario		0.236595573	0.190085417	
	Operación		0.299017707	0.30419332	
EVALUACIÓN LOSA					
i) Cargas (S):					
Tipo de carga	Factores de Carga (Y)		Valor (Tn-m)	Valor (Tn-m)	
	Inventario	Operación			
Carga Muerta (DC)	1.25		0.503598	0.410096	
Carga Peatonal (DW)	1.50		0.035251	0.151387	
Carga Viva (LL+IM) Exp. Tec.	1.75		2.548923	7.382549	
Carga Viva (LL+IM) Desemp.Act	1.35		1.757399	5.469478	
ii) Capacidad de Resistencia (R)					
Resistencia	Factores de Resistencia (ϕ)			Valor (Tn-m)	Valor (Tn-m)
	φ_c	φ_s	φ		
Resistencia Nominal - Exp. Tec.	0.95	1.00	0.90	9.375	12.806
Resistencia Nominal - Desemp.Act	0.95	1.00	0.90	9.375	11.979
iii) Factor o índice de capacidad estructural (RF)					
Cargas de Diseño	Inventario		1.643999894	0.790256358	
	Operación		3.090953038	1.286941893	

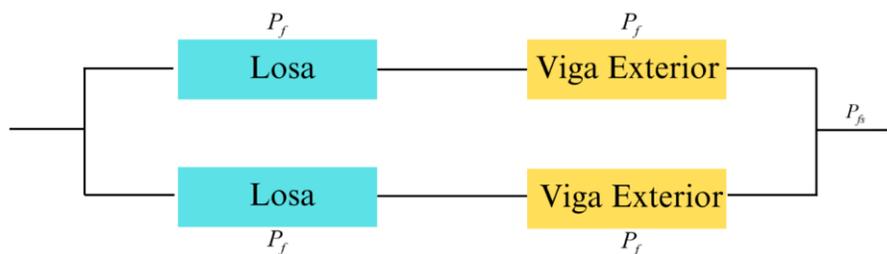
3.7.4. Índice de Confiabilidad Estructural

3.7.4.1. Método de Índice de Confiabilidad

El puente carrozable sobre el río Encañada es una estructura de viga-losa, que incluye una losa y dos vigas exteriores, todas conectadas monolíticamente, formando así un sistema monolítico.

Figura 24

Sistema de seguridad de puente - Sistema mixto



Luego se determinó la probabilidad de falla del sistema obteniéndose los siguientes resultados.

Tabla 40

Índices de seguridad método de Confiabilidad

Enfoque de Evaluación	Evaluación Momento		Evaluación Cortante	
	P_f	β	P_f	β
Expediente Técnico	3.0598E-05	4.01	0.002906498	2.77
Desempeño actual	0.00120441	3.04	0.000370956	3.38

El índice de confiabilidad, calculado mediante el método de confiabilidad estructural, se basa en los niveles de seguridad propuestos por el Army Corps of Engineers (1997), que identifica 8 niveles de confiabilidad detallados en la **Tabla 41**. Además, esta tabla menciona los valores límites para el índice, según la investigación de Šavor & Šavor (2014), citando el código de la

AASHTO LRFD, que establece un valor mínimo de 3.50 para la evaluación según el expediente técnico y de 2.50 para la evaluación del desempeño actual.

Tabla 41

Escala de Seguridad en referencia al Índice de Confiabilidad

ESCALA DE SEGURIDAD			
CONSIDERACIONES	NIVEL	ÍNDICE DE CONFIABILIDAD	
		Mínimo	Máximo
$\beta=3.5$ Límite mínimo Diseño AASHTO LRFD	Alto	5.00	-
	Bueno	4.00	5.00
	Arriba del promedio	3.00	4.00
	Bajo del promedio	2.50	3.00
	Pobre	2.00	2.50
$\beta=2.5$ Límite mínimo Evaluación	Insatisfactorio	1.50	2.00
	Peligroso	1.00	1.50
	Cercano a la falla	0.00	1.00

Tabla 42

Evaluación del Índice de Confiabilidad de los Momentos y Cortantes.

ESCALA DE SEGURIDAD					
CONSIDERACIONES	NIVEL	MOMENTOS		CORTANTES	
		Exp. Técnico	Actual	Exp. Técnico	Actual
$\beta=3.5$ Límite mínimo Diseño AASHTO LRFD	Alto				
	Bueno				
	Arriba del promedio				
	Bajo del promedio				
	Pobre				
$\beta=2.5$ Límite mínimo Evaluación	Insatisfactorio				
	Peligroso				
	Cercano a la falla				
ÍNDICE DE CONFIABILIDAD (β)		4.01	3.04	2.77	3.38

3.7.4.2. Método del Índice de Capacidad Estructural

Los resultados obtenidos por este método son:

Tabla 43

Índices de seguridad por el método de Capacidad Estructural

Enfoque de evaluación	Evaluación	Evaluación
	Momento	Cortante
RF de Sistema		
Exp. Técnico	0.940297734	0.490170888
Actual	1.694985373	0.795567607

El índice de confiabilidad utilizando el método de capacidad estructural se basa en los niveles de seguridad propuestos por Umpire (2015). Su investigación identifica 3 niveles de confiabilidad, detallados en la **Tabla 44**. Además, se mencionan los valores límites para RF según el estudio en el MEB, AASHTO-2013, estableciendo que el valor mínimo de RF para los diferentes tipos de carga es 1.00.

Tabla 44

Escala de Seguridad en referencia al Índice de Capacidad

ESCALA DE SEGURIDAD			
CONSIDERACIONES	NIVEL	Índice "RF"	
		Mínimo	Máximo
RF =1.00 Límite mínimo Diseño AASHTO LRFD	Alto	1.00	-
	Regular	0.65	1.00
	Malo	-	0.65

Tabla 45

Evaluación del Índice de Capacidad “RF” de los Momentos y Cortantes

CONSIDERACIONES	ESCALA DE SEGURIDAD				
	NIVEL	MOMENTOS		CORTANTES	
		Exp. Técnico	Actual	Exp. Técnico	Actual
RF =1.00 Límite mínimo Diseño AASHTO LRFD	Alto				
	Regular				
	Malo				
ÍNDICE DE CAPACIDAD (RF)		0.94	1.69	0.49	0.79

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. ÍNDICE DE CONFIABILIDAD POR EL MÉTODO DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO PROBABILÍSTICO.

Se determinó que el índice de confiabilidad (β) para la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el río Encañada (Tabla 42), específicamente para la fuerza cortante para su desempeño actual, es de $\beta=3.38$, indicando un nivel de seguridad **ARRIBA DEL PROMEDIO**.

En el análisis a nivel de expediente técnico (Tabla 42), el índice de confiabilidad (β) obtenido para la evaluación de momentos es de 4.01, superior al límite mínimo de diseño según AASHTO LRFD, sin embargo, en la evaluación de corte, el índice de confiabilidad (β) es de 2.77, por debajo del límite mínimo establecido, considerándose un nivel de escala de seguridad bajo del promedio.

En su desempeño actual (Tabla 42), el índice de confiabilidad (β) para la evaluación de momentos es de 3.04, considerado por encima del límite mínimo, mientras que el índice de confiabilidad (β), para la evaluación de corte es de 3.38, con un nivel arriba del promedio, debido a las consideraciones del acero.

Cabe destacar que no hay mucha variación en los índices obtenidos para ambos escenarios, ya que se está evaluando con los vehículos más representativos del estudio de tráfico y la resistencia actual del concreto no difiere significativamente del valor usado en el diseño según las especificaciones del expediente técnico.

Los resultados obtenidos de nuestra investigación están relacionados con los autores a nivel internacional: Picado & Ortiz, (2017) y Bolaños, D. (2018), quienes en sus investigaciones determinan igual los Índices de Confiabilidad, ambos estudios no representan una contradicción, sino una complementariedad metodológica que enriquecen la comprensión de la confiabilidad

estructural de puentes, donde la probabilidad de falla de los autores nombrados requieren una intervención y la necesidad de implementar medidas de reforzamiento, mientras el nuestro sugiere un menor riesgo inmediato, debido a las consideraciones de factores locales y características del tráfico local.

4.2. ÍNDICE DE CONFIABILIDAD POR EL MÉTODO DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL MEDIANTE EL MÉTODO DETERMINÍSTICO.

El índice de capacidad (RF) para la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el río Encañada (Tabla 45), se determinó a partir de la fuerza cortante, obteniéndose un valor de $RF=0.79$, lo que indica un nivel de seguridad **REGULAR**.

En el análisis a nivel de expediente técnico (Tabla 45), se encontró que los índices de capacidad (RF) para los momentos es de 0.94 y para cortantes es 0.49, lo cual son inferiores al límite mínimo de diseño, lo que aumenta la susceptibilidad a fallas.

En su desempeño actual (Tabla 45), el índice de capacidad (RF) para los momentos es 1.69, lo cual está por encima del límite mínimo, mientras que el índice de capacidad (RF) para cortantes es 0.79, lo cual está por debajo del límite mínimo, esto refleja un nivel de confiabilidad regular.

A pesar que los vehículos que transitan por el puente son de menor carga con respecto al de diseño, pueden presentarse fallas debido a la resistencia del concreto y al acero de refuerzo que podría requerir un área mayor o mejor distribución.

De igual forma, tienen relación con los autores Villanueva, A. (2022) y Aylas, R. (2019), el índice de capacidad de carga (RF) es 1.78 y 2.22 respectivamente, valores que están dentro de los parámetros permitidos que no necesitan refuerzo ni rehabilitación, mientras que el nuestro es 0.49; donde nuestro estudio identifica áreas potenciales a mejorar y que necesitan una intervención o monitoreo continuo, además de un posible reforzamiento estructural.

4.3. EVALUACIÓN CUALITATIVA SEGÚN “GUÍA DE INSPECCIÓN DE PUENTES” DEL MTC (2006).

4.3.1. Losa y componentes:

- Losa de concreto armado, conformada por un solo tramo, no cuenta con capa de rodadura ni carpeta asfáltica, presenta fisuras, desgaste por abrasión, filtración (humedad).
- Se puede observar que hay descascaramiento y fisuras leves del concreto en los bordes de las veredas debido al tráfico vehicular.
- Las barandas, de acero galvanizado, están en estado regular y requieren mantenimiento de pintura.
- Además, hay una falta de mantenimiento en el drenaje de la losa y en la junta entre los dos tramos. A continuación, se presentan fotografías que ilustran estas observaciones.

Figura 25

Daños en la losa del puente en estudio



Figura 26

Descascaramiento del concreto, grietas, fisuras, falta de mantenimiento tanto en el sistema de drenaje como barandas de protección.



4.3.2. Vigas principales y diafragma

La estructura está compuesta por dos vigas principales y cinco vigas diafragma. En la parte inferior de la estructura se han detectado diversos daños de deterioro, incluyendo:

- Fisura y agrietamientos.
- Descascamiento del concreto.
- Presencia de eflorescencia.
- Proliferación de hongos.

Estas patologías, son consecuencias de múltiples factores, entre los que se incluyen: inclemencias del clima, las vibraciones a las que está sometida, las cargas soportadas a lo largo del tiempo, la exposición prolongada a agentes ambientales agresivos.

Figura 27

Fisuras en la viga principal del puente en estudio.



Figura 28

Presencia de hongos y descascaramiento del concreto en las vigas principales y diafragma.



Figura 29

Presencia de eflorescencia en el concreto.



Tras completar la evaluación visual y cualitativa del puente, siguiendo los lineamientos establecidos en LA DIRECTIVA N°01-2006-MTC/14 “GUÍA PARA INSPECCIÓN DE PUENTES”, se procedió a su clasificación de acuerdo con los criterios de la Tabla 17. En base a esta evaluación, se concluye que:

El puente carrozable construido sobre el río Encañada, se ha categorizado dentro de la **clasificación N°02**, denominada **CONDICIÓN REGULAR**. Esta clasificación se fundamenta en que:

- No se observan alteraciones en las dimensiones geométricas de los componentes de la superestructura.
- Se han identificado deterioros en el concreto, atribuibles al uso normal, las cargas soportadas y la exposición a condiciones climáticas adversas.
- No se detectaron deficiencias estructurales de gravedad.

A nivel local, los estudios realizados muestran una notable coincidencia con las investigaciones de Angulo S. (2023) y Sánchez, E. (2019); ambos trabajos coinciden en la identificación de categorías de vehículos similares, específicamente los tipos C2, C3 y C4, como base para evaluar la confiabilidad de las superestructuras de puentes. Similarmente, nuestro estudio concluye, al igual que los mencionados, que el estado actual de los puentes se puede clasificar como regular. Como resultado, se recomienda implementar acciones de mantenimiento preventivo para garantizar su adecuada conservación y funcionamiento.

4.4. CONTRASTE DE HIPÓTESIS

Luego de concluir la Evaluación del Puente Carrozable construido sobre el río Encañada, podemos contrastar los resultados obtenidos con nuestra hipótesis inicial: “El índice de confiabilidad estructural de la superestructura del Puente Carrozable sobre el Río Encañada es alto”.

Según los resultados:

- Mediante el análisis de confiabilidad estructural, el Puente Carrozable construido sobre el río Encañada presenta un nivel de seguridad arriba del promedio, lo cual refuta la hipótesis planteada.
- Utilizando el método de evaluación de la capacidad estructural, el Puente Carrozable construido sobre el río Encañada se clasifica dentro de un nivel de seguridad regular, también descartando la hipótesis inicial.

Por lo tanto, al ser evaluado a través de ambos métodos, se descarta la clasificación de “Alta seguridad” para este puente, ya que no cumple con los parámetros establecidos por los diferentes autores consultados.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- El Índice de Confiabilidad de la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el río Encañada, determinado mediante el método probabilístico, tiene un valor de $\beta=3.39$, lo cual se considera por arriba del promedio.
- El Índice de Confiabilidad de la superestructura del Puente Carrozable construido sobre el río Encañada, evaluado a través del método determinista de capacidad estructural, arroja un valor $RF=0.49$, indicando un nivel de seguridad regular.
- El Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada se encuentra categorizado dentro de la Clasificación N° 02, lo que corresponde a un nivel de condición regular, mediante la Directiva N°01-2006-MTC/14 “GUÍA PARA INSPECCIÓN DE PUENTES”
- El nivel de confiabilidad del Puente Carrozable construido sobre el Río Encañada tiene un nivel estructural regular.

5.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar investigaciones sobre los parámetros estadísticos para la resistencia y solicitaciones, enfocados específicamente en la realidad del territorio peruano, para ampliar la limitada información disponible, lo cual será útil para futuros diseños y evaluaciones de estructuras.
- Se recomienda desarrollar estrategias de monitoreo y mantenimiento preventivo que se base en la confiabilidad estructural, para extender la vida útil del puente.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2020). *LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS* (9na edición.).
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2013). *The Manual Bridge Evaluation* (2da edición). Washington Dc, Estados Unidos.
- American Concrete Institute. (2022). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19). Comentar on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19)*.
- Ang, A. H.-S., & Tang, W. H. (2007). *Probability Concepts in Engineering: Emphasis on Applications to Civil and Environmental Engineering*. (2da edición). (Wiley, Ed.)
- Angulo Soto, S. S. (2023). "*Índices de confiabilidad de la superestructura del Puente La Unión - Otuzco - La Victoria en el centro poblado de Otuzco distrito Baños del Inca - Cajamarca*" *Tesis. UNC*. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.14074/5554>
- Army Corps of Engineers. (1997). *Engineering and design: Introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering*. Washington, DC, Estados Unidos.
- Aylas Peralta, M. R. (2019). "*Evaluación del puente Lucas Chacama mediante métodos convencionales*" [*Tesis de pregrado - Universidad Cesar Vallejo*]. Lima, Perú.
- Chen, W.-F., & Duan, L. (2014). *Bridge Engineering Handbook* (Second Edition ed.).
- Esparza. (2010). *Curso de Mecánica de Sólido*. Cajamarca, Perú.
- Flores Arévalo, R. R. (2020). *Procedimiento de evaluación de operatividad para puentes incorporando el modelamiento numérico por medio de prueba de carga estática y dinámica* [*Tesis de Maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú*]. Repositorio Institucional. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/19319>

- Gere, J. M., & Timoshenko, S. (2007). *Mechanics of Materials*. EEUU: Van Nostrand Reinhold Company.
- Gongkun, F. (2012). *Bridge Design and Evaluation. Ed. reprint. LRFD and LRFR*. New Jersey, Estados Unidos: John Wiley & Sons.
- ICEET. (1992). *Introducción a la fiabilidad estructural y algunas aplicaciones*. Madrid, España.
- Manterola, J. (2006). *Puentes: Apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Madrid, España: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- Mc Cormac, J. (2001). *Diseño de Concreto reforzado* (8va ed.). México D.F.: Alfaomega.
- Melchers, R., & Beck, A. (2018). *Structural Reliability Analysis and Prediction* (3ra edición.). New Jersey, Estados Unidos: Ed. New Jersey.
- Minchán Alvarez, P. E. (2018). “*Comparación entre las filosofías de diseño por esfuerzos admisibles (asd), factores de carga (lfd) y factores de carga y resistencia (lrfd), en el diseño de la superestructura de un puente simplemente apoyado de concreto armado*”. Repositorio Institucional, Cajamarca, Perú.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC). (2006). *Guía para Inspección de Puentes - Directiva N° 01-2006-MTC/14*.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Manual de Puentes [MTC]*. Lima, Perú.
- Monleón Cremades, S. (2017). *Diseño Estructural de Puentes*. Valencia: Universitat Politècnica de Valencia.
- MTC. (2003). *Reglamento Nacional de Vehículos – Decreto supremo N°058-2003-MTC, Anexo IV. Pesos y medidas* .

- National Cooperative Highway Research Program. 2003. Report 489. (2003). *Design of Highway Bridges for Extreme Events*. Washington DC, New York. U.S.: Transportation Research Board.
- Nilson, A. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto* (12va edición.). Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.
- Nowak, A. S. (1999). *Calibration of LRFD Bridge Design Code*. Northwestern University, United States: Transportation Research Board, National Research Council.
- Nowak, A., & Collins, K. (2000). *Reliability of Structures* (1era edición). (McGraw-Hill, Ed.) Estados Unidos.
- Picado , F., & Ortiz, G. (2017). *Desarrollo de un modelo de confiabilidad para el análisis del desempeño de puentes*. Costa Rica.
- Reglamento Nacional de Vehículos - Decreto Supremo N° 058-2003-MTC. (2003). *Decreto Supremo N° 058-2003-MTC*. Lima, Perú.
- Rodríguez Serquén, A. (2022). *PUENTES con AASHTO LRFD 2020* (9na edición). Perú.
- Sánchez Llanos, E. (2019). "*Nivel de Confiabilidad de la Superestructura del Puente Huacariz*". Cajamarca, Perú.
- Šavor, Z., & Šavor, M. (2014). *Procedures for reliability assessment of*. Croacia: Revista Crota Gradevinar.
- Silva Campos, J. M. (2018). *Índices de seguridad estructural en puentes de la carretera longitudinal de la sierra provincia de Chota - Cajamarca [Tesis, Universidad Nacional de Cajamarca]*. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.14074/2504>
- Taly, N. (2014). *Highway Bridge Superstructure Engineering: LRFD Approaches to Design and Analysis*. California, Los Ángeles: CRC Press.

- Umpire, J. (2015). *Evaluación estructural del Puente Nochoz en el Tramo II - Villa Rica - Puerto Bermudez, Oxapampa [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]*. Lima, Perú.
- Venegas, S., & Chio, G. (2014). *"Estimación del índice de confiabilidad β de las vigas de un puente usando conteos de tráfico real (TPDS) mediante simulación"*. Colombia.
- Villanueva Rivera, A. (2022). *Determinación del Nivel de Seguridad Estructural del Puente Chacapampa del distrito de Ambo, Huánuco. [Tesis de Pregrado - Universidad Nacional Hermilio Valdizán]*. Huanuco, Perú.
- Wiśniewski, D. (2007). *Safety formats for the assessment of concrete bridges : with special focus on precast concrete [Tesis de maestría, Universidad de Minho]*. Repositorio institucional, Guimaraes, Portugal. Obtenido de <https://hdl.handle.net/1822/6753>
- Zhao, J., & Tonia, D. (2012). *Bridge Engineering* (Third ed.). McGraw Hill Profesional.

ANEXOS

ANEXO A. PANEL FOTOGRÁFICO

Fotografía 1

Vista de losa, vereda y barandas del puente en estudio.



Fotografía 2

Vista lateral del puente en estudio.



Fotografía 3

Vista de las vigas principales y diafragma del puente en estudio.



Fotografía 4

Vista del sistema de drenaje, elementos estructurales del puente en estudio.



Fotografía 5

Registro de tráfico vehicular del 08/07/2024.



Fotografía 6

Registro de tráfico vehicular del 09/07/2024



Fotografía 7

Registro de tráfico vehicular del 10/07/2024.



Fotografía 8

Registro de tráfico vehicular del 11/07/2024.



Fotografía 9

Registro de tráfico vehicular del 12/07/2024.



Fotografía 10

Registro de tráfico vehicular del 12/07/2024.



Fotografía 11

Registro de tráfico vehicular del 13/07/2024.



Fotografía 12

Toma de datos durante una semana para el estudio de tráfico.



ANEXO B. ESTUDIO DE TRÁFICO

Se presenta el registro del estudio de tráfico vehicular realizado para el periodo de estudio.

Tabla 46

Registro vehicular del Día 01: 08/07/2024.

ESTUDIO DE TRÁFICO DÍA 01							
TESIS:	“EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CARROZABLE CONSTRUÍDO SOBRE EL RÍO ENCAÑADA”						
TESISTA:	WILLIAN DANIEL AZAÑERO CHOLÁN						
ASESOR:	ING. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO						
UBICACIÓN:	C.P POLLOC - ENCAÑADA - CAJAMARCA						
FECHA:	LUNES 08/07/2024						
HORA	 MOTOS	 AUTOS	 PICK UP	 COMBI	 B2	 C2	 C3
7:00 - 8:00	12	4	3	2	0	3	0
8:00 - 9:00	8	3	4	1	0	2	2
9:00 - 10:00	8	2	5	0	0	1	0
10:00 - 11:00	10	3	2	1	1	1	1
11:00 - 12:00	9	1	1	1	0	1	0
12:00 - 13:00	13	3	5	1	0	2	1
13:00 - 14:00	12	6	3	2	0	2	0
14:00 - 15:00	9	3	2	1	1	0	1
15:00 - 16:00	7	2	2	1	0	2	0
16:00 - 17:00	8	3	3	1	0	1	0
17:00 - 18:00	9	5	1	1	0	1	0
18:00 - 19:00	8	2	1	1	0	0	0
Σ	113	37	32	13	2	16	5
TOTAL	218						

Tabla 47

Registro vehicular del Día 02: 09/07/2024.

ESTUDIO DE TRÁFICO DÍA 02

TESIS: “EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CARROZABLE CONSTRUÍDO SOBRE EL RÍO ENCAÑADA”

TESISTA: WILLIAN DANIEL AZAÑERO CHOLÁN

ASESOR: ING. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO

UBICACIÓN: C.P POLLOC - ENCAÑADA - CAJAMARCA

FECHA: MARTES 09/07/2024

HORA	MOTOS 	AUTOS 	PICK UP 	COMBI 	B2 	C2 	C3 
7:00 - 8:00	10	5	3	2	0	3	1
8:00 - 9:00	7	2	3	2	0	2	2
9:00 - 10:00	9	3	4	1	0	1	0
10:00 - 11:00	10	3	2	0	0	1	2
11:00 - 12:00	11	1	2	1	0	2	1
12:00 - 13:00	11	2	4	2	0	2	1
13:00 - 14:00	10	4	4	2	0	1	0
14:00 - 15:00	8	3	1	2	0	1	1
15:00 - 16:00	6	1	2	1	0	1	0
16:00 - 17:00	7	2	2	0	0	0	1
17:00 - 18:00	10	2	1	1	0	2	0
18:00 - 19:00	8	1	1	0	0	0	0
Σ	107	29	29	14	0	16	9
TOTAL	204						

Tabla 48

Registro vehicular del Día 03: 10/07/2024.

ESTUDIO DE TRÁFICO DÍA 03

TESIS: “EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CARROZABLE CONSTRUÍDO SOBRE EL RÍO ENCAÑADA”

TESISTA: WILLIAN DANIEL AZAÑERO CHOLÁN

ASESOR: ING. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO

UBICACIÓN: C.P POLLOC - ENCAÑADA - CAJAMARCA

FECHA: MIÉRCOLES 10/07/2024

HORA	MOTOS 	AUTOS 	PICK UP 	COMBI 	B2 	C2 	C3 
7:00 - 8:00	9	6	5	3	0	3	0
8:00 - 9:00	5	4	5	2	0	2	1
9:00 - 10:00	6	3	2	1	0	1	0
10:00 - 11:00	8	2	2	1	1	1	1
11:00 - 12:00	7	3	2	1	0	1	0
12:00 - 13:00	10	2	5	2	0	2	1
13:00 - 14:00	9	2	3	2	0	2	0
14:00 - 15:00	8	1	3	2	0	0	1
15:00 - 16:00	6	3	2	1	1	2	0
16:00 - 17:00	5	2	3	0	0	1	0
17:00 - 18:00	9	4	2	1	0	1	0
18:00 - 19:00	6	4	1	1	0	0	0
Σ	88	36	35	17	2	16	4
TOTAL	198						

Tabla 49

Registro vehicular del Día 04: 11/07/2024.

ESTUDIO DE TRÁFICO DÍA 04

TESIS: “EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CARROZABLE CONSTRUÍDO SOBRE EL RÍO ENCAÑADA”

TESISTA: WILLIAN DANIEL AZAÑERO CHOLÁN

ASESOR: ING. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO

UBICACIÓN: C.P POLLOC - ENCAÑADA - CAJAMARCA

FECHA: JUEVES 11/07/2024

HORA	MOTOS 	AUTOS 	PICK UP 	COMBI 	B2 	C2 	C3 
7:00 - 8:00	6	2	2	2	0	2	1
8:00 - 9:00	7	2	2	2	0	5	1
9:00 - 10:00	6	1	2	0	0	2	0
10:00 - 11:00	8	1	2	1	0	1	0
11:00 - 12:00	14	3	1	1	0	2	0
12:00 - 13:00	11	1	4	2	0	3	0
13:00 - 14:00	13	4	2	2	0	1	1
14:00 - 15:00	14	1	1	0	0	0	1
15:00 - 16:00	7	2	1	0	0	1	0
16:00 - 17:00	6	4	2	1	0	0	0
17:00 - 18:00	8	3	1	1	0	1	0
18:00 - 19:00	5	2	1	1	0	0	0
Σ	105	26	21	13	0	18	4
TOTAL	187						

Tabla 50

Registro vehicular del Día 05: 12/07/2024.

ESTUDIO DE TRÁFICO DÍA 05

TESIS: “EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CARROZABLE CONSTRUÍDO SOBRE EL RÍO ENCAÑADA”

TESISTA: WILLIAN DANIEL AZAÑERO CHOLÁN

ASESOR: ING. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO

UBICACIÓN: C.P POLLOC - ENCAÑADA - CAJAMARCA

FECHA: VIERNES 12/07/2024

HORA	MOTOS 	AUTOS 	PICK UP 	COMBI 	B2 	C2 	C3 
7:00 - 8:00	9	4	2	2	0	3	0
8:00 - 9:00	12	4	3	2	1	3	1
9:00 - 10:00	5	2	4	1	0	4	0
10:00 - 11:00	6	4	2	1	0	2	0
11:00 - 12:00	5	2	2	1	1	1	0
12:00 - 13:00	11	6	3	2	0	2	1
13:00 - 14:00	9	5	3	3	0	2	0
14:00 - 15:00	10	5	4	2	0	1	1
15:00 - 16:00	8	4	3	1	2	2	0
16:00 - 17:00	5	3	2	1	0	2	0
17:00 - 18:00	6	3	2	1	0	1	1
18:00 - 19:00	4	2	2	1	0	0	0
Σ	90	44	32	18	4	23	4
TOTAL	215						

Tabla 51

Registro vehicular del Día 01: 13/07/2024.

ESTUDIO DE TRÁFICO DÍA 06

TESIS: “EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CARROZABLE CONSTRUÍDO SOBRE EL RÍO ENCAÑADA”

TESISTA: WILLIAN DANIEL AZAÑERO CHOLÁN

ASESOR: ING. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO

UBICACIÓN: C.P POLLOC - ENCAÑADA - CAJAMARCA

FECHA: SÁBADO 13/07/2024

HORA	MOTOS 	AUTOS 	PICK UP 	COMBI 	B2 	C2 	C3 
7:00 - 8:00	6	6	2	1	0	2	1
8:00 - 9:00	4	7	2	2	0	1	0
9:00 - 10:00	7	6	2	0	1	0	0
10:00 - 11:00	5	8	1	2	0	1	1
11:00 - 12:00	11	6	3	2	0	1	0
12:00 - 13:00	12	4	2	1	0	1	0
13:00 - 14:00	10	6	3	1	0	2	1
14:00 - 15:00	9	4	2	1	0	1	1
15:00 - 16:00	9	4	2	1	0	1	0
16:00 - 17:00	5	3	3	1	1	0	1
17:00 - 18:00	4	4	1	1	0	1	0
18:00 - 19:00	5	4	1	0	0	0	0
Σ	87	62	24	13	2	11	5
TOTAL	204						

Tabla 52

Registro vehicular del Día 07: 14/07/2024.

ESTUDIO DE TRÁFICO DÍA 07

TESIS: “EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CARROZABLE CONSTRUÍDO SOBRE EL RÍO ENCAÑADA”

TESISTA: WILLIAN DANIEL AZAÑERO CHOLÁN

ASESOR: ING. MIGUEL ÁNGEL MOSQUEIRA MORENO

UBICACIÓN: C.P POLLOC - ENCAÑADA - CAJAMARCA

FECHA: DOMINGO 14/07/2024

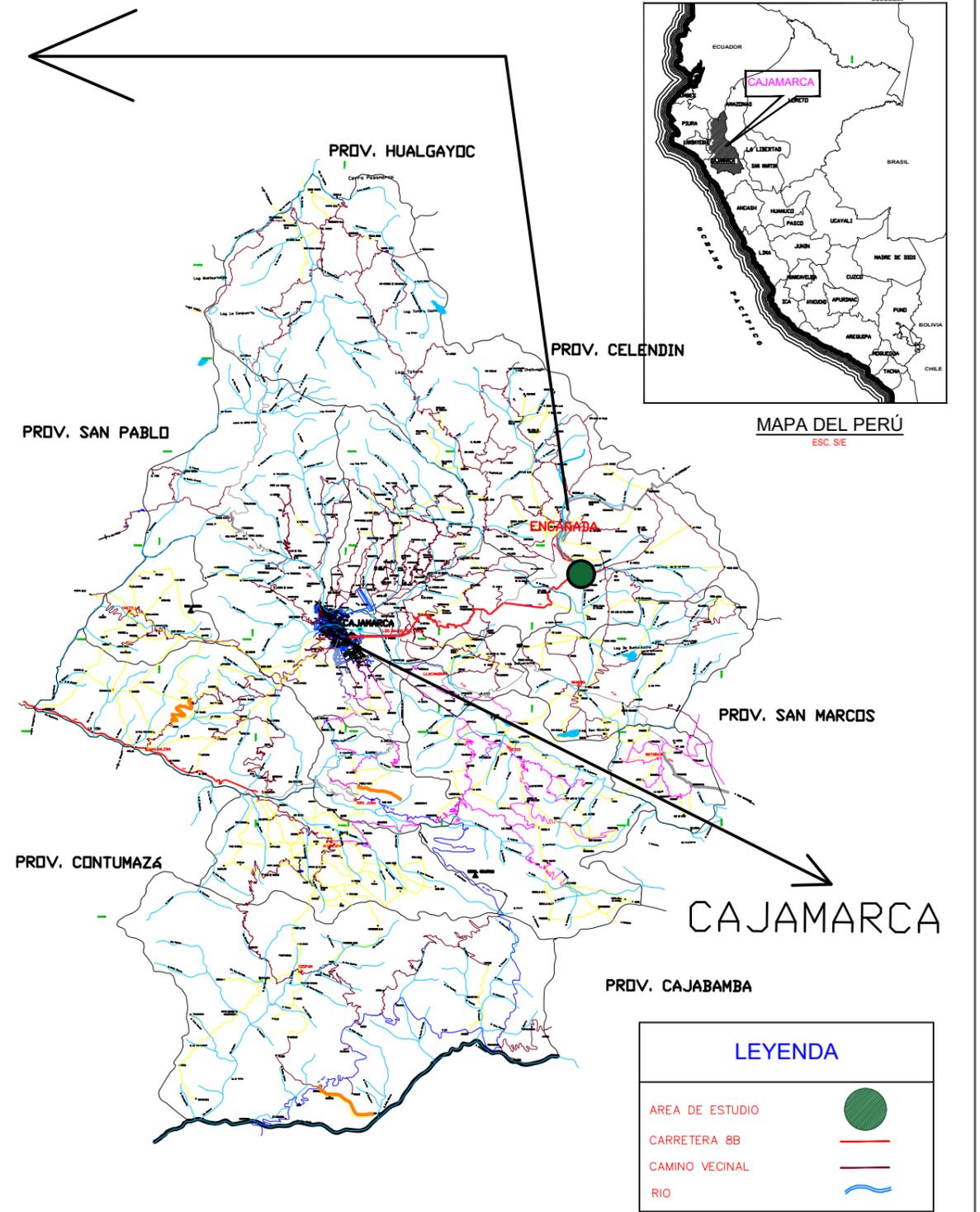
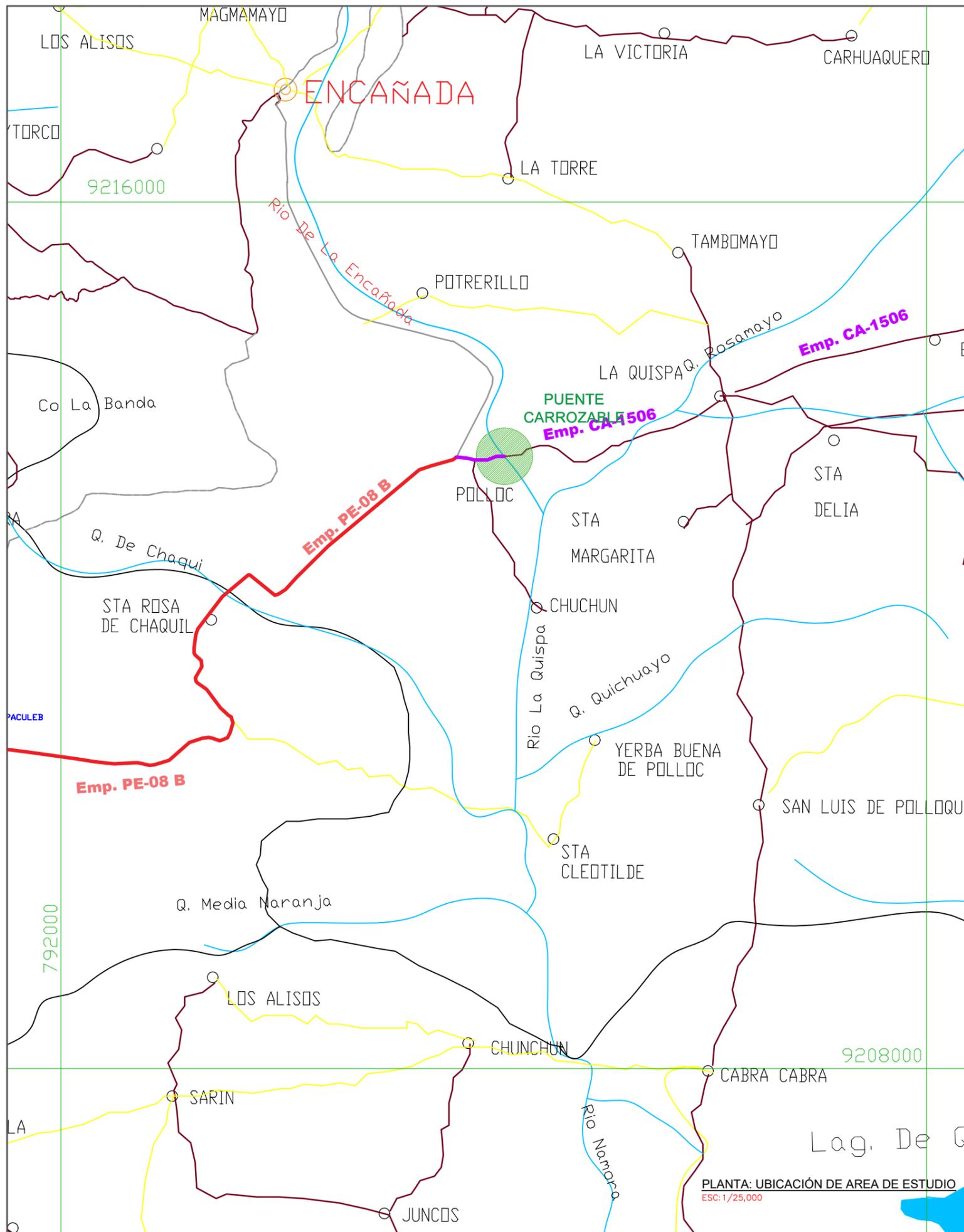
HORA	MOTOS 	AUTOS 	PICK UP 	COMBI 	B2 	C2 	C3 
7:00 - 8:00	6	2	3	0	0	2	1
8:00 - 9:00	4	4	4	1	0	1	0
9:00 - 10:00	12	5	5	1	0	1	0
10:00 - 11:00	8	4	2	0	0	1	1
11:00 - 12:00	11	2	1	2	0	1	1
12:00 - 13:00	8	3	5	1	0	1	1
13:00 - 14:00	7	4	3	1	0	1	1
14:00 - 15:00	6	6	2	0	0	1	1
15:00 - 16:00	5	4	2	0	0	1	0
16:00 - 17:00	4	4	3	1	0	1	0
17:00 - 18:00	6	2	1	1	0	1	0
18:00 - 19:00	4	3	1	1	0	0	0
Σ	81	43	32	9	0	12	6
TOTAL	183						

ANEXO C. PLANOS

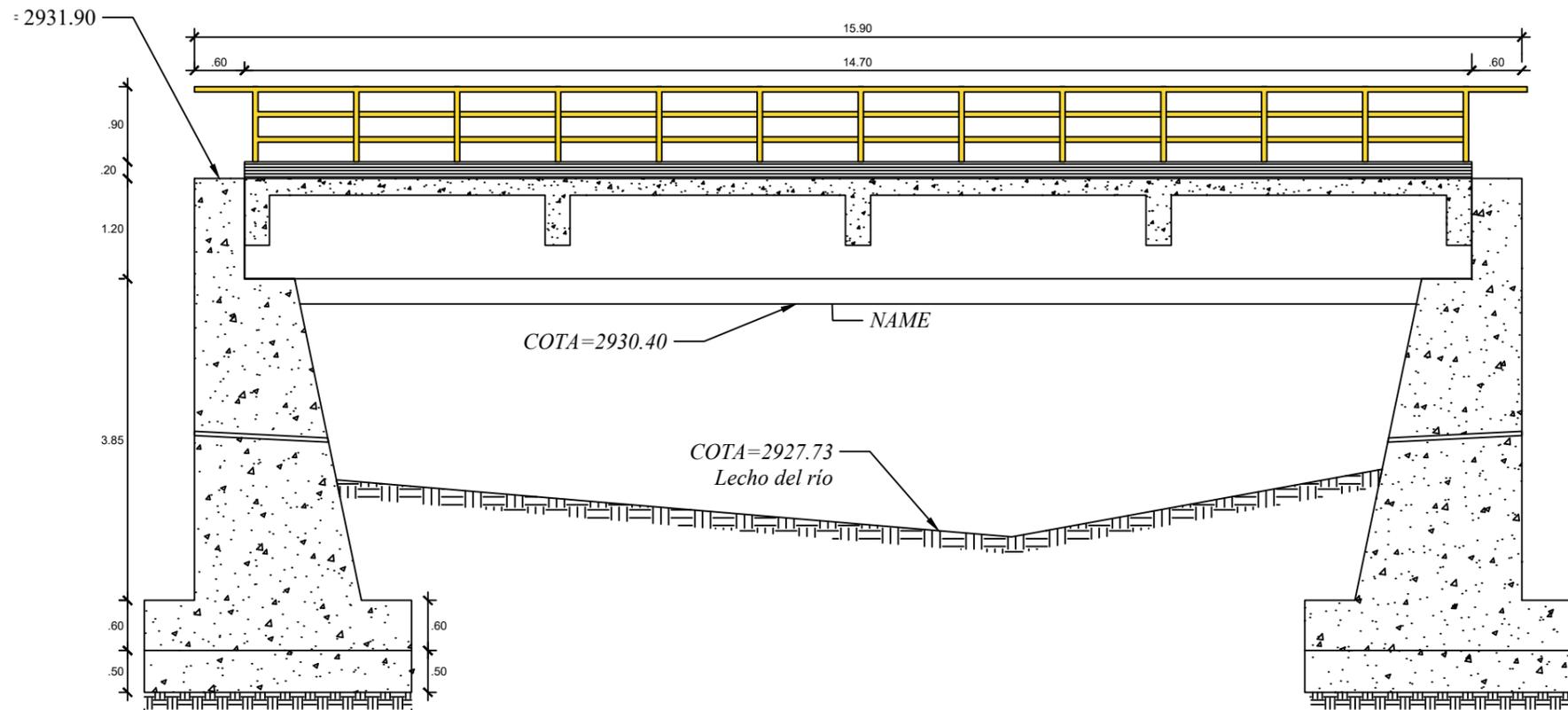
Los planos presentados contienen la información clave de la superestructura, lo cual posibilita su modelado y posterior análisis estructural utilizando herramientas de simulación, como el programa CSI Bridge V25. De esta forma, se puede evaluar el comportamiento y la capacidad resistente de los diferentes componentes de la superestructura.

Los planos son adaptados del expediente técnico proporcionados por la Municipalidad Distrital de la Encañada.

- **PLANO U-01: UBICACIÓN DE LPUENTE CARROZABLE**
- **PLANO E-01: ESTRUCTURAS – REFUERZOS EN VIGAS Y LOSA.**
- **PLANO V-01: VISTAS Y ELEVACIONES.**
- **PLANO EE - 01: ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
PROYECTO: "EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CARROZABLE CONSTRUIDO SOBRE EL RÍO ENCAÑADA"			
PLANO: UBICACIÓN DEL PUENTE CARROZABLE		PLANO N°:	
TESISTA: Bach. AZAÑERO CHOLÁN WILLIAN DANIEL		U-01	
REGIÓN: CAJAMARCA	PROVINCIA: CAJAMARCA	DISTRITO: LA ENCAÑADA	FECHA: 2024



**VISTA LONGITUDINAL
ESC. 1/75**

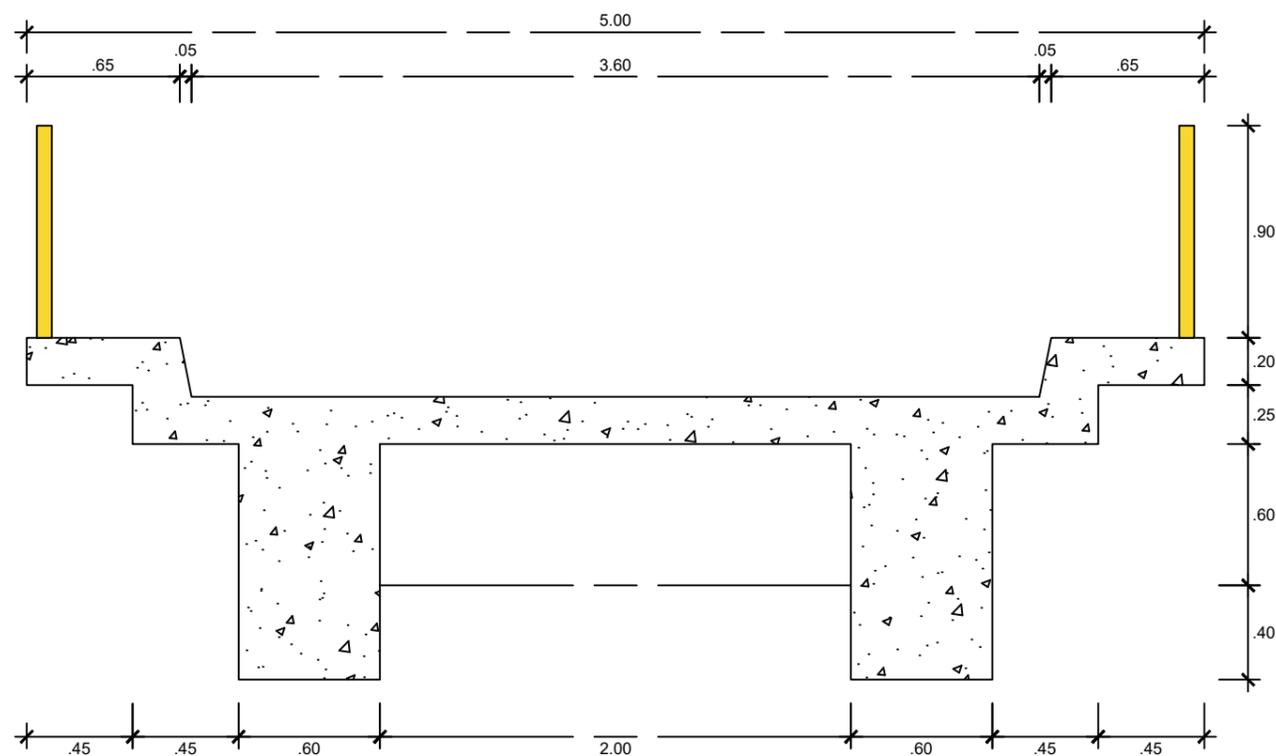
PUENTE CARROZABLE ENCAÑADA

UBICACIÓN

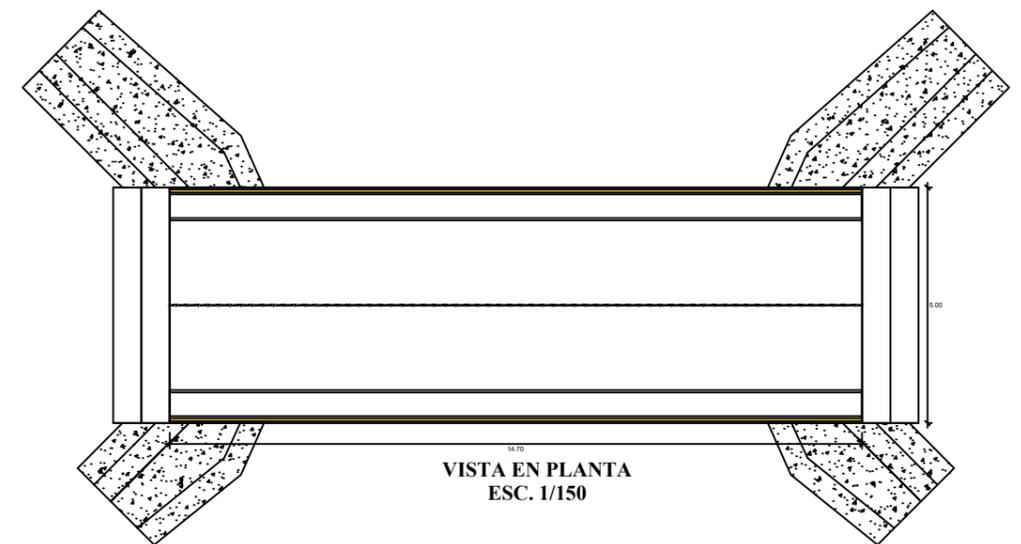
Departamento: Cajamarca
 Provincia: Cajamarca
 Distrito: La Encañada
 Centro Poblado: Polloc
 COORDENADAS UTM GWS-84
 Norte:9212528.50
 Este:795702.40

DATOS

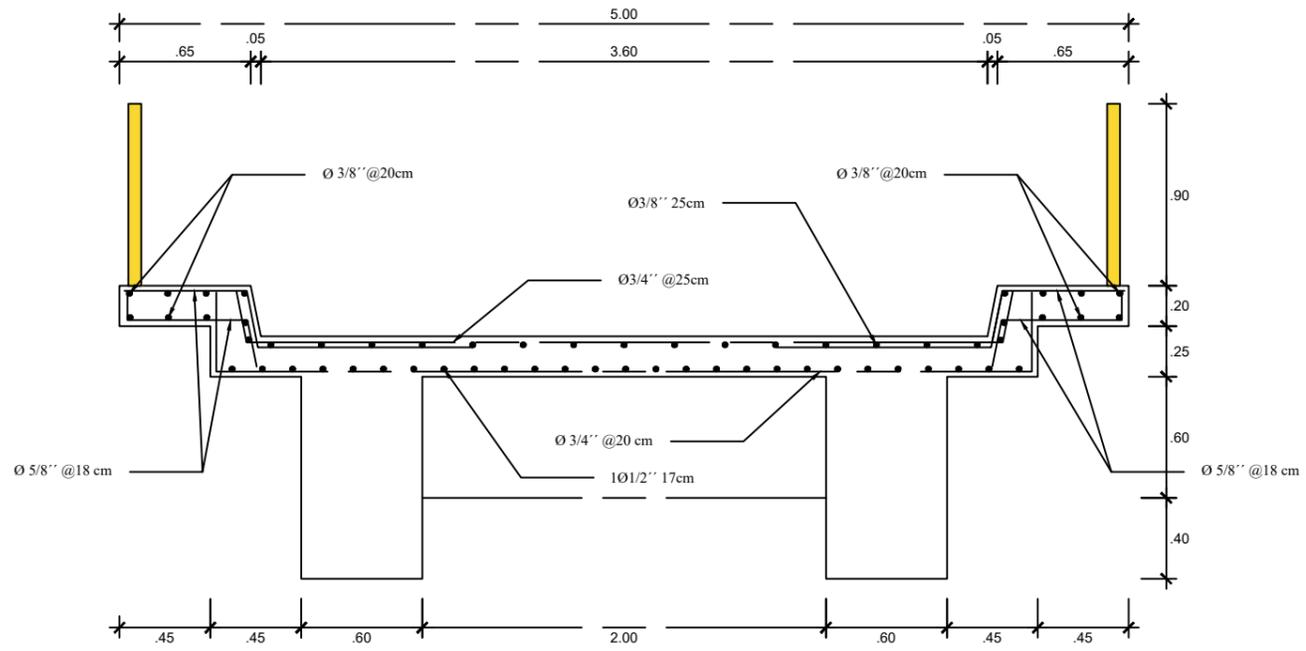
Río: Encañada
 Luz libre del tramo:13.50m
 Luz total del puente: 14.70m
 Número de vías: 01 vía
 Camión de Diseño: HL-93



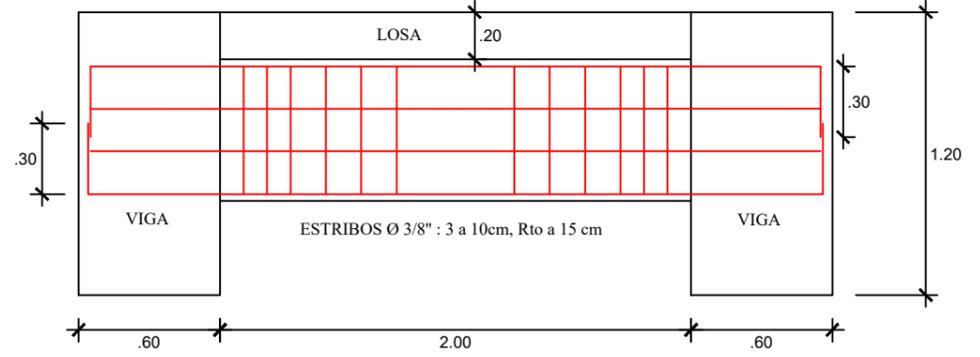
**SECCIÓN TRANSVERSAL
ESC. 1/30**



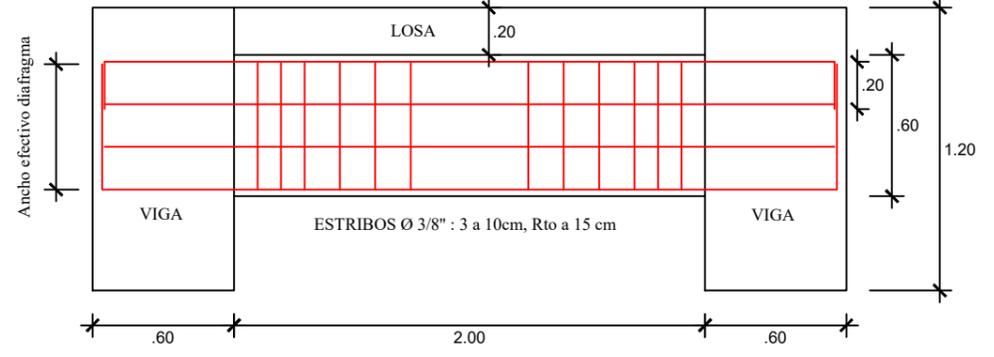
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
PROYECTO: "EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CARROZABLE CONSTRUIDO SOBRE EL RÍO ENCAÑADA"			
PLANO: VISTAS Y ELEVACIONES			PLANO N°:
TESISTA: Bach. AZAÑERO CHOLÁN WILLIAN DANIEL			V-01
REGIÓN: CAJAMARCA	PROVINCIA: CAJAMARCA	DISTRITO: LA ENCAÑADA	FECHA: 2024



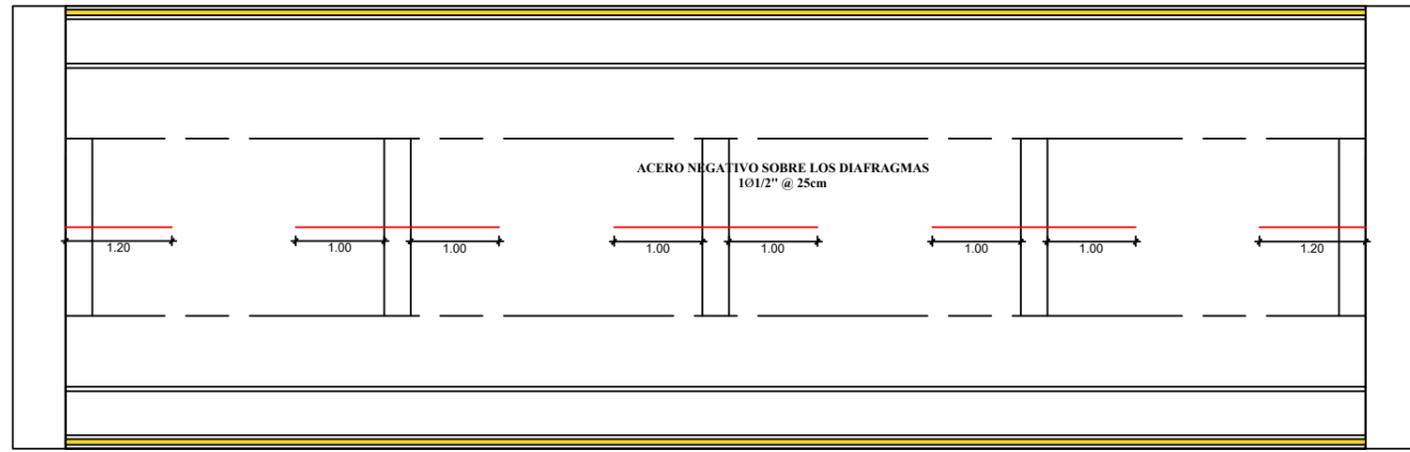
**ACERO EN LOSA Y VEREDA
ESC. 1/30**



**DETALLE DOBLADO ACERO DIAFRAGMA EXTERNO
ESC. 1/30**



**DETALLE DOBLADO ACERO DIAFRAGMA INTERNO
ESC. 1/30**



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CAMIÓN DE DISEÑO: HL - 93

MATERIALES

VIGAS:

Concreto: $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$

Acero $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$

LOSA:

Concreto: $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$

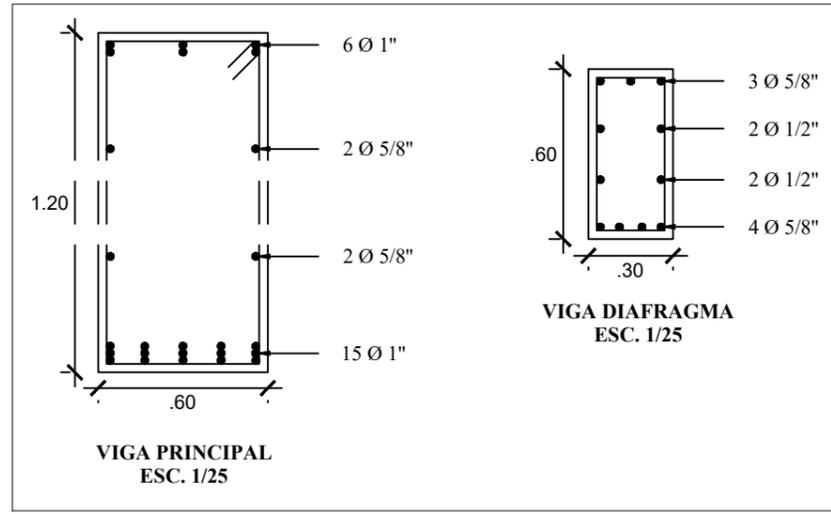
Acero $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS:

Vigas: 5.0 cm

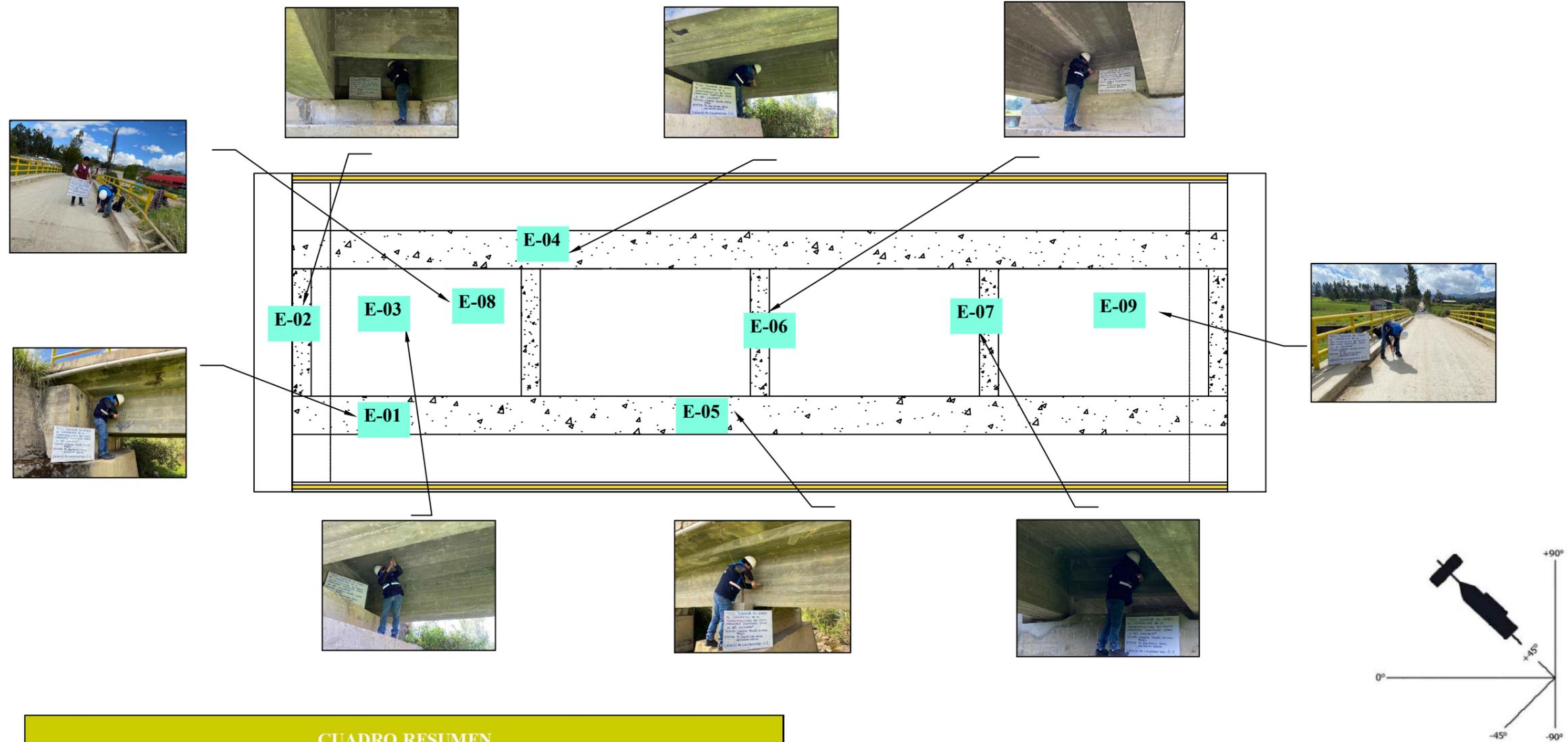
Losa: 2.5 cm

CONTRAFLECHA: 12.50 cm



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
PROYECTO: "EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CARROZABLE CONSTRUIDO SOBRE EL RÍO ENCAÑADA"			
PLANO: ESTRUCTURAS - REFUERZO EN VIGAS Y LOSA	PLANO N°:		
TESISTA: Bach. AZAÑERO CHOLÁN WILLIAN DANIEL			
REGIÓN: CAJAMARCA	PROVINCIA: CAJAMARCA	DISTRITO: LA ENCAÑADA	FECHA: 2024
			E-01

UBICACIÓN DE ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA ESC. 1/75



CUADRO RESUMEN

Ensayo N° - Estructura	Ángulo	F'c Requerida (Kg/cm ²)	F'c Obtenida (Kg/cm ²)	Porcentaje Obtenido de la Resistencia Requerida
E-1: Viga Principal	0	280	250	89.29%
E-2: Viga Diafragma	0	280	260	92.86%
E-3: Losa	-90	280	250	89.29%
E-4: Viga Principal	0	280	260	92.86%
E-5: Viga Principal	0	280	260	92.86%
E-6: Viga Diafragma	0	280	250	89.29%
E-7: Viga Diafragma	0	280	260	92.86%
E-8: Losa	90	280	245	87.50%
E-9: Losa	90	280	260	92.86%



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
PROYECTO: "EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE CARROZABLE CONSTRUIDO SOBRE EL RÍO ENCAÑADA"			
PLANO: ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA			PLANO N°: EE-01
TESISTA: Bach. AZAÑERO CHOLÁN WILLIAN DANIEL			
REGIÓN: CAJAMARCA	PROVINCIA: CAJAMARCA	DISTRITO: LA ENCAÑADA	FECHA: 2024