

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



**Procedimiento de Evaluación de Operatividad para Puentes
Incorporando el Modelamiento Numérico por medio de Prueba de Carga
Estática y Dinámica.**

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO DE MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL
CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES QUE
PRESENTA**

AUTOR

Renzo Renato Flores Arévalo

ASESOR

Mag. Ing. Luis Antonio Zegarra Ciquero

Lima, diciembre del 2020.

RESUMEN

Los puentes son estructuras esenciales para el desarrollo de los pueblos y del país. Asimismo, requieren de una gran inversión económica, por lo que es importante su conservación y mantenimiento permanente. Por esta razón, en esta investigación se plantea un procedimiento de evaluación de las condiciones de servicio de puentes que incluyen la inspección visual y evaluación de daños, la medición de flechas bajo la carga vehicular HL-93.

Para ello se realizó fichas de inspección y protocolos para la prueba de carga estática y/o dinámica e indicando los puntos de medición a tomar y obtener de esta manera la deformación de los elementos principales y propiedades dinámicas para la validación y calibración de un modelo numérico del puente y así realizar la evaluación del estado actual de la estructura y emitir un dictamen sobre la misma.

El procedimiento fue aplicado en puente Shilcayo sobre el río del mismo nombre, este se encuentra ubicado en la vía de evitamiento de la ciudad de Tarapoto, provincia de San Martín, departamento de San Martín. El puente es de tipo sección compuesta de viga losa de 33.00 metros de luz simplemente apoyado, con una antigüedad aproximada de veintiocho años de vida útil y es considerado un puente importante.

De acuerdo a las características de la estructura y ubicación, se realizó la prueba estática para caracterizar su deformación. Estos resultados se utilizaron para calibrar un modelo numérico de elementos finitos tridimensional del puente. Los resultados de los cálculos numéricos con el modelo sirvieron para emitir el dictamen de operatividad para una carga vehicular HL-93.

AGRADECIMIENTOS

Para todos los docentes que me brindaron sus conocimientos en la Pontificia Universidad Católica del Perú, durante los años que permanecí en la Maestría de Ingeniería civil. Un agradecimiento muy especial a mi asesor Mag. Ing. Luis Antonio Zegarra Ciquero, un amigo que me apoyo de manera constante e incondicional, gracias por sus concejos, su tiempo y experiencia; sin su apoyo no podría haber culminado la presente tesis.

A las entidades públicas Municipalidad Provincial de San Martín y Municipalidad Distrital de La Banda de Shilcayo. A los ingenieros y amigos Manuel Villoslada Trujillano, Heleny del Carmen Chávez, Hortencia Angulo Flores, Dagoberto Betteta Gómez, Greicy Bonnie Azabache García, Renato Alonso Vigil Freyre, Juan Carlos Díaz Vásquez, Velarde Pezo Perea, Velarde Pezo López y a todo el equipo de topografía; que sin ellos no hubiera sido posible la autorización y realización de la prueba de carga.

Ing. Renzo Renato Flores Arévalo.

ÍNDICE

<i>RESUMEN</i>	2
<i>AGRADECIMIENTOS</i>	3
<i>ÍNDICE</i>	4
<i>LISTA DE TABLAS</i>	11
<i>LISTA DE FIGURAS</i>	11
<i>CAPÍTULO I</i>	15
<i>GENERALIDADES</i>	15
1.1. INTRODUCCIÓN.....	15
1.2. JUSTIFICACIÓN	16
1.3. OBJETIVOS.....	17
1.4. ESTADO DEL ARTE	17
1.5. MARCO TEÓRICO	21
1.5.1. INGENIERÍA INVERSA	21
1.5.2. PRUEBA DE CARGA	23
1.5.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	25
1.5.4. MANUAL DE PUENTES DEL MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES	26
1.5.4.1. TÁNDEM DE DISEÑO	27
1.5.4.2. DISEÑO DE LA LÍNEA DE CARGA	28
1.5.4.3. APLICACIÓN DEL DISEÑO DE CARGA VIVA VEHICULARES	28
1.5.5. GUÍA PARA LA INSPECCIÓN DE PUENTES.....	29
1.5.5.1. FRECUENCIA	30
<i>CAPÍTULO II</i>	31
<i>GUÍAS DE INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS DAÑOS EXISTENTES EN PUENTES DE OTROS PAÍSES</i>	31
2.1. COLOMBIA.....	31

2.2.	ARGENTINA.....	31
2.3.	COSTA RICA.	32
2.4.	ESPAÑA.	32
2.5.	EE. UU – AASHTO	32
2.6.	CANADÁ.....	33
2.7.	RESUMEN DE OTROS PAÍSES.....	34
<i>CAPÍTULO III.....</i>		36
<i>GUIA DE INSPECCION Y EVALUACION DE PUENTES</i>		36
3.1.	ALCANCES.....	36
3.2.	MÉTODO DE EVALUACIÓN.....	37
3.2.1.	REVISIÓN DE ANTECEDENTES.....	39
3.2.2.	INSPECCIÓN VISUAL Y EVALUACIÓN DE DAÑO.....	39
3.2.2.1.	EQUIPOS Y/O HERRAMIENTAS PARA LAS INSPECCIONES.	40
3.2.2.2.	INSPECCIÓN DE LOS ELEMENTOS.....	40
3.2.2.2.1.	EVALUACIÓN DETALLADA.....	41
a.	Gabinete Antes de la Inspección	41
b.	Inspección en campo.....	41
c.	Gabinete Después de la Inspección.....	41
3.2.2.2.2.	PATOLOGÍAS EN SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES.....	42
a.	Patologías en elementos de concreto armado y pre-tensado.....	42
i.	Grietas y fisuras.....	42
ii.	Abrasión.....	47
iii.	Ataque químico.	47
iv.	Colisiones.	48
b.	Patologías en elementos de acero.	49
i.	Corrosión Severa.	49
ii.	Desprendimiento de soldaduras.....	50

iii. Perdida de pernos.....	50
iv. Pandeo Locales y generales.....	51
v. Fisuras en vigas, longitudinales y transversales.....	52
c. Patologías en apoyos.....	52
i. Envejecimiento.....	52
ii. Rotura de pernos.	53
iii. Deformaciones excesivas.	53
iv. Obstrucciones en su funcionamiento.	54
3.2.2.2.3. CLASIFICACIÓN DE DAÑO.....	54
a. Bueno.	54
b. Regular.....	54
c. Malo.	55
3.2.2.2.4. GRADO DE DAÑO.....	55
3.2.3. MODELO NUMÉRICO.....	55
3.2.3.1. MODELOS NUMÉRICOS A UTILIZAR.	56
3.2.3.2. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MATERIAL.....	56
3.2.3.3. CONDICIONES DE BORDE.	56
3.2.4. PRUEBA DE CARGA.	56
3.2.4.1. CAPACIDAD DE CARGA ANALÍTICA.	56
3.2.4.1.1. Evaluación de cargas.....	57
3.2.4.1.2. Carga muerta DC y DW.....	57
3.2.4.1.3. Máximos efectos de carga viva.....	57
3.2.4.1.4. Factor de clasificación teórico.....	57
3.2.4.2. PROTOCOLO DE PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA.....	58
3.2.4.2.1. Generalidades y descripción del puente.....	58
3.2.4.2.2. Calculo de los máximos efectos de la carga viva.	58

3.2.4.2.3.	Calculo de los máximos efectos de la carga viva (Camión de Prueba).	59
3.2.4.2.4.	Relación de los máximos efectos de la carga viva.....	59
3.2.4.2.5.	Tren de carga.....	59
3.2.4.2.5.1.	Estado de carga de la prueba.....	60
3.2.4.2.5.2.	Procedimiento de carga y descarga de los camiones de prueba.	60
3.2.4.2.6.	Deformaciones Máximas en controladas en prueba de carga.	61
3.2.4.3.	PROTOCOLO DE PRUEBA DINÁMICA.....	61
3.2.4.3.1.1.	Procedimiento de carga y descarga de los camiones de prueba.	62
3.2.4.4.	INSTRUMENTACIÓN.....	62
3.2.4.4.1.	Medición de la deformación.....	62
3.2.4.4.1.1.	Flexímetro.....	62
3.2.4.4.1.2.	Galgas	63
3.2.4.4.1.3.	Ubicación.	63
3.2.4.4.2.	Medición del desplazamiento.	64
3.2.4.4.2.1.	Ubicación.	64
3.2.4.4.3.	Medición de aceleración.....	64
3.2.4.4.3.1.	Ubicación.	64
3.2.5.	CALIBRACIÓN DEL MODELO.....	64
3.2.5.1.	Tipos de señales.....	65
3.2.5.2.	Procesamiento y análisis de señales.....	66
3.2.5.2.1.	Corrección de la línea base.....	66
3.2.5.2.2.	Filtrado de señales.....	66
3.2.5.2.3.	Identificación de Frecuencias Naturales.....	67
3.2.5.3.	Calibración del modelo analítico.....	68

3.2.6.	EVALUACIÓN Y VALIDACIÓN DE OPERATIVIDAD.....	69
CAPÍTULO IV.....		70
APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO.....		70
4.1.	DESCRIPCIÓN DE PUENTE A EVALUAR.....	70
4.1.1.	CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE.	71
4.2.	REVISIÓN DE ANTECEDENTES DEL PUENTE.	72
4.3.	INSPECCIÓN VISUAL Y EVALUACIÓN DE DAÑO.	72
4.4.	MODELO NUMÉRICO.....	74
4.4.1.	PROPIEDADES DEL MATERIAL.	75
4.4.2.	CARGAS.	76
4.4.2.1.	Cargas muertas (DC).	76
4.4.2.2.	Cargas de superficie de rodadura (DW).	76
4.4.2.3.	Carga peatonal sobre veredas (PL).	76
4.4.2.4.	Cargas vivas (LL).	77
4.4.2.5.	Carga dinámica permitida (IM).	77
4.4.2.6.	Carga de viento (WL y WS).....	78
4.5.	PRUEBA DE CARGA.	80
4.5.1.	CARACTERÍSTICAS DEL VEHÍCULO.....	81
4.5.2.	Estimación de la carga en los camiones de prueba.....	82
4.5.3.	Ejecución de la prueba de carga.....	82
4.5.3.1.	Tren de carga.....	83
4.5.3.1.1.	Estado de Carga.....	83
4.5.3.2.	Procedimiento de carga y descarga de los camiones de prueba. 85	
4.5.3.3.	Ubicación de los equipos de ilustración.....	85
4.5.4.	Resultados de la Prueba de Carga.....	86
4.6.	CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.....	94

<i>CAPÍTULO V</i>	98
<i>ANÁLISIS DE RESULTADOS</i>	98
5.1 PRUEBA DE CARGA	98
5.2 MODELO NUMÉRICO	99
<i>CAPÍTULO VI</i>	100
<i>VALIDACIÓN DE OPERATIVIDAD</i>	100
<i>CAPÍTULO VII</i>	101
<i>CONCLUSIONES</i>	101
<i>BIBLIOGRAFÍA</i>	102
<i>Anexo N° 01 INFORMACIÓN GENERAL</i>	109
<i>Anexo N° 02 SUPERESTRUCTURA</i>	110
<i>Anexo N° 03 SUB ESTRUCTURA</i>	111
<i>Anexo N° 04 FOTOS DE INSPECCIÓN RÁPIDA</i>	112
<i>Anexo N° 05 CLASIFICACIÓN Y GRADO DE DAÑO</i>	113
<i>Anexo N° 6.1 FOTOS DE INSPECCIÓN DETALLADA</i>	114
<i>Anexo N° 6.2 FOTOS DE INSPECCIÓN DETALLADA</i>	115
<i>Anexo 09: PROTOCOLO DE PRUEBA DE CARGA</i>	118
1. GENERALIDADES	120
1.1. Características del puente	120
2. ALCANCES	121
3. EQUIPOS Y/O HERRAMIENTAS	121
4. DESVIÓ O SUSPENSIÓN DE TRÁFICO	122
5. IDENTIFICACIÓN, CARGA Y PESAJE DE LOS CAMIONES	122
6. SEÑALIZACIÓN EN EL PUENTE DE LA UBICACIÓN DE LOS CAMIONES DE PRUEBA Y DE LOS PUNTOS DE MEDICIÓN	122
7. OBJETIVO	122
8. ANALISIS DE LA SUPER ESTRUCTURA	122

8.1.	Sobre Carga De Diseño HS 20-44.	123
8.2.	Sobre carga de camión de prueba.	123
8.3.	Calculo de los máximos efectos de la carga viva.....	125
8.3.1.	Para el camión de diseño HS 20-44.....	125
8.3.2.	Comprobación de resultados con Software a utilizar.	126
8.3.3.	Para el camión de prueba.....	126
8.3.4.	Relación de máximos efectos de la carga viva.....	127
8.4.	Tren de carga.....	127
8.4.1.	Estado de carga de la prueba.	127
8.4.1.1.	Combinación De Carga Para Hs 20-44	128
8.4.1.2.	Combinación De Carga Del Camión De Carga.....	129
8.5.	Análisis de los momentos en la viga critica.....	130
	En este punto se realizó el análisis de aplicación de las cargas planteadas según el tren de carga. Además, se analizó en el modelo numérico tridimensional.	130
8.5.1.	Camión Hs 20-44.	130
	Se presenta el modelo y la aplicación de la carga del camión.	130
8.5.2.	Camión de Prueba.....	131
8.5.3.	Relación de máximos efectos de la carga viva.....	132
8.5.4.	Deflexión teórica.....	132
9.	PROCEDIMIENTO DE CARGA Y DESCARGA DE LOS CAMIONES DE PRUEBA.....	133
9.1.	Ubicación de los equipos a utilizar.	134
10.	BIBLIOGRAFÍA.....	137
	<i>Anexo 10: PANEL FOTOGRÁFICO – PRUEBA DE CARGA.</i>	<i>138</i>
	<i>Anexo 11.1: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ARRIBA.</i>	<i>141</i>
	<i>Anexo 11.2: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ABAJO.</i>	<i>142</i>

Anexo 11.3: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ABRIBA.	143
Anexo 11.4: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ABAJO.	144
Anexo 11.5: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ARRIBA.	145
Anexo 11.6: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ABAJO.	146
Anexo 11.7: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ARRIBA.	147
Anexo 11.8: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ABAJO.	148
Anexo 12: REGISTRO DE PESAJE EN CAMIONES DE PRUEBA.	149
Anexo 13: MAPA EÓLICO.	152

LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 1: Equipos de Digitalización (Betancur & Botero, 2011).</i>	22
<i>Tabla 2: Características y metodologías de análisis de condición estructural en puentes (Muñoz-Barrantes et al., 2015).</i>	35
<i>Tabla 3: Factor de sistema (AASHTO, 2011)</i>	58
<i>Tabla 4: 3.8.1.1-1 Valores de las Constantes VO y ZO (AASHTO, 2017).</i>	78
<i>Tabla 5: 3.8.1.2.1-1 – Presiones básicas, PB, correspondientes a VB=160 km/h (AASHTO, 2017)</i>	79
<i>Tabla 6: Valores iniciales de las propiedades elásticas de los materiales.</i>	95
<i>Tabla 7: Valores de las propiedades elásticas de los materiales después de la calibración.</i> .	95

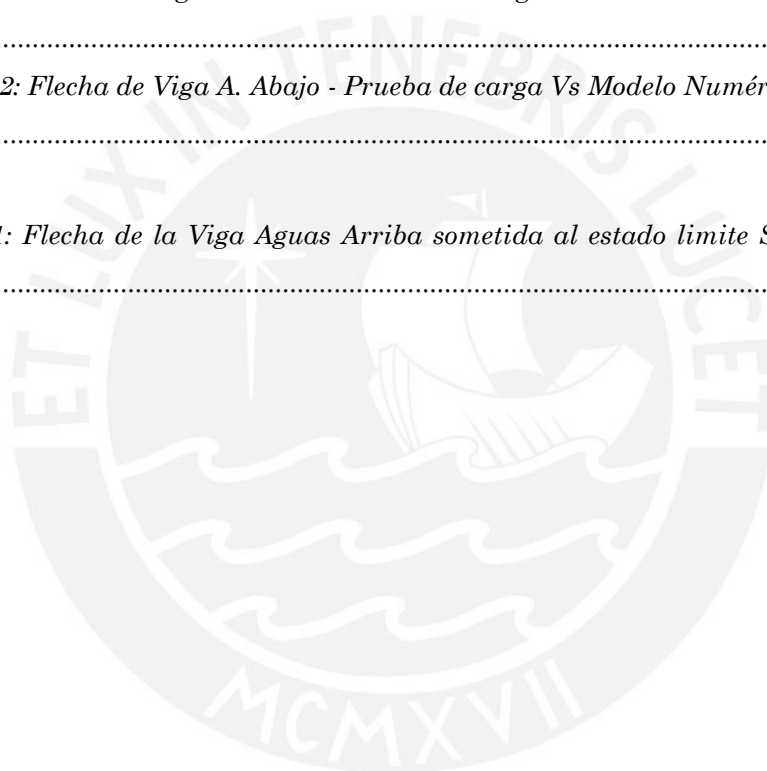
LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1. 1:Esquema del camión de diseño (AASHTO, 2017).</i>	27
<i>Figura 1. 2: Tándem de diseño (AASHTO, 2017).</i>	27
<i>Figura 1. 3: Línea de carga(AASHTO, 2017).</i>	28
<i>Figura 3. 1: Aspectos involucrados en la propuesta (Fuente: Elaboración propia).</i>	38
<i>Figura 3. 2: Fisura por cortante en vigas (Meyhuey, 2018).</i>	43
<i>Figura 3. 3: Fisuras por flexión (Cabrera, 2011).</i>	43
<i>Figura 3. 4: Grietas en el pavimento (Fuente: Elaboración propia).</i>	43
<i>Figura 3. 5: Fisura en losa en una sola dirección (Fuente: Elaboración propia).</i>	44
<i>Figura 3. 6: Fisura en losa en dos direcciones (MOPT, 2007)</i>	44
<i>Figura 3. 7: Fisuras por mala calidad del material (Exceso de agua en el costo del hormigón, n.d.)</i>	44
<i>Figura 3. 8: Fisuras por inestabilidad elástica (Fuente: Elaboración propia).</i>	45
<i>Figura 3. 9: Nidos de piedra y cavidades (Fuente: Elaboración propia).</i>	45

<i>Figura 3. 10: Fisura por retracción del concreto (Retracción: Fisuras en el concreto ARGOS 360, n.d.)</i>	46
<i>Figura 3. 11: Grietas por hielo y deshielo (Los ciclos hielo-deshielo en el hormigón MÁS QUE INGENIERÍA, n.d.)</i>	46
<i>Figura 3. 12: Fisuras por deformaciones impuestas (Fuente: Evaporación propia).</i>	46
<i>Figura 3. 13: Desgaste en el asfalto y losa por abrasión (Fuente: Elaboración propia).</i>	47
<i>Figura 3. 14: Corrosión en el acero de refuerzo de vigas (Monjo Carrió, 1994).</i>	47
<i>Figura 3. 15: Eflorescencia en la viga principal (MOPT, 2007)</i>	48
<i>Figura 3. 16: Erosión de recubrimiento por colisiones (Cada año hay unos 15 choques contra puentes en Lima y Callao – PERÚ VÍAS, n.d.)</i>	48
<i>Figura 3. 17: Corrosión del atiesador vertical en viga principal (MOPT, 2007).</i>	49
<i>Figura 3. 18: Oxidación de viga principal (MOPT, 2007).</i>	49
<i>Figura 3. 19: Corrosión en conexiones (Fuente: Elaboración propia).</i>	50
<i>Figura 3. 20. Desprendimiento de soldadura (Liu-Kuan et al., 2015)</i>	50
<i>Figura 3. 21: Perdidas de pernos (MOPT, 2007)</i>	51
<i>Figura 3. 22: Pandeo local de brida (Fuente: Elaboración propia).</i>	51
<i>Figura 3. 23: Fisura en viga principal de puente de sección compuesta (REPARACIÓN VIGA DE ACERO DAÑADA POR FATIGA PUENTE PUDAHUEL NORTE, RUTA 68 – JLS Ingeniería, n.d.)</i>	52
<i>Figura 3. 24: Fisuras en el apoyo de neopreno (Ministerio de Fomento, 2009)</i>	52
<i>Figura 3. 25: Rotura de pernos de anclajes en apoyos (MOPT, 2007)</i>	53
<i>Figura 3. 26: Desplazamiento en apoyo metálico (MOPT, 2007)</i>	53
<i>Figura 3. 27: Desplazamiento en apoyo de neopreno (Ministerio de Fomento, 2009)</i>	54
<i>Figura 3. 28: Camión de prueba (Fuente: Elaboración propia)</i>	59
<i>Figura 3. 29: Flexímetro (Sampó, 2013).</i>	63
<i>Figura 3. 30: Strain Gages (Galga extensiométrica de sección rectangular / de alta precisión / de puente completo - DRC SRL, n.d.)</i>	63
<i>Figura 3. 31: Acelerómetro (Acelerómetro sensor de movimiento o vibración - Ingeniería Mecafenix, n.d.)</i>	64
<i>Figura 3. 32: Señal típica de una galga ante excitaciones ambientales y vehiculares (Antonio & Rodríguez, 2018)</i>	65
<i>Figura 3. 33: Señal típica sin filtrar de acelerómetro ante excitaciones ambientales (Monroy Rincón & Arrubla Tovar, 2013).</i>	65
<i>Figura 3. 34: Señal sin filtrar de acelerómetro ante excitación del paso de camión (Monroy Rincón & Arrubla Tovar, 2013).</i>	66
<i>Figura 3. 35: Señal filtrada de acelerómetro antes excitación del paso de camión (Monroy Rincón & Arrubla Tovar, 2013).</i>	67
<i>Figura 3. 36: Espectro de frecuencias de Fourier (Monroy Rincón & Arrubla Tovar, 2013).</i> 68	

<i>Figura 3. 37: Espectro de potencia (Monroy Rincón & Arrubla Tovar, 2013).</i>	68
<i>Figura 4. 1: Puente Shilcayo (Fuente: Elaboración propia).</i>	70
<i>Figura 4. 2: Puente en servicio (Fuente: Elaboración propia).</i>	71
<i>Figura 4. 3: Sección Transversal de puente (Fuente: Elaboración propia).</i>	72
<i>Figura 4. 4: Corrosión en la estructura metálica del Puente Río Shilcayo.</i>	73
<i>Figura 4. 5: Inspección detallada.</i>	74
<i>Figura 4. 6: Modelo numérico – CSIBridge (Fuente: Elaboración propia).</i>	75
<i>Figura 4. 7: Carga de Barandas (Fuente: Elaboración propia).</i>	76
<i>Figura 4. 8: Carga de Asfalto (Fuente: Elaboración propia).</i>	76
<i>Figura 4. 9: Carga Peatonal (Fuente: Elaboración propia).</i>	77
<i>Figura 4. 10: Esquema de camión HS 20 - 44(AASHTO, 2002).</i>	77
<i>Figura 4. 11: Presión de viento horizontal (Fuente: Elaboración propia).</i>	80
<i>Figura 4. 12: Presión de viento vertical.</i>	80
<i>Figura 4. 13: Camión de Prueba SINOTRUCK HOWO 6x4 (Ecured, n.d.).</i>	81
<i>Figura 4. 14: Ubicación de los camiones de prueba (Fuente: Elaboración propia).</i>	82
<i>Figura 4. 15: Estado de Carga N° 01 - Aguas Arriba - Camión de Prueba (Fuente: Elaboración propia).</i>	83
<i>Figura 4. 16: Aplicación del Estado de Carga N° 01 – Aguas Arriba - Prueba de Carga (Fuente: Elaboración propia).</i>	83
<i>Figura 4. 17: Estado de Carga N° 02 - Aguas Abajo - Camión de Prueba (Fuente: Elaboración propia).</i>	84
<i>Figura 4. 18: Aplicación del Estado de Carga N° 02 – Aguas Abajo - Prueba de Carga (Fuente: Elaboración propia).</i>	84
<i>Figura 4. 19: Puntos de Medición a lo Largo del Puente.</i>	85
<i>Figura 4. 20: Ubicación de los Niveles de Ingeniero y Estación Total.</i>	85
<i>Figura 4. 21: Lectura de Viga Aguas Arriba con N.I. - Estado de Carga N° 01</i>	86
<i>Figura 4. 22: Lectura de Viga Aguas Abajo con N.I - Estado de Carga N° 01</i>	86
<i>Figura 4. 23: Lectura de Viga Aguas Arriba con N.I. - Estado de Carga N° 02</i>	87
<i>Figura 4. 24: Lectura de Viga Aguas Abajo con N.I. - Estado de Carga N° 02</i>	87
<i>Figura 4. 25: Lectura de Viga Aguas Arriba con E.T. - Estado de Carga N° 01.</i>	88
<i>Figura 4. 26: Lectura de Viga Aguas Abajo con E.T - Estado de Carga N° 01</i>	88
<i>Figura 4. 27: Lectura de Viga Aguas Arriba con E.T. - Estado de Carga N° 02</i>	89
<i>Figura 4. 28: Lectura de Viga Aguas Abajo con E.T. - Estado de Carga N° 02</i>	89
<i>Figura 4. 29: Flecha de Viga Aguas Arriba con N.I. - Estado de Carga N° 01</i>	90
<i>Figura 4. 30: Flecha de Viga Aguas Abajo con N.I - Estado de Carga N° 01</i>	90
<i>Figura 4. 31: Flecha de Viga Aguas Arriba con N.I. - Estado de Carga N° 02</i>	91
<i>Figura 4. 32: Flecha de Viga Aguas Abajo con N.I. - Estado de Carga N° 02</i>	91

<i>Figura 4. 33: Flecha de Viga Aguas Arriba con E.T. - Estado de Carga N° 01.....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 4. 34: Flecha de Viga Aguas Abajo con E.T - Estado de Carga N° 01</i>	<i>92</i>
<i>Figura 4. 35: Flecha de Viga Aguas Arriba con E.T. - Estado de Carga N° 02.....</i>	<i>93</i>
<i>Figura 4. 36: Flecha de Viga Aguas Abajo con E.T. - Estado de Carga N° 02.....</i>	<i>93</i>
<i>Figura 4. 37: Aplicación de las Cargas en Modelo Numérico - Estado de Carga N° 01</i>	<i>94</i>
<i>Figura 4. 38: Aplicación de las Cargas en Modelo Numérico - Estado de Carga N° 02</i>	<i>94</i>
<i>Figura 4. 39: Flecha de Viga A. Arriba - Prueba de carga Vs Modelo Numérico – Est. de Carga N° 01</i>	<i>95</i>
<i>Figura 4. 40: Flecha de Viga A. Abajo - Prueba de carga Vs Modelo Numérico – Est. de Carga N° 01</i>	<i>96</i>
<i>Figura 4. 41: Flecha de Viga A. Arriba - Prueba de carga Vs Modelo Numérico – Est. de Carga N° 02</i>	<i>96</i>
<i>Figura 4. 42: Flecha de Viga A. Abajo - Prueba de carga Vs Modelo Numérico – Est. de Carga N° 02</i>	<i>97</i>
<i>Figura 5. 1: Flecha de la Viga Aguas Arriba sometida al estado limite Servicio I - Modelo Calibrado.....</i>	<i>100</i>



CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

Uno de los pilares para el desarrollo de un país es la conectividad en infraestructura vial, que está conformada por carreteras, puentes y obras de arte. La construcción y mantenimiento constituye un gran desafío considerando la naturaleza del territorio peruano por lo accidentado de la geografía y las condiciones climáticas incluyen lluvias durante el fenómeno de Niño, cambios de temperatura repentinos, en las zonas alto andinas la presencia de heladas, así como deslizamientos de rocas y lodo (huaycos) y el aumento del caudal de los ríos que afectan directamente a la infraestructura vial. Además, la existencia de vías compuestas por puentes diseñados con normas o códigos que establecen cargas vehiculares estimadas en el periodo en las que fueron construidas y que en la actualidad la carga vehicular ha ido variando en el tiempo, generando incertidumbre en su operatividad, por tanto, la vigilancia de estas construcciones debe ser prioritaria como política nacional.

En particular, los puentes constituyen estructuras esenciales para construir una red de comunicaciones de transporte terrestre eficiente, sin embargo, su conservación requiere de una evaluación con procedimientos definidos para verificar su deterioro y condiciones de servicio.

Su deterioro es causado principalmente por la erosión del agua sobre las cimentaciones en los cauces (Matute & Pulido, 2012), pero también sin dejar de lado los daños como patologías por exposición ambiental, colisiones y cambio de la carga vehicular.

En la actualidad se vienen desarrollando evaluaciones de estructuras existentes mediante el uso de métodos de elementos finitos empleado modelos computarizados que facilitan el análisis estructural y estimar el comportamiento real antes, durante y después de una obra facilitando la gestión integral con carácter metodológico y sistémico de tal modo que permita optimizar los recursos (Matute & Pulido, 2012).

Por esa razón es necesario una metodología que permita evaluar daños y determinar su estado para finalmente realizar acciones de mantenimiento y reforzamiento de ser inevitable para garantizar su funcionamiento o reconstrucción.

1.2. JUSTIFICACIÓN

El ministerio de Transportes y Comunicaciones determinó que la condición de los puentes en la red vial nacional varía constantemente, además algunas estructuras presentan una antigüedad de cincuenta años o más de uso y generalmente sufren más daños por falta de mantenimiento adecuado y se originan por los efectos producidos por el paso del tiempo. Algunas de las estructuras presentan estado crítico con respecto a su estabilidad y capacidad de carga, bajo estas condiciones la seguridad del tránsito asume altos niveles de incertidumbre asociados a riesgos crecientes, como las sobrecargas, la influencia del ambiente, fenómenos naturales como terremotos e inundaciones, lo que origina su deterioro (MTC, 2006).

El Perú cuenta con 2227 puentes registrados de los cuales 553 se encuentran en concesiones y de ellos 300 son nuevos bajo el diseño de carga actual; 27 se encuentran a cargo de EMAPE y 1647 de Provías Nacional del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Los puentes no concesionados son 637 como estructuras definitivas, de los cuales 473 cuentan con más de 40 años de antigüedad, parte de estos puentes fueron construidos en el periodo entre las décadas 1970 a 1980 y operan bajo cargas de diseño menores a las actuales.

Los puentes que se encuentran ubicados en carreteras concesionadas vienen siendo inspeccionados y utilizados bajo ciertas intervenciones estructurales con el fin de preservarlos. Pero en muchos casos éstas no fueron las adecuadas, debido a un desconocimiento del comportamiento real del puente intervenido, provocando malas prácticas al momento de realizar el mantenimiento o reparación, lo cual atenta contra la integridad de la propia estructura (Talledo, 2005).

Teniendo en cuenta la implicancia de puentes en la economía nacional al conectar las regiones geográficamente, el Estado Peruano y los concesionarios están obligados a verificar las condiciones en las que se encuentran los puentes, planteándose la evaluación de daño, el método de ingeniería inversa y el uso del modelamiento numérico en conjunto con pruebas de carga para verificar su desempeño estructural en las condiciones en que se encuentra, diagnosticar fallas para posteriormente realizar acciones en su mantenimiento y posibles reforzamientos según lo requiera el puente en estudio.

1.3. OBJETIVOS

El objetivo general es desarrollar un procedimiento que permita evaluar la operatividad de un puente en condiciones de servicio, mediante técnicas de ingeniería inversa y modelamiento numérico, y para ello se establecen los siguientes objetivos específicos:

- Revisar la literatura referente a casos de aplicación de prueba de carga vehicular HL-93 y sus normas vigentes.
- Verificar las guías de inspección y evaluación de los daños existentes como también la calibración de modelos numéricos en puentes empleando resultados de ensayo de identificación modal.
- Elaborar la guía del procedimiento para su aplicación.
- Aplicación del procedimiento en un puente existente.
- Analizar el desempeño estructural en base al nivel de daño que pueda presentar el puente.
- Validar la operatividad del puente mediante la comparación de deflexiones obtenida del procedimiento de prueba de carga y modelamiento numérico.

1.4. ESTADO DEL ARTE

Para verificar el estado de los puentes existe un instrumento jurisdiccional oficial, la directiva N° 01-2006 MTC/14 *Guía para la Inspección de Puentes* (MTC, 2006); que establece los requisitos del personal, los equipos y/o herramientas, procedimientos y ejecución e informes para la inspección de puentes a nivel nacional.

Sin embargo, a pesar de lo expuesto en la guía carece de herramientas suficientes para el diagnóstico y análisis ingenieril (Talledo, 2005); porque hace una descripción genérica de los procedimientos y se hace necesario emplear otras herramientas para comprender con mayor precisión los fenómenos asociados al deterioro de estas construcciones como son los factores naturales, cambios en las condiciones del tráfico y sobrecarga vehicular (Hidalgo, 2017). En la actualidad con el desarrollo de la tecnología en software, tenemos las herramientas que nos permiten analizar tridimensionalmente empleando métodos numéricos.

Además, la evaluación *in situ* de las estructuras se efectúa mediante los análisis modales experimentales y pruebas de carga, las que establecen condiciones y

propiedades físicas iniciales de los elementos estructurales que varían desde su construcción hasta su estado actual.

Billing J. en 1984, realizó una investigación empleando el código de diseño de puentes de carreteras de Ontario (OHBDC) que contiene disposiciones sobre la carga dinámica y la vibración que son sustancialmente diferentes de otros códigos. Se llevaron a cabo pruebas dinámicas de 27 puentes de varias configuraciones, de acero, madera y construcción de hormigón. Se usaron procedimientos estandarizados de instrumentación, adquisición de datos y prueba, así como también de procesamiento de datos para todas las pruebas del puente. La recopilación de datos de los camiones que pasan y las corridas programadas por vehículos de prueba de varios pesos. Se obtuvieron amplificaciones dinámicas a partir de mediciones de desplazamiento o deformación. Las observaciones de distribución de carga dinámica y su relación con la longitud del tramo y el peso del vehículo pueden proporcionar una base para el futuro refinamiento de las disposiciones de carga dinámica.

En los Estados Unidos el diseño de puentes de concreto es realizado de acuerdo a las especificaciones publicadas por la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transportes (de las siglas en inglés, AASHTO). Estas directivas están inscritas en la AASHTO LRFD (Load and Resistance Factor Design- del inglés, Diseño por Factores de Carga y Resistencia) Bridge Design Specifications, y que provee los mínimos estándares permitidos por el Código Federal de Regulaciones de los Estados Unidos. En ese sentido la investigación realizada por Yousif e Hindi en 2007, bajo el título *AASHTO-LRFD Live Load Distribution for Beam and Slab Bridges Limitations and Applicability* (Distribución de carga viva AASHTO-LRFD para puentes de vigas y losas: limitaciones y aplicabilidad), en el que describe una comparación entre los factores de distribución en la carga viva en puentes de concreto, el empleo de losas y vigas basadas en las especificaciones del AASHTO-LRFD y el análisis de elementos finitos. En esta investigación existen varios modelos elásticos lineales de elementos finitos para obtener el método más preciso para representar la superestructura del puente. Se empleó el programa de computadora SAP 2000 para realizar esta comparación. Los resultados de este estudio se presentan en términos de cifras para que sean prácticamente útiles para los ingenieros de puentes, donde finalmente se demostró que el AASHTO-LRFD,

puede sobreestimar significativamente los factores de distribución de carga viva en comparación con el análisis de los elementos finitos.

En la investigación realizada por Brownjohn, Moyo, Omenzetter y Lu en 2003, donde la autoridad del transporte terrestre de Singapur tiene un programa continuo de mejora de puentes de carretera para restaurar y fortalecer dichas estructuras, permitiendo el aumento del tráfico vehicular y el aumento de las cargas por eje. Las evaluaciones estructurales basadas en experimentos del puente se llevaron a cabo antes y después de las obras de mejora, incluido el fortalecimiento de la infraestructura. La utilización del proceso combinado experimental y analítico en la identificación directa de las propiedades estructurales y el procedimiento se puede aplicar a otras estructuras y sus evaluaciones de capacidad.

Ruan y Ma en 2012, estudia el modelo del camión cargado HL-93 de espaciamiento variable y tipos variables de espaciamientos de camiones con el software de elementos finitos MIDAS Civil. El efecto del HL-93, que es un tipo de carga vehicular teórico propuesto por la AASHTO. El modelo de HL-93 es analizado para un puente y se compara con lo establecido por el Código de Carreteras Chino. Se observó que existen variaciones considerables entre uno y otro sistema, empleando el mismo criterio del modelo HL-93.

El deterioro de los puentes es analizado en el trabajo realizado por Faber, Val, & Stewart en 2000, y las crecientes cargas de tráfico generan preocupación sobre la fiabilidad de los puentes envejecidos. Una prueba de carga exitosa demuestra inmediatamente que la resistencia de puente es mayor que la carga de prueba. Esto reduce la incertidumbre en la resistencia del puente y por lo tanto aumenta la confiabilidad del puente. El documento considera una calibración basada en la confiabilidad de las intensidades de cargas de prueba para puentes envejecidos para verificar una clasificación de carga existente o incrementada, teniendo en cuenta el posible deterioro del puente.

Valdés & De la Colina en el 2008 presenta los resultados de pruebas experimentales realizados en dos puentes vehiculares con estructuración, geometría y materiales diferentes. El objetivo fue estudiar la amplificación dinámica de la respuesta a

flexión, destacando la frecuencia del puente y la carga viva en la amplificación dinámica de su respuesta.

E. Muñoz et al. en 2010, realizaron una investigación en Colombia de vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga en un puente atirantado aplicando modelos estructurales en elementos finitos desarrollados a partir de todos los elementos estructurales durante su construcción. Se identificó que el puente se encuentra dentro las condiciones establecidas por las normas internacionales.

Ortiz et al., 2010 realizó la evaluación de capacidad de carga del puente atirantado Antonio Dovalí Jaime, donde se emplearon para validar y calibrar un modelo de elementos finitos tridimensional. Cardoza & Villalobos (2005) realizaron la evaluación estructural de un puente viga losa empleando la prueba de carga estática. Hidalgo el 2017 realizó el estudio de capacidad de carga mediante los métodos de ASR (Allowable Stress Rating, en inglés – Método de Esfuerzos Admisibles) y LRFR (Load and Resistance Factor Rating en inglés – Método por Factores de Carga y Resistencia). Muñoz, Nuñez, Rodriguez, Otálora, & Ruiz (2013), ejecuto la evaluación por confiabilidad estructural en puentes de acero utilizando conteo de tráfico, ensayos mecánicos, prueba de carga, instrumentación, monitoreo y simulación numérica.

En la tesis de Monroy Rincón & Arrubla Tovar en el 2013, se presenta la determinación de cargas dinámicas de camiones pesados que transitan en un puente pesado, basado en algoritmos genéticos e instrumentación. Para ello, se elaboró un algoritmo genético basado en el programa MATLAB, llegando a estimar las cargas dinámicas producidas por los camiones pesados que circulan por el puente instrumentado, basados en la matriz de rigidez calibrada de la superestructura del puente y la variación de la masa. Se compararon con variables reales, encontrándose que no superan los establecidos oficialmente.

Álvarez, Castillo, & Vargas (2014), realizaron una investigación de capacidad de carga viva de superestructuras estándar de puentes convencionales en Costa Rica, utilizando metodología de evaluación LRFR (Load and Resistance Rating Factor). Lopez & Goyeneche, (2015), elaboraron la propuesta metodológica para evaluar la

capacidad de carga de tableros de puentes existentes de concreto armado basada en pruebas estáticas de carga.

Garrido Padilla (2018) en su tesis *Evaluación del estado de conservación y de la capacidad resistente del puente Pedro de Valdivia* se empleó el Manual para la Evaluación de Puentes publicado por AASHTO, en la indica el método de por Factores de Carga y Resistencia, con cargas de diseño que son el HL-93 y un camión tándem de diseño con ejes de 110 KN. Para el análisis de la infraestructura, se ha desarrollado un modelo en el software Sofistik, las cargas vivas de diseño y la resistencia nominal de cada una de las secciones y determinado el factor de capacidad. Se estableció que la capacidad resistencia del puente a cortante es suficiente para todas las secciones, a excepción de las pilas exteriores.

1.5. MARCO TEÓRICO

Para la establecer el marco teórico es necesario definir algunos conceptos que servirán de guía para el desarrollo de esta investigación, como es la ingeniería inversa, sus aplicaciones, así como el análisis estructural y los documentos para evaluación de puentes como son el Manual de Puentes propuesto por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2016), así como la guía de Inspección de Puentes (2006).

1.5.1. INGENIERÍA INVERSA

La ingeniería inversa es un proceso destinado a obtener información a partir de un producto generado por el hombre. El término deriva de la aplicación de las metodologías de ingeniería para elaborar un producto en sentido inverso a partir de algunos datos técnicos.

El desarrollo de la ingeniería inversa para construcciones contempla el uso de planos de diseño. Sin embargo, es necesario realizar la medición in situ de los elementos que conforman la estructura empleando la tecnología en modelamiento geométrico en tres dimensiones, este proceso se conoce como digitalización 3D y el procesamiento de datos corresponde a la reconstrucción. (Betancur & Botero, 2011).

En el proceso de diseño con ingeniería inversa, se refiere al conjunto de elementos conformados por el conocimiento, la aplicación tecnológica e instrumentos que complementan el diseño en ingeniería bajo el empleo de herramientas informáticas, la medición de componentes y sistemas de elaboración de última generación.

La ingeniería inversa presenta dos fases: la digitalización 3D del objeto en estudio y la recomposición de las superficies mediante la aplicación de programas como CAD/CAM/CAE que son específicamente desarrollados para esta metodología.

El proceso de digitalización en la ingeniería inversa constituye un elemento fundamental de análisis desde la reproducción del objeto generando un rápido desarrollo del producto, además de una mayor eficiencia como en la reducción de costos, en una mayor precisión de los cálculos y geometrías complejas, la reducción del tiempo de ejecución, la eliminación del ensayo y el error como factores incidentales en el proceso de construcción de un determinado producto.

La información geométrica requerida para el desarrollo de la ingeniería inversa de un objeto físico mediante equipos de medición como pueden ser equipos topográficos entre ellos tenemos estación total, nivel de ingeniero, wincha y también el uso de herramientas tecnológicas más sofisticadas tales como digitalizadores ópticos, mesas de medición de coordenadas, tomógrafos axiales computarizados, que pueden medir objetos a tres dimensiones y almacenan la información geométrica de una computadora para su posterior análisis (Betancur & Botero, 2011).

Los métodos de digitalización y adquisición de la información geométrica se describen en la Tabla 1, en los que se mencionan los equipos de digitalización incluyendo las características principales de cada uno de estos sistemas de acuerdo a su tipo.

Tabla 1: Equipos de Digitalización (Betancur & Botero, 2011).

Equipo	Principio de funcionamiento	Precisión	Velocidad	Aplicaciones
Escáner Láser 3D	Barrido láser de la pieza	Variable de acuerdo a la resolución del equipo	Media	Piezas pequeñas y medianas con formas libres
Mesa de medición de coordenadas y palpadores	Palpado mecánico de las piezas por medio de una probeta sujeta a un brazo o ejes.	Buena	Baja	Piezas con figuras geométricas de poca forma libre formas libres
Digitalizador óptico	Tomas por medio de cámaras usando fotogrametría	Buena	Alta	Piezas de cualquier tamaño, principalmente con formas libres
TAC	Tomografías axiales computarizadas Rayos X	Media	Media	Medicina.

1.5.2. PRUEBA DE CARGA

Una prueba de carga es la observación y medición de la respuesta de un puente sujeto a carga controlada y predefinida sin producir cambios en la respuesta elástica de la estructura. Las pruebas de carga pueden ser utilizadas para verificar el desempeño tanto de componentes como el sistema bajo la acción de una carga viva conocida proveyendo una alternativa de metodología para la evaluación analítica de la capacidad de carga del puente (AASHTO, 2011).

Radica en verificar el comportamiento del puente durante la acción de las cargas de servicio; es decir, demuestra que el puente se comporte de acuerdo a los cálculos, que se debieron usar en el diseño estructural del mismo, y que no presente fallas (Cardoza & Villalobos, 2005).

Es el control que se realiza sobre un puente, estructuralmente terminado, al objeto de determinar si su concepción y ejecución han sido adecuadas, sometido a la mismas acciones producidas por el tren de carga de prueba (Dirección General de Carreteras, 1988).

Las pruebas de carga se clasifican en dos tipos: pruebas de diagnóstico y pruebas de capacidad. Las pruebas de diagnóstico son realizadas para determinar la respuesta del puente ante cargas o para validar procedimientos analíticos o modelos matemáticos. Son utilizadas para mejorar el conocimiento del ingeniero acerca del comportamiento del puente y reducir incertidumbres relacionadas con las propiedades del material, condiciones de frontera, contribuciones de la sección transversal, efectividad de reparaciones, influencia de daño y deterioro, y otras variables similares. Estas pruebas incluyen la medición de los efectos de la carga en uno o varios miembros críticos del puente y la comparación de éstos efectos con los calculados utilizando un modelo analítico (Liu-Kuan et al., 2015).

Las pruebas de capacidad se utilizan para establecer la máxima carga segura sobre el puente, donde el comportamiento se encuentra en el rango lineal elástico. En este caso el puente es sujeto a cargas específicas y se realizan observaciones para determinar si el puente es capaz de soportar dichas cargas sin daño. Las cargas deben ser aplicadas en incrementos y el puente debe ser monitoreado para identificar de forma temprana cualquier indicio de agrietamiento o comportamiento en el rango no lineal.(Liu-Kuan et al., 2015).

Además Alvarado Calderón el 2005, la prueba de carga estática tienen como objeto verificar que la estructura de puente se comporta de acuerdo a las disposiciones hechas en su modelamiento y análisis estructural. Las mediciones dinámicas tienen por objeto demostrar que existen daños ocultos tales como agrietamiento, rajaduras o elementos fatigados principalmente en la estructura que modifiquen sus características dinámicas.

Las pruebas estáticas se realizan con cargas estacionarias para evitar inducir vibraciones en la estructura, a diferencia de las pruebas dinámicas donde se utilizan cargas que inducen vibraciones en el puente. Las pruebas de diagnóstico pueden ser estáticas o dinámicas. Las pruebas de capacidad son realizadas en su mayoría de forma estática (Liu-Kuan et al., 2015).

Algunas ventajas de las pruebas de carga son:

- Proveen suficiente información para establecer un nivel de carga viva seguro para puentes existentes. En los casos de puentes donde no se dispone de información del proceso constructivo.
- En algunos casos los cálculos teóricos de capacidad de carga resultan en bajas cargas vivas permisibles y las pruebas no destructivas de carga pueden proveer una carga viva máxima permisible más realista.
- Puentes que han sido rehabilitados o reforzados a través de los años no pueden ser evaluados teóricamente de forma precisa debido a la interacción de varios elementos.
- Las pruebas de carga permiten confirmar la naturaleza de la distribución de carga. Los factores de distribución utilizados en diseño o en evaluación teórica de la capacidad de carga generalmente son aproximaciones conservadoras de la distribución real.
- El análisis de miembros estructurales con deterioro es complicado, en especial en miembros con deterioro avanzado. En este caso las pruebas de carga son una valiosa herramienta para identificar el comportamiento existente.

Las pruebas de carga pueden ofrecer información del rango de esfuerzos y de los ciclos de carga actuando en el miembro (Liu-Kuan et al., 2015).

1.5.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Determinar los efectos de las acciones sobre el total o parte de la estructura para evaluar los estados límites y de servicio corresponde a las acciones del análisis estructural. Este proceso se desarrolla en las distintas fases del proyecto, a través de modelos que consideren todas las variables de mayor influencia en la construcción.

El análisis estructural nos permite obtener los resultados a nivel total o global (reacciones desplazamientos) y a nivel seccional (esfuerzos, curvaturas, elongaciones), además de determinar el comportamiento a nivel local (tensiones, deformaciones) de algunas zonas singulares dentro de las hipótesis de la resistencia de materiales, zonas locales próximas a cargas concentradas, nudos cambios bruscos de sección, etc. (Ojeda et al., 2018).

La información se incluye la identificación de las propiedades, la geometría y la caracterización de las cargas actuales de la estructura (Sánchez-Aparicio et al, 2014). Los resultados de dicho análisis resultarán en una mejor comprensión de las características estructurales, evaluar los daños presentes, establecer las condiciones para mantener una estructura segura y la capacidad de reforzarla en caso de requerirlo. (Roca et al.2010)

El análisis estructural lo comprenden dos aspectos principales, estos son los problemas lineales y los no lineales, encontrándose a su vez dos tipos, la no linealidad geométrica que surge a partir de los grandes desplazamientos y deformaciones; esto es muy particular de los puentes de luces amplias y edificios altos.

La no linealidad física que se genera a partir del efecto de los esfuerzos y deformaciones en los materiales, esto es cuando se emplean materiales inelásticos, que es propio de las construcciones. Si los esfuerzos son de menor intensidad, la relación de dependencia no lineal física que cambié por una relación no lineal.

1.5.4. MANUAL DE PUENTES DEL MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES

En concordancia lo establecido por la Resolución Ministerial N°019-2018-MTC/14, se estableció el 20 de diciembre del 2018 el Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, que, en su calidad de órgano rector a nivel nacional en materia de transporte, siendo responsable de la gestión de la infraestructura vial y verificar su cumplimiento. Este manual tiene como característica principal la adaptación del año 2017 de la octava edición de las especificaciones de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2017).

El Título I del Manual se refiere a los aspectos de ingeniería básica, que incluyen los estudios topográficos hidrológicos e hidráulicos; geológicos, geotécnicos, de peligro sísmico, impacto ambiental, tráfico, alternativas de diseño vial, alternativas de anteproyectos y factibilidad. Estas características tienen una gran implicancia dado a lo variado en accidentes geográficos y de desastres naturales que presenta nuestro país.

El título II presenta los aspectos de diseño que son en parte, una adaptación de las especificaciones de la AASHTO LRFD, que han sido empleadas por los profesionales peruanos dedicados al diseño y a la construcción de puentes, en particular se considera las sobrecargas de camiones especificada en la denominada AASHTO HL-93.

Según la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO) en 2017, un puente debe ser diseñado para resistir todas las cargas vivas posibles capaces de cruzar a través del puente desde el punto de vista legal, estos tienen diversas formas, tamaños y pesos, desde motocicletas, buses, tractores o camiones, siendo los camiones los que más afectan significativamente a la estructura de los puentes, comparándolo con otros vehículos cuyo efecto es insignificante. Por esa razón las cargas vivas empleados para el diseño de puentes son camiones.

El diseño propuesto por la AASHTO es designado como HL-93, donde HL es una abreviación de “Highway Loading” Carga de Carretera del inglés y 93 que representa el año en el que se adoptó esta terminología. Para ello se basaron el estudio desarrollado por Cohen en 1990, que consiste en tres diferentes tipos de carga que conforman el camión, el carril y el diseño en tándem.

El camión presenta las siguientes características: es de dirección longitudinal y consta de tres ejes. El primer eje tiene una carga de 8kip (35kN) y los ejes posteriores tienen cargas de 32 Kips (145 kN) cada uno. El espacio entre el primer y el segundo eje es de 14 pies (4,3m) pero el espacio entre el tercer y el segundo eje varía entre 14 a 30 pies (entre 4,3 a 9m). El espaciamiento entre los ejes es elegido de acuerdo al máximo efecto que se desea alcanzar. En el caso es el que el eje es mayor a 14 pies puede controlar un puente de un momento negativo, considerando el peor diseño de fuerza. En cuanto a la distancia entre rueda o neumático con el eje es de 6 pies, es decir 1.8m.

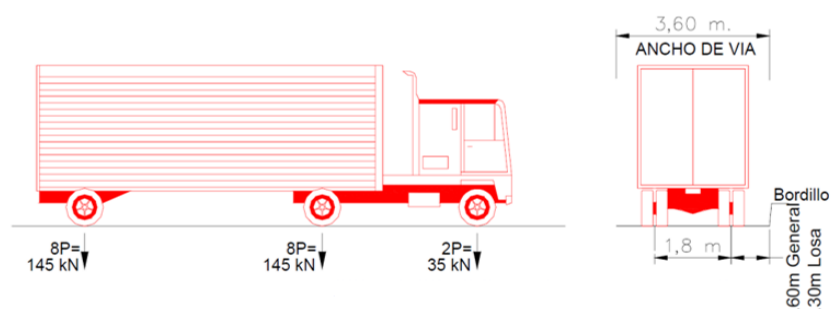


Figura 1. 1:Esquema del camión de diseño (AASHTO, 2017).

En general, el centro de las ruedas del camión debe estar al menos a 2 '(600 mm) de borde de un carril de diseño y 1' (300 mm) desde el saliente de la plataforma.

1.5.4.1. TÁNDEM DE DISEÑO

El tándem de diseño presenta dos ejes, cada uno con una carga de 25 kips (110 kN). El espacio entre el diseño tándem es de 4 pies (1.22m). El diseño en tándem se muestra en la siguiente figura.

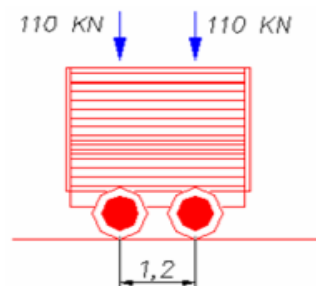


Figura 1. 2: Tándem de diseño (AASHTO, 2017).

1.5.4.2. DISEÑO DE LA LÍNEA DE CARGA

El diseño de la línea estará constituido por una carga de 9.30KN/m (970kgf/m) distribuida en forma uniforme en la dirección longitudinal.

La carga se coloca transversal de la línea de diseño será distribuida en forma equivalente sobre un ancho de 3.00m. Los efectos de fuerza de la carga de las líneas de diseño no estarán sujetas a efectos dinámicos (AASHTO, 2017).

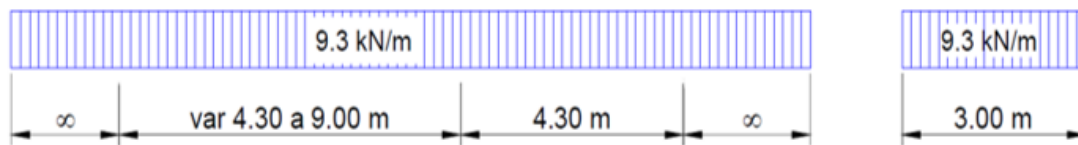


Figura 1. 3: Línea de carga(AASHTO, 2017).

1.5.4.3. APLICACIÓN DEL DISEÑO DE CARGA VIVA VEHICULARES

El modelo de camión HL-93, el diseño de carril en tándem y de las líneas de cargas constituyen en su conjunto el diseño carga viva vehicular. Las aplicaciones siguen los lineamientos de la AASHTO LRFD en dicho modo es el resultado es el máximo valor del efecto de la fuerza.

La aplicación de la carga de HL-93 es considerada para los efectos de la carga; la forma longitudinal en conjunto con la línea de carga. En otro caso se emplea el efecto del diseño en camión o tándem y la línea de carga.

Para momentos negativos entre puntos de inflexión resulta de la combinación de los efectos del tren y el carril de carga en un 90% respectivamente. El tren de cargas está formado por dos camiones de diseño distanciados por 50' (15m) entre el eje delantero de un camión y el eje posterior del otro camión.

La distancia entre los dos ejes de 32 kips tendrá que ser de 14' (4.30m) por cada camión. Los puntos de inflexión se verificarán según la separación entre camiones.

a. Posición de las Cargas de Dirección Longitudinal

En la dirección longitudinal, el puente estará cargado en forma continua o discontinua; esto resultará en el punto más crítico para el efecto en estudio, además teniendo en cuenta las siguientes condiciones:

- Tándem de diseño más carga distribuida.
- Camión de diseño más carga distribuida. La distancia entre los ejes de 32.0 kips (14,55 ton), será la que produzca el efecto más desfavorable en cada caso.

Para todos los momentos negativos, los puntos de inflexión están sometidos bajo una carga uniforme en todos los tramos; como los que incluyen únicamente los efectos a los pilares interiores. Esto se combina con el 90% de la sollicitación mecánica originado por el efecto de los camiones de diseño, los cuáles están separados como mínimo 50.0 ft (15.00 m) entre el ultimo eje del primer camión hasta el eje delantero del camión que le sigue.

Además, se considera el 90% de la sollicitación mecánica del carril de diseño (carga distribuida) y que se origina a partir de la distancia entre los ejes de 32.0 kip (14.55 ton) de cada camión, se considerará como 14.0 ft (4.27 m). Ambos camiones de diseño serán colocados en tramos próximos con la finalidad de generar los máximos esfuerzos. No se considerará la sollicitación mecánica extrema

b. Posición de las Cargas en Dirección Transversal

Para las cargas de dirección transversal, considerar el ancho cargado de 10ft. (3.00m) como también los carriles de diseño que produzcan sollicitaciones extremas. El camión y tándem de diseño se tendrá que ubicarse de forma transversal de forma que ningún centro de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del voladizo del tablero – 1 ft (0.30 m) a partir de la cara del sardinel o de la baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes – 2 ft (0.60 m) a partir del borde del carril de diseño.

Las longitudes de los carriles de diseño o parte de ellos, contribuyen a la sollicitación extrema y que están bajo consideración, se tendrá que cargar con la carga del carril de diseño.

1.5.5. GUÍA PARA LA INSPECCIÓN DE PUENTES

Según la directiva N° 01-2006-MTC/14, denominada “Guía para inspección de puentes”, aprobado por la resolución directoral N° 012-2006-MTC del 14 de marzo del año 2006, es un documento de carácter técnico. El Ministerio de Transporte y Comunicaciones conoce sobre los problemas indicados y ha considerado importante las políticas de gestión de infraestructura vial, para ello se establecen medidas necesarias para mejorar las características que influyen en los niveles de seguridad y las condiciones de servicio de la red de transporte terrestre, en forma particular los puentes vehiculares.

Para ello es prioritario desarrollar un instrumento que permita orientar la evaluación del estado real y actual de los puentes disponibles (MTC, 2006), de allí surge la necesidad de desarrollar una guía para la inspección de puentes a fin de verificar el estado de los elementos que lo conforman y que al mismo tiempo facilite la toma de decisiones dirigidos a conservar la transitabilidad de la infraestructura vial teniendo en cuenta la seguridad y la funcionalidad más eficiente.

La inspección de los puentes descrito por este documento técnico presenta dos finalidades fundamentales; en primer lugar, la seguridad vial sobre la estructura, detectando y estableciendo las medidas para mejorar las deficiencias existentes. En ellas se plantea las siguientes formas de inspección.

- Inspección inicial (de inventario).
- Inspección de rutina (periódica).
- Inspección de daños.
- Inspección especial.

1.5.5.1. FRECUENCIA

La frecuencia en la que se tienen que verificar la infraestructura de los puentes en servicio tiene que efectuarse por lo menos una vez al año por parte del personal capacitado para la detección y evaluación de daños.

Las partes sumergidas de los puentes tienen que ser revisados cada tres años por parte de personal adiestrado, en particular después del periodo de lluvias, cuando los niveles de agua posibiliten el acceso de las infraestructuras y se detecta los efectos de socavación, que se presenta como una causa principal para el desmoronamiento del puente.

La inspección visual y física, en las que se emplean otras técnicas avanzadas para el análisis de materiales tales como el acero, madera y concreto.

CAPÍTULO II

GUÍAS DE INSPECCIÓN Y EVALUACIÓN DE LOS DAÑOS EXISTENTES EN PUENTES DE OTROS PAÍSES.

2.1. COLOMBIA

Esta guía establece algunas recomendaciones para un Ingeniero Civil calificado, con el grupo de auxiliares que sean requeridos, y que lleven a cabo la inspección visual e inventario de los daños que generen los elementos e intervenidos en un puente (República de Colombia, 2006).

Cuenta con un procedimiento de elaboración de un esquema general en planta de la localización de la estructura; la toma de fotografías panorámicas, en superficie y perfil, en las cuales muestre la fecha y hora del registro; verificación mediante la inspección visual de cada uno de los elementos de la estructura; realizar un esquema general de los elementos de la estructura que permita ubicar los diferentes daños; levantamiento y cuantificación de daños existentes; registrar fotográfico de daño identificado y por último un registro de observaciones, mediciones y posibles fallas de relevancia que deban ser reportados en el informe final (República de Colombia, 2006).

2.2. ARGENTINA

Existe el Manual para la Inspección visual de Puentes y Pontones; elaborado por el Gobierno de la Provincia de Buenos Aires en el 2007; que contiene aspectos relacionados desde la definición, calificación, partes hasta acciones de conservación de los puentes, proporciona procedimientos a tener en cuenta en la evaluaciones, abarcando instrumentos necesarios a utilizar en la inspecciones como las plantillas y fichas de inspección dividida en diferentes partes que conforman el puente y su estado en el que se encuentran; el manual explica el contenido y como se debe llenar las plantillas de inspección de los elementos, calificándolos en estados como bueno, regular o malo dependiendo del tipo de falla que se encuentre. Además, sugiere intervenciones de un especialista cuando se traten de tareas de reemplazo, actualización, rehabilitación o cuando existan dudas de la inestabilidad de la estructura.

2.3. COSTA RICA.

La Guía para la Determinación de la Condición de Puentes en Costa Rica Mediante Inspección Visual; está destinado a calificar la condición de los puentes no solo desde el punto de vista estructural, esto incluye temas de gran importancia la durabilidad de los elementos, la seguridad vial, la durabilidad de los componentes de las estructuras y su vulnerabilidad ante amenazas sísmicas e hidrológicas. Todas las características que se analizan en un contexto donde existe una importancia económica y operativa del puente es también tomada en cuenta (Muñoz-Barrantes et al., 2015).

2.4. ESPAÑA.

Ministerio de Fomento desde el año 2012; viene utilizando un sistema de conservación de estructuras utilizando la guía para la realización de inspecciones principales de obras de paso en la red de carreteras del Estado. En esta guía, enmarcada en el ámbito de gestión de los puentes, se definen las tareas y conocimientos necesarios para realizar eficazmente inspecciones principales de puentes, esta guía trabaja de la mano con la guía de inspección básica de obras de paso (Ministerio de Fomento, 2009) y la guía para la realización del inventario de obras de paso (Ministerio de Fomento, 2012b).

Estas utilizan un sistema que se desarrolla a partir de: el inventario de las estructuras que conforman la red, la realización sistemática de inspecciones, las cuales tienen tres niveles de estudio como la inspección básica o rutinaria, inspecciones principales y por último inspecciones especiales. Este sistema de sección permite la estimación del estado de las obras, asignándolas un índice de condición que se obtiene a partir de la gravedad de la extensión del deterioro y de su evaluación. También establece las prioridades de reparación, ponderando a su vez los índices de condición mediante factores que tienen en cuenta la seguridad, funcionalidad, tráfico, importancia del itinerario donde está ubicada la estructura.

2.5. EE. UU – AASHTO

El manual de evaluación de puentes establece 7 tipos de inspección:

Inspección de inventario. - Se recopila datos generales sobre el puente, se toman dimensiones y se realiza un registro fotográfico de la estructura. Además, incluye una evaluación de la capacidad de carga; esta se realiza al principio de la vida útil de la estructura y después de una rehabilitación importante.

Inspección rutinaria. - Es una inspección visual, se realiza para determinar daños antes de que estos se vuelvan más graves, se realiza cada 2 años; puede ser necesario el uso de equipo especial.

Inspección profunda. - Se realiza cuando en la inspección rutinaria se han determinado daños graves que requieren mayor investigación; puede requerir equipos, pruebas y ensayos de inspección especializada.

Inspección por daño. – Es una inspección no programada, donde se evalúa el daño estructural por factores ambientales o acciones humanas, determina el nivel de daño, si son necesarios restricciones de carga o la clausura del puente y también estima el costo de reparación.

Inspección de elementos críticos. – Se centra en la inspección de elementos que puedan causar el colapso total o parcial de la estructura, como, por ejemplo: cables principales de un puente colgante o elementos en tensión de una armadura de acero, utiliza métodos de evaluación no destructivo, hace comparaciones in situ con información de inspecciones previas y se realiza con una frecuencia de 2 años.

Inspección bajo el agua. – Inspección de la parte sumergida de la subestructura del puente y el fondo del río; requiere de personal especializado de buzos, es de importancia en puentes con peligro de socavación e inundaciones y tiene una frecuencia de 5 a 6 años.

Inspección especial. – Se realiza para monitorear daños conocidos, abarcan porciones específicas y la frecuencia depende de la gravedad del daño.

2.6. CANADÁ.

El código canadiense (C S A -Canadian Standards Association-, 2017) en su sección 14; ofrece un método de evaluación, estableciendo niveles de seguridad que sean consistentes y apropiados para el puente o elementos estructurales que componen el puente que se está evaluando. Esta sección no debe ser usada para el diseño ya que solo se enfoca a la evaluación del puente.

La filosofía es determinar un nivel de seguridad adecuado para cada elemento del puente bajo evaluación, que varía con el tipo de falla del elemento; que se espera: más seguridad para un elemento que falla abruptamente y se requiere menos seguridad para un elemento que retendrá su capacidad después de la falla y puede arrojar su carga a otros miembros sin colapsar.

Los parámetros principales para establecer el nivel de seguridad requerido, definido por un índice de confiabilidad; definido por el comportamiento del elemento, sistema estructural y el grado de inspección del puente. La inspección es importante para garantizar que el puente está en la condición que el evaluador está asumiendo, y para verificar que ha llevado cargas anteriores sin esfuerzo.

2.7. RESUMEN DE OTROS PAÍSES.

Existe un gran número de sistemas de gestión de puentes como es el caso de las herramientas informáticas empleadas para el análisis y almacenamiento de datos, estos incluyen también sistemas de calificación de daños y que ayudan a tomar decisiones. Estos sistemas de gestión de puentes que se encuentran más definidos son aquellos desarrollados principalmente en los países europeos, así como también en Estados Unidos y Japón. Y uno de los principales materiales de estos sistemas es la evaluación de la condición estructural y su entorno; teniendo la inspección visual como la primera etapa para el diagnóstico de una estructura que contemple la seguridad como su servicio y posiblemente una predicción a futuro.

Además, Muñoz-Barrantes et al. en el 2015 en la Guía para determinación de la condición de Puentes en Costa Rica, presenta mediante la siguiente tabla 2; un resumen de la metodología usada en distintos países.

Tabla 2: Características y metodologías de análisis de condición estructural en puentes (Muñoz-Barrantes et al., 2015).

País	Institución	Nivel de Clasificación	Observaciones
Alemania	RIEBW - PRUF	6 niveles	Evalúa el daño estructural por componente, seguridad vial y durabilidad, mediante una ecuación que incluye factores por extensión del daño y número de ocurrencias.
Austria	Indice S	6 niveles 1-6	Incluye tipo, extensión e intensidad del daño. Destaca la importancia del componente o elemento estructural y urgencia de intervención.
Dinamarca	DAMBRO	6 niveles 0-5	Análisis por componente. La evaluación global no puede ser mayor al componente en peor estado.
Finlandia	FINNRA Indice KTI	5 niveles 0-4	Da un peso a cada componente estructural. Variables comprendidas: coeficientes de condición estructural, urgencia de reparación, clase de daño. Toma en cuenta todos los componentes para el cálculo de KTI con peso mayor del peor elemento. Utiliza un catálogo de daños para la inspección.
Francia	LCPC SETRA	6 niveles 1,2,2E,2S,3,3U	Uso de catálogo de daños y clasificación asignado a cada parte del puente (3 partes). La condición final depende del elemento crítico evaluado en cada parte.
Noruega	-	4 niveles 1-4	Catálogo de daños "Inspection Handbook for Bridges". 4 niveles aplicables para 4 condiciones: capacidad de carga (letra B), seguridad vial (T), incremento costo mantenimiento (V) y ambiente/estética (M).
Reino Unido	Indice TA valores entre	5 niveles 5-1 1 peor condicion	4 grados de daños para evaluar severidad y extensión del daño. Evalúa 33 elementos. Da recomendaciones de reparación (código por tipo, ej. P=pintura) y Priorización (H, M, L; ej. L=Low).
Suecia	-	4 niveles 0-3	Evaluación por componentes para capacidad de carga (BC), seguridad vial (S) y durabilidad (D). Se toma el valor máximo obtenido en el componente
Suiza	-	5 niveles 1-5	Nivel 6: cuando el componente no se inspeccionó. La misma escala se utiliza tanto para todo el puente como para cada elemento.
USA	NBI-FHWA	10 niveles 9-0	Escala de 9-0 para la condición general del puente, condición del tablero, de la superestructura y la subestructura. Análisis por CoRe elements que da 5 niveles de condición de los elementos (protegido, Expuesto, Atacado, Dañado y Falla). Sistema de banderas para puentes riesgosos.
USA - California	CALTRANS Health Index HI 100 a 0	5 niveles	Deterioro en términos de la pérdida económica. Evalúa valor inicial y actual del componente, número de componentes por condición estructural, costo de la falla del componente (usa análisis por CoRe element).
Japón	MLIT Indice con valor de 0 a 100	6 niveles A,B,C,E1,M	Nivel adicional S: se requiere profundizar investigación. La condición está basada en la urgencia del mantenimiento o atención inmediata del puente. La evaluación se realiza en 3 ejes: resistencia a carga, seguridad vial y resistencia a desastres.
Taiwán	Taiwan Central University	4 niveles	Da peso a los componentes y relaciona su condición con la extensión y relevancia del daño, así como con la urgencia de atención.
Colombia	Republica de Colombia		Cuantifica los daños detectados mediante la inspección visual para determinar una dictamen de estado de la estructura.
Argentina	Gobierno de la Provincia de Buenos Aires	3 estados	El manual explica el contenido y como se debe llenar las plantillas de inspección de los elementos, calificándolos en estados como bueno, regular o malo dependiendo del tipo de falla que se encuentre. Además, sugiere intervenciones de un especialista cuando se traten de tareas de reemplazo, actualización, rehabilitación o cuando existan dudas de la inestabilidad de la estructura.
Costa Rica	LANAME -UCR	6 niveles	Mediante Inspección Visual; busca calificar la condición de los puentes no solo desde el punto de vista estructural, sino incluyendo también temas de suma importancia como la seguridad vial, la durabilidad de los elementos y su vulnerabilidad ante amenazas sísmicas e hidrológicas
España	Ministerio de Fomento	5 niveles	Este sistema de sección permite la estimación del estado de las obras, asignándolas un índice de condición que se obtiene a partir de la gravedad de la extensión del deterioro y de su evaluación.
Canadá	C.S.A	3 niveles	La filosofía es determinar un nivel de seguridad adecuado para cada elemento del puente bajo evaluación, que varía con el tipo de falla del elemento; que se espera: más seguridad para un elemento que falla abruptamente y se requiere menos seguridad para un elemento que retendrá su capacidad después de la falla y puede arrojar su carga a otros miembros sin colapsar.

CAPÍTULO III

GUIA DE INSPECCION Y EVALUACION DE PUENTES

3.1. ALCANCES

Los criterios que se desarrollan en esta guía son aplicables a evaluaciones visuales y prueba de carga acorde con la realidad del Perú. Las inspecciones de condición visual siguen siendo primordiales para la evaluar el estado de deterioro actual de un puente y asignar tareas de reparación o mantenimiento. (Chan et al., 2015).

Este resultado depende de una apropiada inspección visual objetiva en donde obviar daños importantes o sobrevalorar los daños durante la inspección podría llevar a apreciaciones erróneas.

Como parte del alcance de la evaluación visual se incluye la revisión de los planos de diseño del puente para comprender su sistema estructural. Se realizan el análisis específico para estimar el estado de la seguridad estructural como la realización de una verificación de la capacidad de carga para puentes que lo requieran. No obstante, no se realizará estudios de caudal máximo de agua (capacidad hidráulica) o las capacidades portantes de los terrenos alrededores de la construcción.

La calificación del método propuesto dependerá de los deterioros observados en cada elemento del puente para diagnosticar su estado; esto se basa en la severidad, el tipo y la magnitud (amplificación) de los daños en cada componente y a su vez, los efectos negativos sobre las infraestructuras del puente.

Finalmente, un análisis del estado en la que se encuentra el puente, ofrece las medidas iniciales apreciables para realizar estudios de ciclo de vida (Muñoz-Barrantes et al., 2015). Cabe mencionar que los parámetros iniciales no son la principal propuesta del daño progresivo, se necesitan modelos de detrimentos y potencialmente causantes del mismo.

3.2. MÉTODO DE EVALUACIÓN.

La metodología que se presenta a continuación para evaluar la operatividad de puentes en uso; se clasificara de acuerdo con el Manual de Puentes (MTC, 2018) que presenten características como:

- **Según la naturaleza:** Vehicular.
- **Según el material:** Acero, concreto armado y concreto pre-tensado.
- **Según el sistema estructural principal:** Tipo viga, losa, arco y pórticos.
- **Según la forma de la geometría en planta:** Los puentes pueden ser rectos, esviajados o curvos.
- **Según el tiempo de vida previsto:** Puentes definitivos y provisionales.
- **Según la demanda de tránsito y clase de la carretera:** puentes para autopistas de primera clase y segunda de clase, carreteras de 1ra. Clase y 2da. Clases.
- **Según de acuerdo a la importancia operativa:** puentes importantes y típicos.
- **Según los fines del diseño sísmico:** puentes críticos y esenciales.
- **Según el sistema de construcción:** puentes segmentales, lanzados, sobre obra falsa y prefabricada.

El método sintetiza las consideraciones de interés en el contexto peruano según el análisis realizado de los métodos extranjeros estudiados y la experiencia para obtener un método propio, capaz de describir el estado de deterioro y determinar la operatividad ante cargas de servicio.

En la Figura 3. 1se presenta un diagrama que indica los aspectos involucrados en la metodología.

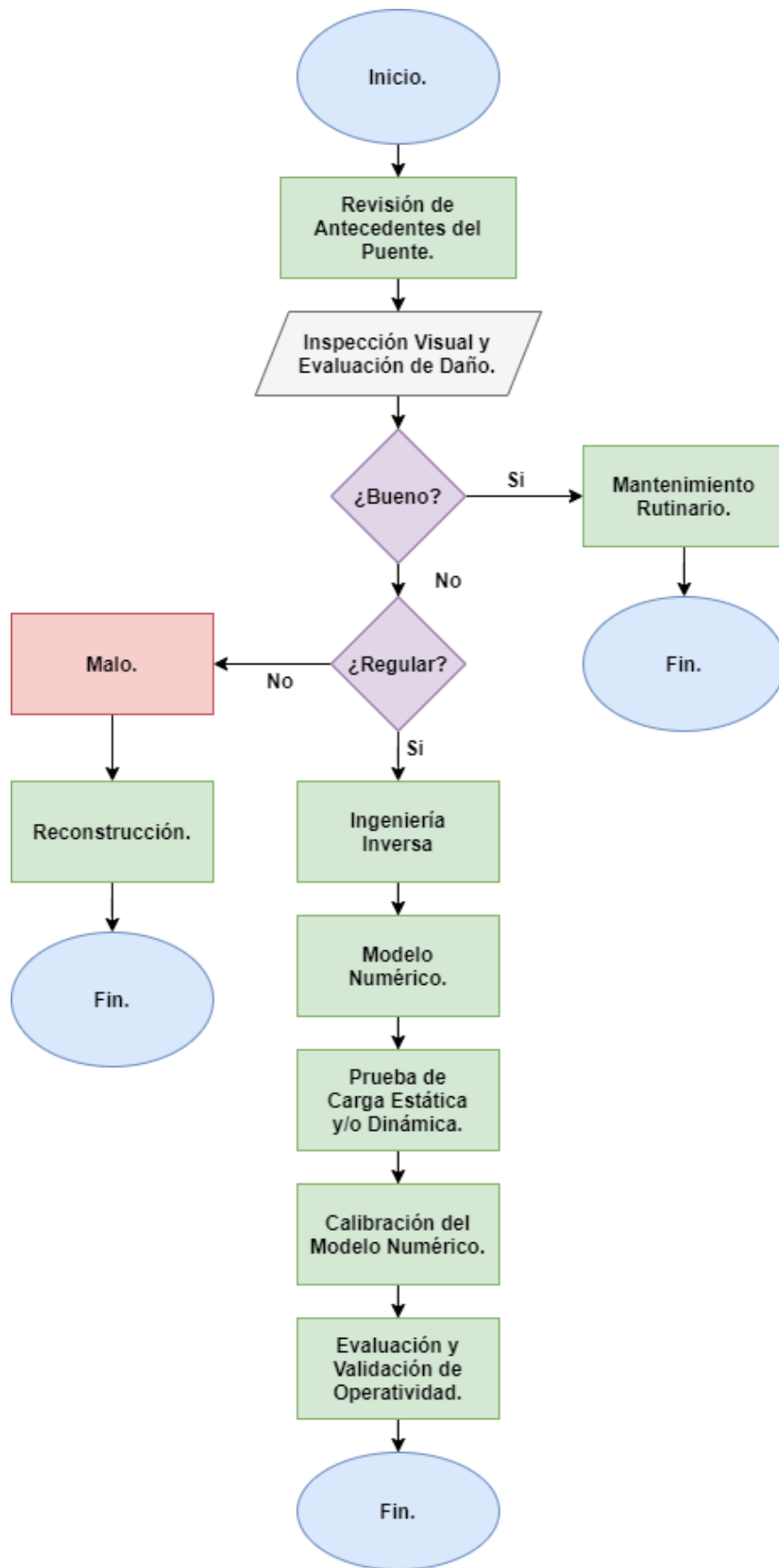


Figura 3. 1: Aspectos involucrados en la propuesta (Fuente: Elaboración propia).

Es importante mencionar que pueden existir otras variables que se podrían tomar en cuenta para la clasificación del puente y que no se incluyen en este estudio como son las prácticas de mantenimiento y reforzamiento.

Como inicio consiste en la recopilación de información, correspondiente a los antecedentes del puente en estudio, así como su historia, planos, etc. Para luego realizar una inspección visual y medición de los elementos estructurales construidos para comparar con los planos, además se realiza una evaluación de daños clasificándolos en bueno, regular y malo. Se centraliza en los puentes de clasificación regular correspondiente a una inspección detallada; estos serán estudiados con la generación de un modelo numérico, que paralelamente se ejecuta la prueba de carga estática y dinámica. Con las mediciones obtenidas en las pruebas se calibra el modelo numérico y finalmente se evalúa y se valida la operatividad de puente.

3.2.1. REVISIÓN DE ANTECEDENTES.

Este es el primer paso a realizar la inspección, es muy probable que no se encuentre mucha información; ya que este procedimiento se rige a puentes construidos en la década de los 60, 70, 80 y 90s. Y las entidades responsables de la ejecución de la construcción de estos no cuentan con la información necesaria, pero aun así es bueno contar:

- Edad aproximada del puente (año de construcción e inauguración).
- Planos.
- Cuaderno de Obra.
- Informe de inspecciones realizadas.
- Informe de estudios de tráfico.

3.2.2. INSPECCIÓN VISUAL Y EVALUACIÓN DE DAÑO.

La evaluación visual es una herramienta básica para la ejecución de esta propuesta. Su principal objetivo es clasificar y evaluar el daño que presenta la estructura con la finalidad de corregirlos para mejorar las condiciones de seguridad. Es por ello que el presente punto tiene como base el Manual para la Evaluación de la Seguridad Estructural de Puentes en el Perú elaborado por Talledo en el 2005, específicamente para una evaluación detallada; estas acciones detectan daños leves y localizados en los elementos estructurales del puente.

3.2.2.1. EQUIPOS Y/O HERRAMIENTAS PARA LAS INSPECCIONES.

Humanos:

- Un profesional y técnico previamente capacitado.
- Un Chofer- ayudante.

Herramientas para Limpieza: Cepillo de alambre, cinturón de herramientas, pala plana, chalecos reflectantes, casco, botas y gafas.

Herramientas de ayuda Visual: Binoculares, wincha de 30m, nivel de carpintero, lupas, vernier, medidor de grietas, medidor de espesor de pintura, termómetro, tiza, espejos de inspección, caja de herramientas, linternas y martillos.

Herramientas de comunicación: cámaras fotográficas, video grabadora, manual de inspección y libreta de campo.

Herramientas para el acceso: Escaleras, arneses, chalecos salvavidas, correas de seguridad y camioneta 4x4.

Equipo para verificación de los niveles: Equipos mínimos para un levantamiento topográfico detallado como estación total y nivel de ingeniero; además de ser necesario los equipos presentados en la Tabla 1.

Equipo de señalización y seguridad: Conos de plástico, triángulos y demás señales de seguridad. Además, un botiquín de primeros auxilios.

El responsable de la inspección y los integrantes del grupo, deberán evaluar las condiciones y preparar los equipos y herramientas necesarias para una buena inspección; ya que cada caso tiene condiciones diferentes de accesibilidad y topografía.

3.2.2.2. INSPECCIÓN DE LOS ELEMENTOS.

Se realizan trabajos de medición in situ de todos los elementos que conforman el puente y un estudio topográfico de detalle.

Se inspecciona estrictamente de forma visual los elementos que tengan función estructural como: vigas, losas, pilares, estribos, elementos de arriostres, montantes, bridas. En el ítem 3.2.2.2.2 se presenta una recopilación de patologías en superestructuras de puentes que orientan al evaluador. Además, se verificará los niveles del puente, la disposición del mismo con respecto a la dirección del agua y

otros componentes que se encuentren cerca de él y puedan representar un peligro a su integridad.

3.2.2.2.1. EVALUACIÓN DETALLADA.

Para la evaluación detallada es necesario pasar por tres etapas: Gabinete antes de la inspección, inspección en campo y gabinete después de la inspección.

a. Gabinete Antes de la Inspección

- Elaborar un plan de trabajo con un cronograma de actividades.
- Elaborar una lista con los materiales a ser utilizados en este tipo de evaluación.
- Elaborar un plan de seguridad, el cual incluye la señalización de trabajo y los instrumentos de seguridad personal.
- Contar con las fichas de evaluación que se presenta en los anexos N° 1 al 6.

b. Inspección en campo.

- Colocar la señalización y delimitación del área de trabajo.
- El personal utilizará los dispositivos de seguridad.
- Examinar visualmente los elementos que conforman la superestructura desde su exterior (encima del puente) e interior (debajo del puente) teniendo en cuenta las patologías que se presenta en el ítem 3.2.2.2.2 .
- Realizar un inventario de la estructura del puente de acuerdo al anexo N° 01 al 04.
- Verificar si no existen indicios de asentamientos y socavación de la cimentación.
- Examinar la configuración del puente en planta y elevación.
- Medir los elementos estructurales y no estructurales.
- Realizar un levantamiento topográfico a detalle.
- Inspeccionar los dispositivos de apoyo, detallando su estado.
- Observar si el puente presenta pandeo con respecto a su eje longitudinal.
- Tomar fotografías como sustento del trabajo realizado.
- Al concluir la inspección retirar la señalización colocada.

c. Gabinete Después de la Inspección.

- Procesar la información contenida en la ficha de inspección.
- Evaluar el daño que presenta el puente de acuerdo a los criterios que se presenta en el ítem 3.2.2.2.3.

- Los puentes que presenten clasificación de daño bueno, solo requerirán un mantenimiento rutinario, los que presentes clasificación mala se recomendará su reconstrucción y los puentes de clasificación regular, serán intervenidos con la secuencia que se presenta en la Figura 3. 1.

3.2.2.2.2. PATOLOGÍAS EN SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES.

Los puentes en su vida útil están expuesto a varios factores climáticos, movimientos sísmicos, asentamientos, cambio de cargas de servicio, etc. Son causantes de patologías que aparecen a lo largo del tiempo. Es así como Elguero en el año 2004, en su libro Patologías elementales, menciona la definición de un proceso patológico como una secuencia temporal, que tiene un origen, una evolución, y presenta síntomas, lesiones y/o fallas. La escala de importancia de las patologías puede ir, desde una alteración leve, hasta el colapso.

Las patologías estructurales que se presentan en los puentes varían en intensidad e incidencia, provocando muchas veces altos gastos de reparación (Mascia & Sartorti, 2011).

El conocer las patologías en la estructura es importante en una inspección porque con ellas se previene daños, evitar deterioro ya sea por causas naturales o acción del hombre, ganando la debida atención y por lo tanto se evalúa inmediatamente, ya que este problema mayormente compromete el funcionamiento de la estructura.

a. Patologías en elementos de concreto armado y pre-tensado.

El concreto, tiene una naturaleza inestable a través del tiempo y presenta cambios químicos y físicos en sus rasgos, debido a las propiedades de los componentes y a sus reacciones ante factores ambientales del lugar donde se encuentra desarrollando su función. Las patologías más comunes son:

i. Grietas y fisuras.

Las causas que originan grietas y fisuras en puentes son:

- **Incrementos de cargas:** esta presenta fisuras por cortante, se localizan en los extremos de las luces, se caracterizan por ser transversales a las direcciones del acero principal y como consecuencia también se presenta en las losas como se presenta en la Figura 3. 2.



Figura 3. 2: Fisura por cortante en vigas (Meyhuey, 2018).

Las fisuras producidas por flexión, se focalizan en el centro de luz, como se muestra en la Figura 3. 3.



Figura 3. 3: Fisuras por flexión (Cabrera, 2011)

El incremento de carga también hace que se presenten mayores vibraciones generando fisuras en el pavimento (Figura 3. 4). Además, los efectos de fatiga se presentan en losas tanto en fisuras de una sola dirección (Figura 3. 5) y en dos direcciones (Figura 3. 6).



Figura 3. 4: Grietas en el pavimento (Fuente: Elaboración propia).



Figura 3. 5: Fisura en losa en una sola dirección (Fuente: Elaboración propia).



Figura 3. 6: Fisura en losa en dos direcciones (MOPT, 2007)

- **Materiales de mala calidad:** es por causa de un mal control de calidad en los agregados y cemento empleados en la composición del concreto, obteniendo resistencias bajas; así por ejemplo el exceso de agua en la dosificación.



Figura 3. 7: Fisuras por mala calidad del material (Exceso de agua en el costo del hormigón, n.d.)

- **Inestabilidad elástica:** es muy importante observar este tipo de fisuras ya que se presentan en elementos estructurales importantes los cuales presentan pandeo, estos serán examinados cuidadosamente. Se recomienda no utilizar la metodología de prueba de carga cuando presentan pandeos que sea notorios a simple vista, esta prueba podría llegar a colapsar el puente. Puede ser causa de incremento de cargas y fatiga.

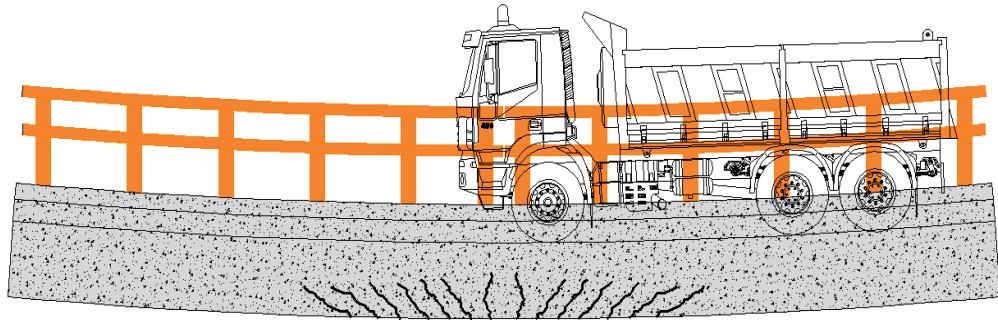


Figura 3. 8: Fisuras por inestabilidad elástica (Fuente: Elaboración propia).

- **Mala vibración y mal curado:** es fácil de clasificar ya que presenta las conocidas como nido de piedra o cavidades, estas hacen muchas veces que sea visible el acero en refuerzo.



Figura 3. 9: Nidos de piedra y cavidades (Fuente: Elaboración propia).

- **Temperatura extrema:** Este tipo de fisura por lo general se presenta en la losa, ya que estos están expuestos directamente con los cambios de temperatura, ya sea de temperaturas altas como se presentan en la selva que en el lugar pueden superar los 40°C, esto genera fisuras por retracción, conocido como piel de cocodrilo (Figura 3. 10) y temperaturas bajas en la

sierra peruana que pueden alcanzar -10°C , que generan fisuras por hielo y deshielo (Figura 3. 11).



Figura 3. 10: Fisura por retracción del concreto (Retracción: Fisuras en el concreto | ARGOS 360, n.d.)



Figura 3. 11: Grietas por hielo y deshielo (Los ciclos hielo-deshielo en el hormigón | MÁS QUE INGENIERÍA, n.d.)

- **Por deformaciones impuestas:** Son producidas cuando se aplica tensión al elemento por acciones de pre-tensado. Estas fisuras se reflejan en la etapa de la construcción.

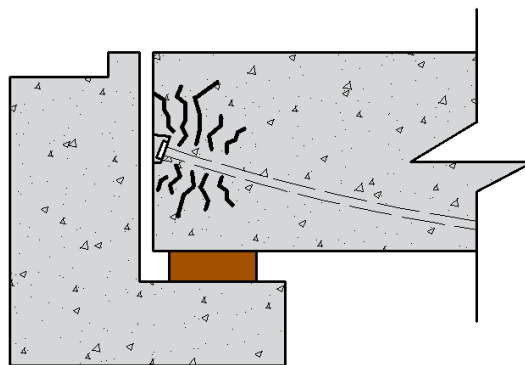


Figura 3. 12: Fisuras por deformaciones impuestas (Fuente: Evaporación propia).

ii. Abrasión.

El desgaste constante de los elementos estructurales en puentes y en mayor medida en la losa; que hace que se presenten agujeros, escamas, en el concreto es una clara evidencia del deterioro del concreto.



Figura 3. 13: Desgaste en el asfalto y losa por abrasión (Fuente: Elaboración propia).

iii. Ataque químico.

- **Corrosión del acero en el concreto:** La corrosión en armaduras es un proceso electroquímico que es originado por la oxidación del acero de refuerzo. Esta patología compromete al acero en la reducción de su diámetro y como su capacidad, sobre el concreto se genera acumulación de óxido que provoca fisuras y desprendimiento.



Figura 3. 14: Corrosión en el acero de refuerzo de vigas (Monjo Carrió, 1994).

- **Eflorescencia:** Es el proceso de cristalización en la superficie de un material de sales solubles; es originado por la existencia de sales solubles de los materiales constructivos; además de la humedad infiltrada que sale al medio de exterior por diferencia de presión en vapor. Esta patología reduce la capacidad del material y acelera su deterioro.



Figura 3. 15: Eflorescencia en la viga principal (MOPT, 2007)

iv. Colisiones.

Erosiones de recubrimiento localizadas en el concreto en lugares específicos de la estructura que reciben frecuentemente el efecto combinado del impacto y la fricción.

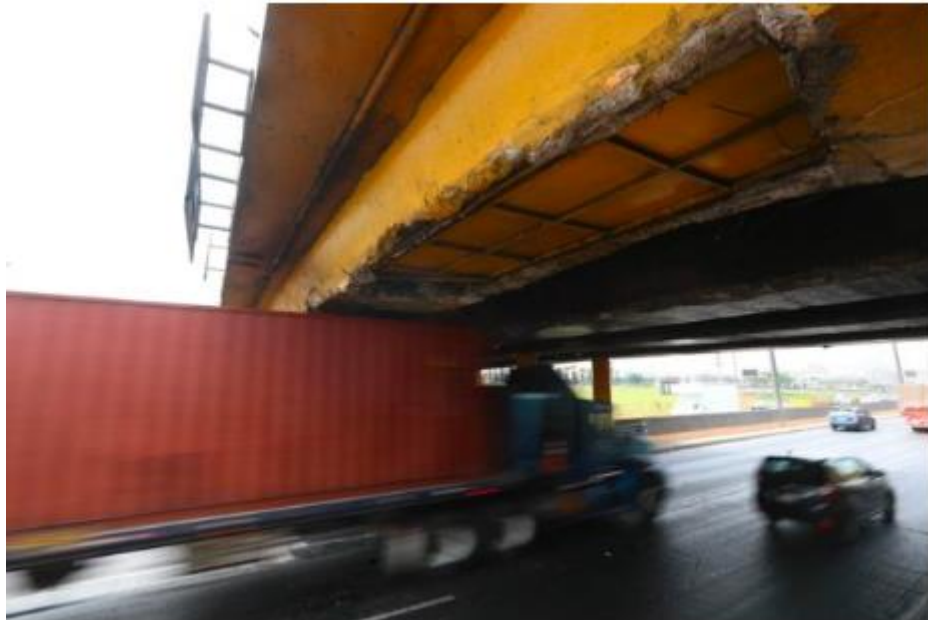


Figura 3. 16: Erosión de recubrimiento por colisiones (Cada año hay unos 15 choques contra puentes en Lima y Callao – PERÚ VÍAS, n.d.)

b. Patologías en elementos de acero.

Las patologías más comunes que se encuentran en las construcciones de acero son las siguientes:

i. Corrosión Severa.

El elemento sufre una gran pérdida de una parte o la totalidad de su sección transversal y su capacidad estructural ver Figura 3. 17, se origina por la oxidación que presenta el elemento como se muestra en la Figura 3. 18 y Figura 3. 19, es frecuente encontrar en las conexiones de los elementos estructurales como arriostres, atizadores y platinas.



Figura 3. 17: Corrosión del atiesador vertical en viga principal (MOPT, 2007).



Figura 3. 18: Oxidación de viga principal (MOPT, 2007).



Figura 3. 19. Corrosión en conexiones (Fuente: Elaboración propia).

ii. Desprendimiento de soldaduras.

Esta patología se presenta en paso del tiempo ya sea por fatiga, oxidación y por la mala costura realizada en el proceso constructivo que no fue detectado en su momento.



Figura 3. 20. Desprendimiento de soldadura (Liu-Kuan et al., 2015)

iii. Pérdida de pernos.

Los pernos y los remaches en la conexión sufren estas pérdidas debido a la fatiga que sufre el elemento en el tiempo de su vida útil



Figura 3. 21: Perdidas de pernos (MOPT, 2007)

iv. Pandeo Locales y generales.

El pandeo local se presenta en miembros sometidos a compresión axial, en los que alguno de sus elementos (ala o alma) tiene una relación entre ancho y espesor muy grande; se manifiesta como el arrugamiento de estos en un sector localizado. Este problema afecta en la redistribución de esfuerzos, comprometiendo a los demás elementos y sobre esforzándolos.



Figura 3. 22: Pandeo local de brida (Fuente: Elaboración propia).

v. Fisuras en vigas, longitudinales y transversales.

Esta fisura por lo general se presenta en las zonas donde existe concentración de tensión, como en los centros de luz y las zonas cercanas a los apoyos.



Figura 3. 23: Fisura en viga principal de puente de sección compuesta (REPARACIÓN VIGA DE ACERO DAÑADA POR FATIGA PUENTE PUDAHUEL NORTE, RUTA 68 – JLS Ingeniería, n.d.)

c. Patologías en apoyos.

Los apoyos son elementos importantes para el buen funcionamiento estructural del puente, ya que cualquier alteración que pueda sufrir, compromete a los elementos estructurales sobre esforzándolo y alcanzara llegar al colapso del puente.

i. Envejecimiento

Degradación del material que constituye el apoyo. Suele generar fisuras en aparatos de apoyo de neopreno o corrosión en aparatos de apoyo metálico.

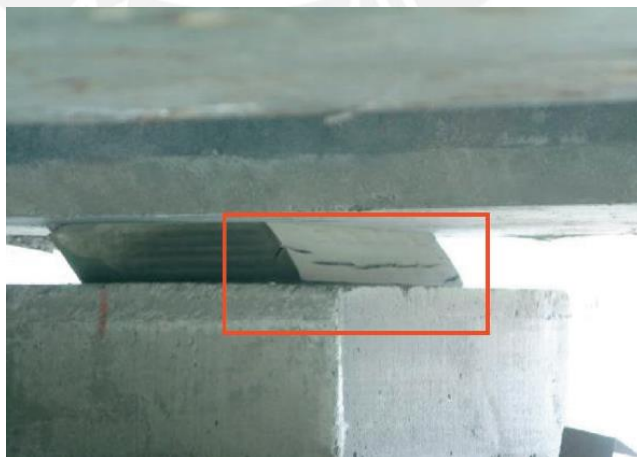


Figura 3. 24: Fisuras en el apoyo de neopreno (Ministerio de Fomento, 2009)

ii. Rotura de pernos.

El perno de anclaje es una pieza de metal comúnmente y que está fijado a un extremo enroscado ubicado con una tuerca y arandela, se emplea para asegurar en posición fija el apoyo del puente sobre la subestructura.



Figura 3. 25: Rotura de pernos de anclajes en apoyos (MOPT, 2007)

iii. Deformaciones excesivas.

Es causado por lo general por movimientos telúricos, es de suma importancia realizar una inspección adecuada, ya que si somete a una prueba de carga podría llegar al colapso.



Figura 3. 26: Desplazamiento en apoyo metálico (MOPT, 2007)

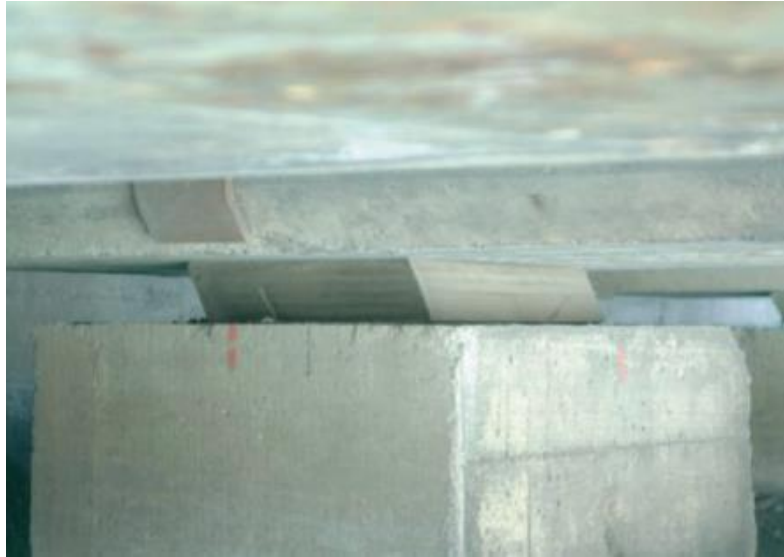


Figura 3. 27: Desplazamiento en apoyo de neopreno (Ministerio de Fomento, 2009)

iv. Obstrucciones en su funcionamiento.

El apoyo presenta imposibilidad para permitir los movimientos para los cuales había sido diseñado (apoyos móviles). La principal causa es la acumulación de materiales, malezas y basura.

3.2.2.2.3. CLASIFICACIÓN DE DAÑO.

a. Bueno.

- El sistema resiste cargas verticales, debido a que su capacidad estructural no se encuentra comprometida y no presenta inestabilidad.
- No existe peligro de falla o colapso.
- No existe evidencia de daño estructural importante en la superestructura.
- No existe evidencia de asentamientos.
- No presenta desplazamientos o deformaciones en los dispositivos de apoyo.
- No presenta degradación de sus elementos estructurales por el tiempo que tiene en servicio.
- No existe deflexiones en la superestructura, que indican deterioro en a la función estructural.
- Presenta deterioro en elementos no estructurales como capa de rodadura, sistema de drenaje, juntas de dilatación y barandas.

b. Regular.

- Presenta degradación en los elementos estructurales.
- Existe evidencia de patologías importantes en los elementos estructurales como corrosión y fisuras.

- Se Observa un ligero pandeo en la superestructura con respecto a su eje longitudinal.
- Los dispositivos de apoyo presentan desgaste.
- De acuerdo a su ubicación en las tres regiones del país (costa, sierra y selva), existe incertidumbre en los daños por antecedentes de desastres naturales (sismos, crecidas de ríos de gran consideración, heladas, huaycos, etc.), accidentes automovilísticos, atentados vandálicos, etc.
- Existe una gran incertidumbre acerca de la continuidad en la operatividad del puente.

c. Malo.

- El puente es inseguro.
- Presenta gran cantidad de degradación en los elementos estructurales.
- Existe presencia asentamiento en los estribos o pilares, que resulta intransitable.
- La superestructura del puente muestra deflexiones que son permisibles a la vista.

3.2.2.2.4. GRADO DE DAÑO.

En este punto se realizará una evaluación del grado de daño de cada elemento del puente y socavación de la subestructura del 1 al 5 como se especifica a continuación.

Grado N° 1: No presenta daño visible – Sin Socavación.

Grado N° 2: En pocos lugares – Tendencia a socavarse.

Grado N° 3: En muchos lugares – Socavación no peligrosa.

Grado N° 4: En menos de la mitad – Sin peligrosa.

Grado N° 5: En la mayoría de las partes – Condición de Emergencia.

3.2.3. MODELO NUMÉRICO.

Una vez realizada la inspección in situ, evaluación de daño y la comparación de planos con lo construido se procede a elaborar el modelo numérico, que ayudara a evaluar y analizar la estructura de manera detallada.

Se puede definir al modelo numérico, como una herramienta diseñada para representar una versión simplificada de la realidad y estos compuestos por: Modelo

matemático simplificado, condiciones de borde, esquema de discretizaciones como el método de elementos finitos y malla o grilla de discretizaciones.

Los modelos numéricos deberán considerar las cargas, la geometría y el comportamiento estructural del material.

3.2.3.1. MODELOS NUMÉRICOS A UTILIZAR.

- **Modelo simplificado:** este modelo es utilizado de manera práctica para estimar la carga que se considerara en la prueba de carga, para posteriormente ser comparado con el modelo numérico basado en elementos finitos.
- **Modelos de Elementos finitos:** Este modelo es realizado con herramientas computacionales y acompaña en el proceso de evaluación antes, durante y después de la aplicación de la prueba de carga. Antes como estimación de la carga y combinaciones de carga que se aplica en la prueba de carga; durante, con la calibración de modelo basándose en los resultados que se presentan en la prueba de carga y después en el análisis del comportamiento estructural.

3.2.3.2. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL MATERIAL.

Antes y durante la aplicación de la prueba de carga, se considerará un comportamiento elástico, donde las características y propiedades estarán dadas de acuerdo a cada tipo de material, cambios en los valores debido a la antigüedad del concreto y efectos ambientales.

3.2.3.3. CONDICIONES DE BORDE.

Las condiciones de borde representaran las características reales de los apoyos y de la continuidad. De presentar patologías estas no serán consideradas, ya que estos pueden ser corregidos en el mantenimiento.

3.2.4. PRUEBA DE CARGA.

Propuesta planteada en este ítem tiene como base de la Recomendaciones para Pruebas de Carga del Ministerio de Fomento en 1999, de España, The Manual For Bridge Evaluation de la AASHTO del 2011 y aportes de los autores, de acuerdo a la experiencia.

3.2.4.1. CAPACIDAD DE CARGA ANALÍTICA.

Se hace una descripción de cada una de las etapas para verificar la capacidad de carga analítica.

3.2.4.1.1. Evaluación de cargas.

Se evaluará todas las cargas que influyen en el comportamiento de la estructura.

3.2.4.1.2. Carga muerta DC y DW.

En esta evaluación, se considera todas las cargas permanentes que se presentan en la superestructura, como son los pesos de los elementos estructurales (vigas, losas, diafragma, etc.) y elementos no estructurales (barandas, capa de rodadura, barreras, etc.).

3.2.4.1.3. Máximos efectos de carga viva.

Para evaluar los máximos efectos que produce la carga viva HL-93 (ítem 1.5.4) u otra carga con la que fue diseñado el puente a evaluar, se realizara con el análisis de un modelo numérico simplificado y el uso de líneas influencia y también con el modelo numérico con el método de elementos finitos.

3.2.4.1.4. Factor de clasificación teórico.

Este factor fue tomado de la AASHTO LRF Bridge Design Specifications, la estructura será clasificada con el resultado de la Ecuación 1, esto es un valor se establecerá como si el puente cuenta con la capacidad de carga analítica para soportar las cargas de diseño (RF mayor o igual a 1.0). Si el valor es menor a 1.0, el puente no tendrá la capacidad adecuada para resistir las cargas de diseño.

$$RF = \frac{(\phi_c)(\phi_s)(\phi)R_n - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW)}{(\gamma_{LL})(LL+IM)} \dots\dots\dots \text{Ecuación 1}$$

Donde:

ϕ_c = Factor de condición tiene el valor de 0.95 por tener clasificación de daño regular en la inspección visual.

ϕ_s = Factor de sistema (Ver Tabla 3)

ϕ = Factor de resistencia LRFD, este valor tendrá un valor de 0.90.

R_n = Resistencia nominal al corte o momento, 0.90.

γ_{DC} = Factor de mayoración DC.

γ_{DW} = Factor de mayoración DW.

γ_{LL} = Factor de mayoración de carga viva.

Nota: los factores de mayoración tendrán un valor de 1.00 ya que la evaluación es por servicio.

- i. **ϕ_s = Factor de sistema:** Este no considera la respuesta de un solo elemento, sino del conjunto de todos ellos, por lo que el factor evalúa la redundancia que

presente el sistema. Este se clasifica según la eficacia de la estructura, para transmitir las cargas a todos los elementos estructurales.

Tabla 3: Factor de sistema (AASHTO, 2011)

Tipo de Superestructura	ϕ_s
Miembros soldados en dos vigas, puentes en arco.	0.85
Miembros remachados en dos vigas, puentes en arco.	0.90
Puente de tres vigas con un espaciamiento entre ellas menor de 1.82 metros	0.85
Puente de cuatro vigas con un espaciamiento entre ellas menor de 1.22 metros	0.95
Puentes de viga y losa	1.00
Puentes con vigas transversales cuyo espaciamiento sea mayor a 3.66m y cuyas vigas longitudinales no sean continuas	0.85
Sistemas que tengan redundancia entre las vigas longitudinales y transversales.	1.00

3.2.4.2. PROTOCOLO DE PRUEBA DE CARGA ESTÁTICA

El protocolo se refiere a los aspectos principales necesarios para el desarrollo de la prueba de carga. Se indica los pasos y criterios que se deben tomar en cuenta para la puesta en marcha de la prueba y la aceptación o no de la misma.

3.2.4.2.1. Generalidades y descripción del puente.

Las generalidades registrarán los datos históricos y las condiciones de la estructura, los cuales permitan efectuar la evaluación de capacidad entre ellas tenemos (E. E. Muñoz, 2011).

- Datos de la geometría en general.
- Condiciones de la estructura.
- Información de estudio de tráfico.
- Propiedades de los materiales.
- Memoria de los datos obtenidos en el ítem 3.2.1.
- Memoria de las condiciones de los elementos estructurales evaluados en el ítem 3.2.2.2.

3.2.4.2.2. Calculo de los máximos efectos de la carga viva.

Se realizará el cálculo de los máximos efectos de la carga viva con la que fue diseñado el puente, con los parámetros expresados en el ítem 3.2.4.1.3.

3.2.4.2.3. Calculo de los máximos efectos de la carga viva (Camión de Prueba).

Se maneja el mismo procedimiento de análisis realizado en el ítem anterior, pero usando el camión de prueba como por ejemplo el que se presenta en la Figura 3. 28.

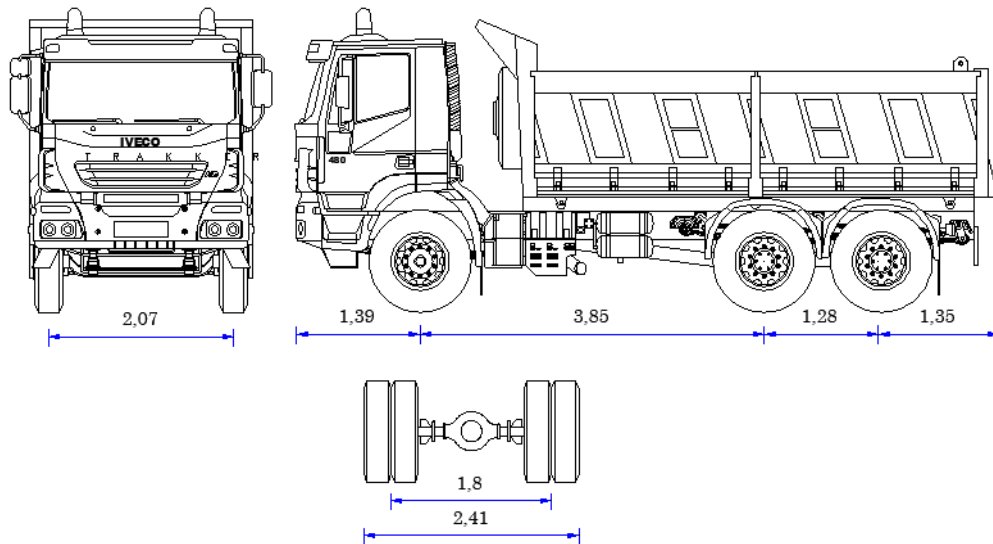


Figura 3. 28: Camión de prueba (Fuente: Elaboración propia).

Se deberá medir y pesar el camión de prueba el que será empleado. El camión o camiones que logre generar efectos más aproximados al camión HL-93 o camión con la que fue diseñado, tendrán que ser usados en la prueba de carga.

3.2.4.2.4. Relación de los máximos efectos de la carga viva.

La relación de los máximos efectos de la carga viva se calculará:

$$F_{\text{prueba}} = \frac{M_{\text{max}}(LL+IM)_{Pc}}{M_{\text{max}}(LL+IM)_{\text{Diseño}}} \dots\dots\dots \text{Ecuación 2}$$

Donde:

$M_{\text{max}}(LL + IM)_{Pc}$ = Momento máximo camión de prueba.

$M_{\text{max}}(LL + IM)_{\text{diseño}}$ = Momento máximo del camión de diseño.

El valor de la relación de máximos efectos de la carga viga, no será mayor de 0.80 ni menor que 0.75, para salvaguardar la integridad del puente en evaluación y garantizar que la estructura se mantenga en el régimen elástico.

3.2.4.2.5. Tren de carga.

Una vez calculado el tipo de camión de prueba por carril, el tren de carga se basará en diferentes estados o combinaciones de carga mediante un número determinado de

camiones de prueba. Estas combinaciones se utilizarán en el modelo estructural, el cual permitirá hallar las deformaciones y momentos esperados.

3.2.4.2.5.1. Estado de carga de la prueba.

Acorde con la recomendaciones de Astudillo et al. en el 2015, hay que considerar las medidas de preocupación. Una de ellas es la aplicación de una carga en forma progresiva en diversas etapas, mediante la medición sincrónica de la respuesta de la estructura en zonas específicas de mayor efecto o punto crítico, se pueda tener conocimiento sobre el desempeño del puente y saber si es el correcto y este, por tanto, dentro de la condición adecuada de seguridad.

Determinar el número de etapas de carga necesarias para evaluar la estructura de la manera más eficiente y mostrar en el protocolo, el lugar para los camiones usados en la prueba.

La ubicación de las ruedas del camión de prueba, en sección transversal con respecto a las vigas exteriores y la veredera, deberán ser ubicadas a 0.60m del borde de la vereda y una separación de 1.20 m con respecto a otro camión, en ambas márgenes (agua arriba y aguas abajo), en todas las combinaciones de carga.

3.2.4.2.5.2. Procedimiento de carga y descarga de los camiones de prueba.

Los camiones de carga deberán moverse con una velocidad no mayor de 10 Km/h al ingreso y salida del puente, para evitar efectos dinámicos sobre la estructura, estos se ubicarán de acuerdo a los estados de cargas evaluados con las indicaciones del ítem 3.2.4.2.5.1.

Cada camión de prueba, deberá cumplir con las cargas que fueron determinadas y analizadas en los ítems 3.2.4.2.3, 3.2.4.2.4 y 3.2.4.2.5; para garantizar la carga los camiones de prueba, serán pesados antes de iniciar la prueba.

Se dejará cada estado de carga durante 1 hora por lo menos. Se tomarán lecturas de desplazamiento vertical en 10 puntos como mínimo a lo largo de la luz del puente, con más atención en el centro de la luz; antes y después de colocar los incrementos de carga.

Después de colocar un estado de carga, se tomarán lecturas de las deflexiones cada 20 minutos, conjuntamente a las lecturas de temperatura para el periodo de la

prueba. Además, se tomarán lecturas cada 30 minutos durante 2 horas, después de descargar completamente el puente.

Como primera lectura, se tomarán con el puente descargado. Es recomendable realizar dos lecturas para reducir o eliminar posibles errores; además verificar la adecuación y buen funcionamiento de la instrumentación. La entrada de cualquier vehículo sobre la superestructura se podrá realizar únicamente cuando el camión que lo precede se haya situado en la ubicación prevista y haya apagado el motor. Se debe descargar la superestructura antes de que se dé por iniciada cada fase de carga, es decir cuando las mediciones de las diferentes etapas se hayan culminado (Ministerio de Fomento, 1999).

3.2.4.2.6. Deformaciones Máximas en controladas en prueba de carga.

Con el uso del modelo numérico por elementos finitos elaborado con herramientas computacionales como: CSIBridge, Sap2000, ANSYS, ABAQUS u otras aplicaciones, realizará el cálculo de la deformación máxima que genera el camión de diseño que establece la norma con la que fue diseñado el puente en estudio.

Considerar en el análisis como una estructura nueva, y con las propiedades de los materiales con la que fue construido sin ninguna alteración por la degradación que haya sufrido en su vida útil.

El valor obtenido por el análisis tiene que ser controlado en campo con el 80% del valor máximo; si en el proceso de prueba de carga, el valor de la deformación supera al 80% de la deformación máxima; se suspende la prueba de carga.

3.2.4.3. PROTOCOLO DE PRUEBA DINÁMICA.

El objetivo primordial es evaluar el fenómeno de fallas ante cargas repetidas y las razones que justifican es enriquecer el conocimiento del comportamiento dinámico; para verificar las opciones de modelado; para evaluar la integridad estructural, o para evaluar la condición estructural (Ortiz et al., 2010).

Al igual de que protocolo de la prueba estática, presentará aspectos principales, como se especifica en el ítem 3.2.4.2.1.

La ejecución de la prueba de carga dinámica será realizada, bajo el criterio del ingeniero responsable de la evaluación; tendrá que tener cuenta la tipología,

ubicación y la evaluación de daño de la estructura en estudio; ya que dicha prueba tiene un alto costo económico.

3.2.4.3.1.1. Procedimiento de carga y descarga de los camiones de prueba.

Se ubicarán de acuerdo a los estados de cargas evaluados con las indicaciones del ítem 3.2.4.2.5.1.

Cada camión de prueba, cumplirá con las cargas que fueron determinadas y analizadas en los ítems 3.2.4.2.3, 3.2.4.2.4 y 3.2.4.2.5; para garantizar la carga los camiones de prueba, se pesarán antes de iniciar la prueba.

Los camiones de carga deberán moverse con una velocidad constante de 30 Km/h, al ingreso y salida del puente. Se tomarán lecturas de aceleraciones en tres puntos como mínimo a lo largo de la luz del puente (ingreso, centro y salida). Además, si la prueba de carga estática es suspendida de acuerdo con las condiciones establecidas en el ítem 3.2.4.2.6, por la tanto el procedimiento no se ejecutara.

Las lecturas de las aceleraciones se harán con la finalidad de calibrar el modelo numérico construido.

3.2.4.4. INSTRUMENTACIÓN.

Durante la prueba de carga existen diferentes magnitudes físicas dadas y es necesario medirlas como: deformaciones, desplazamientos, aceleraciones, etc. En el presente documentos se menciona algunos instrumentos usualmente utilizados en la práctica.

3.2.4.4.1. Medición de la deformación.

Utilizar instrumental de medición que tenga una apreciación directa compatible con el orden de magnitud de las deflexiones esperadas.

La deformación muestra la tensión que existe en un elemento de la estructura, estimar su magnitud está dada por varios instrumentos, entre los cuales son: flexómetro y galgas (Strain Gages).

3.2.4.4.1.1. Flexímetro.

Su funcionamiento se basa en el desplazamiento de un vástago con una punta de contacto esférica, cuando el aparato esta fijo en un soporte. La sensibilidad de este instrumento hace que deban extremarse las precauciones a la hora de su colocación

en los puntos a evaluar. Los cuales tienen una lectura directa la décima de milímetro (0,1 mm) (Sampó, 2013).



Figura 3. 29: Flexímetro (Sampó, 2013).

3.2.4.4.1.2. Galgas

Conocido con la denominación de galgas extensométricas (Strain Gages) a toda una serie de unidades electrónicas del tipo sensores de deformación fundados en la diferenciación de la resistencia eléctrica de un hilo guía al estar sometido a una deformación (Lopez & Goyeneche, 2015).



Figura 3. 30: Strain Gages (Galga extensiométrica de sección rectangular / de alta precisión / de puente completo - DRC SRL, n.d.)

3.2.4.4.1.3. Ubicación.

Los valores de deformación se medirán en los centros de luz de las vigas extremas de cada tramo que pueda presentar el puente; además si se tiene en cuenta las características de los apoyos, al ser estos un material relativamente más deformable que el resto de la superestructura, es necesario colocar también en estos puntos, para

obtener así, mediante la diferencia de los valores medido al centro y a los extremos, la deformación neta de la estructura.

3.2.4.4.2. Medición del desplazamiento.

Para esta magnitud se utilizará instrumentos topográficos, por la facilidad de transporte, ya que estos están fabricados para resistir inclemencias del tiempo, los instrumentos necesarios serán: estación total, teodolito y niveles, estos permiten conocer los desplazamientos dados por una estructura entre dos estados de carga.

3.2.4.4.2.1. Ubicación.

Estos serán ubicados donde la visión del operario no sea interrumpida, ya que hará lecturas a lo largo de los tramos del puente 10 como mínimo, como se indica en ítem 3.2.4.2.5.2.

3.2.4.4.3. Medición de aceleración.

Para medir la aceleración se utiliza los acelerómetros; estos funcionan de tal manera que miden de forma indirecta la aceleración, tomando medidas producidas por las fuerzas de inercia que se evidencian en pequeña masa presente en el instrumento (Lopez & Goyeneche, 2015).



Figura 3. 31: Acelerómetro (Acelerómetro sensor de movimiento o vibración - Ingeniería Mecafenix, n.d.)

3.2.4.4.3.1. Ubicación.

Estos se ubicarán en tres puntos (entrada, centro de luz y salida de los camiones de carga) de cada tramo y ambas márgenes (aguas arriba y aguas abajo), en total se necesitan 6, con resolución de 24 bits, sensibilidad de 10 V/g, banda de frecuencia de 0a 200 Hz, como indica el ítem 3.2.4.3.1.1

3.2.5. CALIBRACIÓN DEL MODELO.

Con la construcción del modelo numérico en elementos finitos, deberá ser ajustado en geometría y propiedades de los elementos estructurales inspeccionados.

Con este modelo preliminar se establece un rango de búsqueda de las posibles frecuencias naturales. La importancia de este rango es la necesidad de establecer un filtro para eliminar la frecuencia bajas y altas debido al ruido (Antonio & Rodríguez, 2018).

3.2.5.1. Tipos de señales.

Existen dos tipos de señales, que corresponden a la prueba de carga dinámica y de excitaciones del paso de camión o excitaciones ambientales, que son registradas en galgas (deformaciones) y acelerómetros (aceleración).

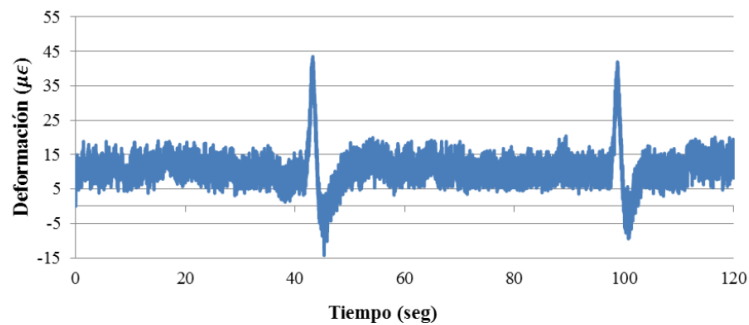


Figura 3. 32: Señal típica de una galga ante excitaciones ambientales y vehiculares (Antonio & Rodríguez, 2018)

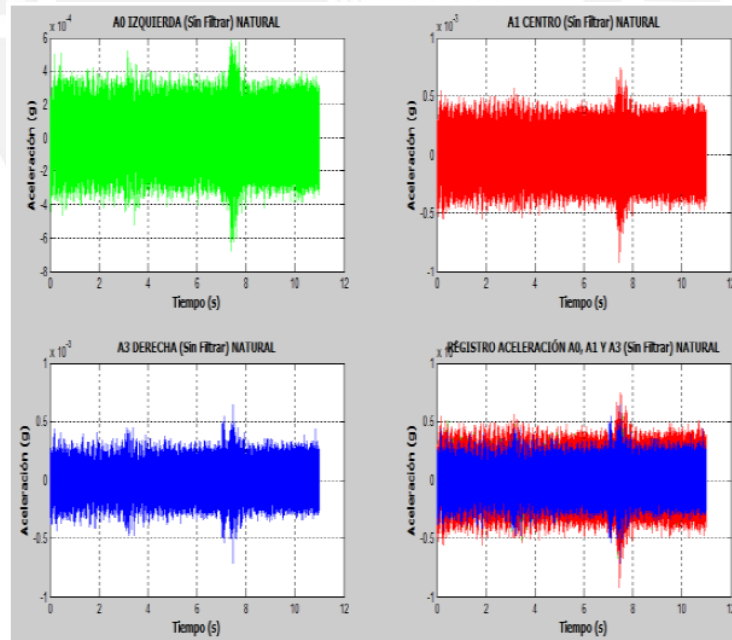


Figura 3. 33: Señal típica sin filtrar de acelerómetro ante excitaciones ambientales (Monroy Rincón & Arrubla Tovar, 2013).

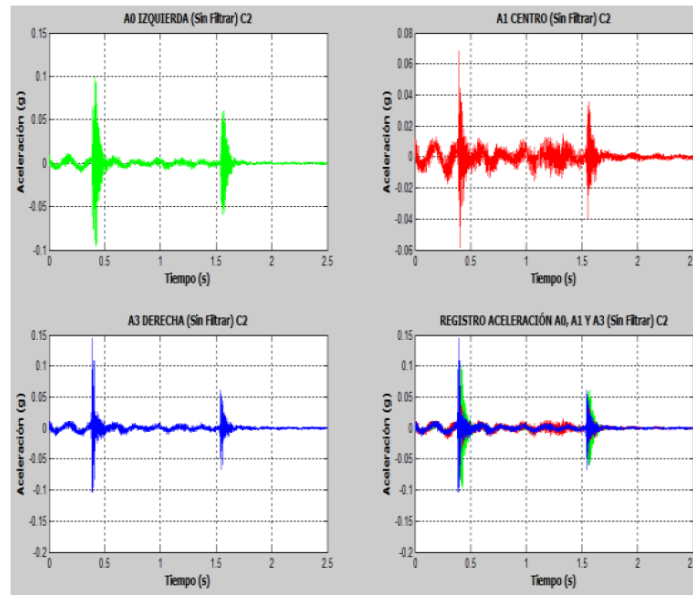


Figura 3. 34: Señal sin filtrar de acelerómetro ante excitación del paso de camión (Monroy Rincón & Arrubla Tovar, 2013).

3.2.5.2. Procesamiento y análisis de señales.

Con los registros de aceleración se realiza un proceso de corrección de línea base, filtrado y generación de espectros de potencia, normalizados y en el dominio de frecuencia.

3.2.5.2.1. Corrección de la línea base.

Conciste en realizar un ajuste por mínimos cuadrados y conseguir la curva del polinomio que mejor se acomode a las pares de valores de aceleración y tiempo; y de sustraer de los valores de aceleración real los valores de sus respectivos equivalentes adquiridos con la ecuación de regresión derivada (Viviescas Jaimes et al., 2017).

3.2.5.2.2. Filtrado de señales.

Consiste en la aplicación de filtros para la eliminación de ruido y demás factores que intervienen en la señal original; donde se establece un rango de frecuencias. De acuerdo con Valdés & De la Colina en el 2008, precisa que la mayoría de los puentes convencionales, tienen frecuencias menores a 20 Hz para los diez primeros modos de vibrar, sustentando con los estudios realizados por (Billing, 1984; Cantieni, 1983; Paultre et al., 1995).

Existen varios tipos de filtro: Pasa alta, pasa baja y pasa banda.

La más aplicada es el filtrado por pasa baja. Esta fue utilizada y probada con existo en distintos estudios (Billing, 1984; Laman et al., 1999; Paultre et al., 1995; Valdés & De la Colina, 2008), y además es el que permite obtener mejores resultados

(Laman et al., 1999). También estos filtros pueden ser utilizados con características de Bessel y Butterworth; ya que estos optimizan la respuesta frente a la prueba dinámica (Sánchez García, 2011). Sin embargo, esta no debería ser una constante; el evaluador podrá utilizar otros filtros que mejor le sea conveniente.

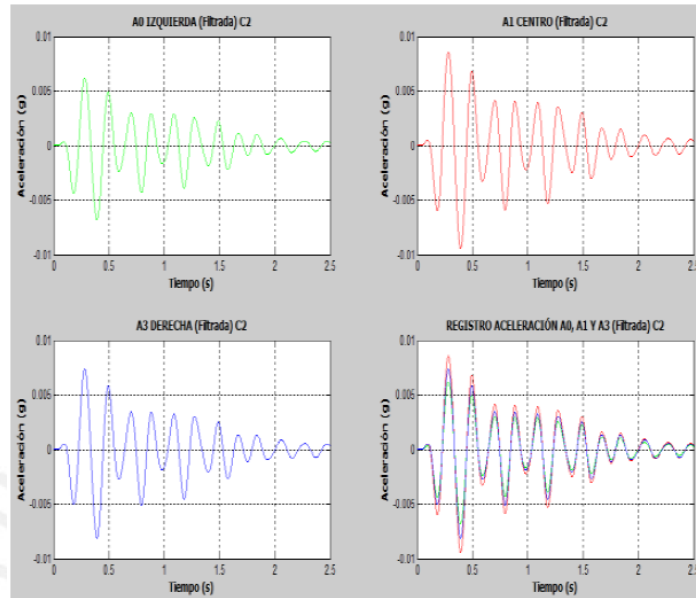


Figura 3. 35: Señal filtrada de acelerómetro antes excitación del paso de camión(Monroy Rincón & Arrubla Tovar, 2013).

3.2.5.2.3. Identificación de Frecuencias Naturales.

Como parte del proceso de cálculo de frecuencias , es importante el uso del espectro Fourier y el espectro de potencia, que se obtiene al transformar la señal dinámica de dominio de tiempo al dominio de frecuencia la transformada rápida de Fourier (Davis et al., 1996).

Estas frecuencias se identifican mediante los picos más sobresalientes de estos espectros. Es importante mencionar, que no todos los picos corresponden a las frecuencias de la estructura, ya que algunos son del ruido y de la misma excitación de la prueba de carga. En muchos casos es indispensable recurrir a la función de coherencia entre dos señales, estas confirman si la frecuencia identificada en los espectros de cada señal son frecuencias de la estructura; una coherencia con un valor cercano a cero indica que la frecuencia tiene presencia de ruido importante y esta no se toma como frecuencia de la estructura (López et al., 2016).

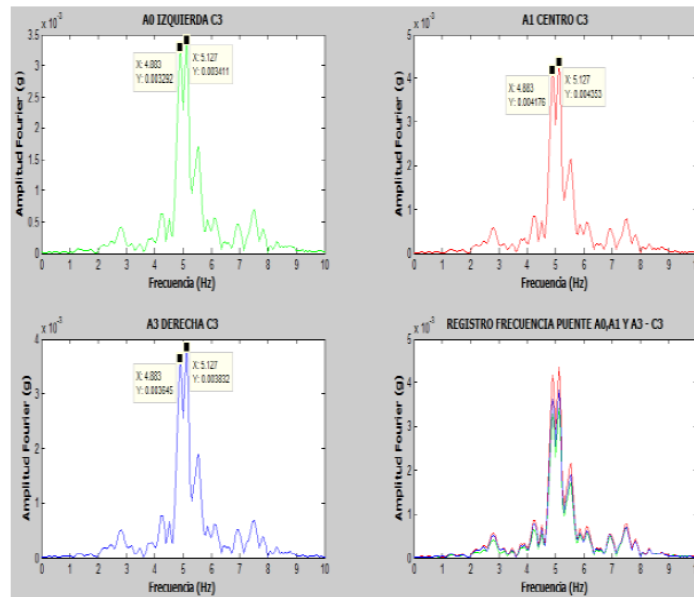


Figura 3. 36: Espectro de frecuencias de Fourier (Monroy Rincón & Arrubla Tovar, 2013).

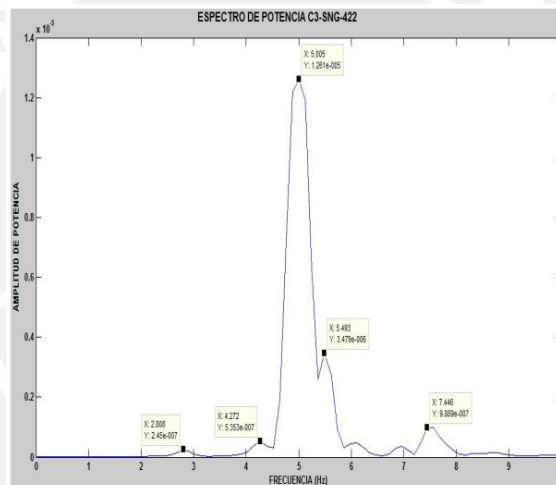


Figura 3. 37: Espectro de potencia (Monroy Rincón & Arrubla Tovar, 2013).

3.2.5.3. Calibración del modelo analítico.

La calibración se realizará evaluando la sensibilidad de los parámetros modales ante la variación de diferentes propiedades como: el cambio de frecuencias, al modificar condiciones de apoyo de la estructura, valores de rigidez, inercias de la estructura, módulo de elasticidad, etc. (Garita Durán, 2016).

Los valores de las frecuencias analíticas versus las experimentales deberán tener una aproximación no menor del 80%.

3.2.6. EVALUACIÓN Y VALIDACIÓN DE OPERATIVIDAD.

Con la inspección visual evaluación de daño realizada en el ítem 3.2.2, se tiene una estimación del comportamiento estructural del puente.

Con el uso del modelo numérico y su calibración con respectos a los resultados obtenidos en la prueba de carga, se tiene una representación en las condiciones actuales en la que se encuentra. Es por ello que para validar la operatividad se realiza la revisión de deflexiones por carga viva.

Esta revisión consiste que el puente cumple con el límite de sobrecarga vida de la combinación por Servicio I.

$$\text{Servicio I} = 1.00 (\text{DC} + \text{DW}) + 1.00 (\text{LL} + \text{IM} + \text{PL}) + 1.00 (\text{WS}) + 1.00 (\text{WL}) \dots \text{Ecuación 3.}$$

Donde:

DC : Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW : Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

LL : Sobrecarga Vehicular.

IM : Incremento por carga vehicular dinámica.

WS : Viento sobre la estructura.

WL : Viento sobre la sobrecarga.

Como se estipula en la *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* en el 2017, en la sección 2.5.2.6.2.

- Carga vehicular, general.....Longitud / 800.

De no cumplirse esta condición, el puente contara con un plan de reforzamiento, sustentado por el profesional responsable. De no ser así el puente tendrá que contar con señalización para la restricción de carga.

CAPÍTULO IV

APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO.

4.1. DESCRIPCIÓN DE PUENTE A EVALUAR.

En la actualidad se encuentra en servicio el **PUENTE VEHICULAR SHILCAYO**, ubicado a 260 m.s.n.m. con las coordenadas de 349354E 9280669N en la vía de evitamiento de la ciudad de Tarapoto, provincia de San Martín, departamento de San Martín.

Tiene una antigüedad de veintiocho años aproximadamente, considerado como un puente importante. Es de sección compuesta de 33.00 m de luz, simplemente apoyado conformado por cuatro vigas de acero de sección W, estas mismas soportan la losa de tablero de concreto armado y cuenta con seis vigas diafragma, el puente tiene dos vías con un ancho de calzada de 7.20m.

El puente fue diseñado con una carga de diseño de camión HS 20 -44, este viene sufriendo una aplicación de carga mayor (aproximadamente 40 ton por carril). Esto debido a que une dos distritos de la provincia de San Martín como son Tarapoto y La Banda de Shilcayo, este puente es de carácter importante ya que a diario transitan camiones de alimentos, materiales de construcción, etc. Es por esta razón que se eligió a este para ser aplicado con el procedimiento y a su vez cumple con los parámetros establecidos en el ítem 3.2.



Figura 4. 1: Puente Shilcayo (Fuente: Elaboración propia).



Figura 4. 2: Puente en servicio (Fuente: Elaboración propia).

4.1.1. CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE.

Tipo	:	Simplemente apoyado.
Nº de tramos	:	01 Tramo.
Luz	:	33.00 m.
Ancho de calzada	:	7.20 m.
Nº de vía	:	02
Ancho de vereda	:	0.65 m.
Espesor del tablero	:	0.20 m.
Por su finalidad	:	Vial – Urbano 2da clase.
Disposición en planta	:	Recto.
Vigas transversales	:	5.00 m.
Cargas de diseño	:	HS 20-44.
Estribos tipo	:	Cantiléver.
Espesor carpeta asfáltica	:	2” espesor.
Concreto en losa	:	$f_c = 21$ MPa.
Acero de refuerzo	:	Acero A36.

4.2. REVISIÓN DE ANTECEDENTES DEL PUENTE.

En la recopilación de información del puente, no se pudo encontrar información exacta de la inauguración del puente, pero por profesionales que trabajaron en la ejecución precisaron que el puente se inauguró en 1992, y desde ese año el puente no fue sometido a mantenimiento hasta el año 2019, cabe mencionar que solo el puente fue intervenido en pintura de los elementos estructurales; mas no fue intervenido en reforzamiento. Además, la documentación que contaba la Municipalidad Provincial de San Martín, se perdió por el mal estado que se encontraba el ambiente de archivos de la misma. Es por esta razón que se realizó la medición de la geometría del puente utilizando equipo topográfico generando el plano que se presenta en el anexo N° 07 – 08.

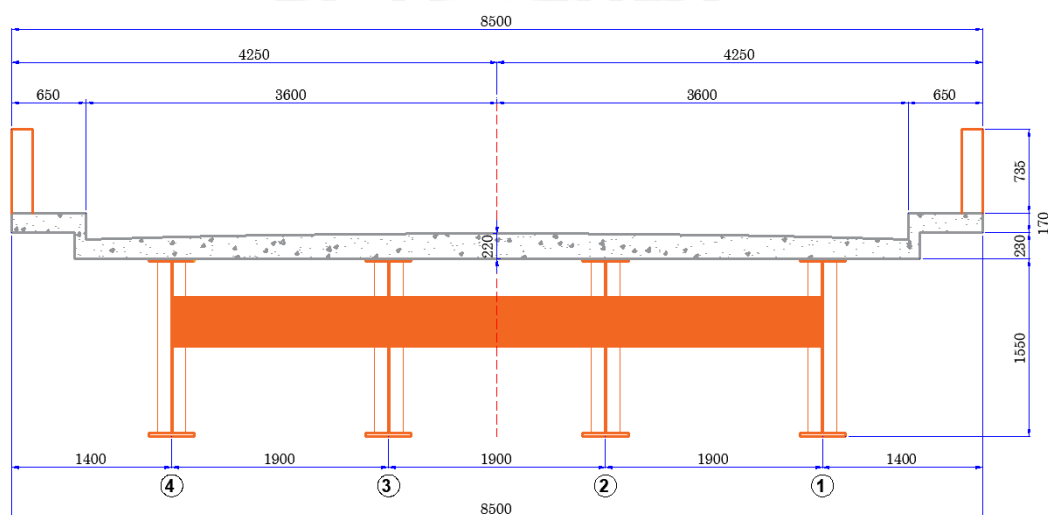


Figura 4. 3: Sección Transversal de puente (Fuente: Elaboración propia).

4.3. INSPECCIÓN VISUAL Y EVALUACIÓN DE DAÑO.

Para inspección visual y evaluación de daño se utilizaron plantillas, estas contemplan información general del puente y detallada de las condiciones en la que se encuentra el puente como se muestra en los anexos N° 01, 02 y 03.

Posteriormente se realizó la inspección rápida utilizando la plantilla correspondiente al anexo N° 04, en esta se muestra la corrosión en todos los elementos metálicos tanto estructurales como no estructurales, presentando reducción en sus espesores; los apoyos se encontraban obstruidos con basura y sedimentos producto del transporte de material de construcción en la zona.



Figura 4. 4: Corrosión en la estructura metálica del Puente Río Shilcayo.

Al culminar la inspección rápida se procedió a la evaluación de daño de acuerdo con las indicaciones establecidas en la plantilla anexo N° 05, se clasificó el daño como “REGULAR”; presentando degradación en los elementos estructurales, corrosión, fisuras, desgaste en dispositivos de apoyo e incertidumbre en la continuidad de la operatividad del puente. Este último se centra en el constante tráfico de camiones entre 40 y 45 toneladas, estos transportan material de construcción y superan las 36 toneladas de carga máxima que fue diseñada el puente.

Al clasificar el daño se realizó los trabajos de ingeniería inversa y de una inspección detallada con el uso de la plantilla de los anexos N° 6.1 y 6.2. Las mediciones se realizaron con equipos topográficos, winchas, vernier y herramientas para la limpieza que facilitaron el acceso.

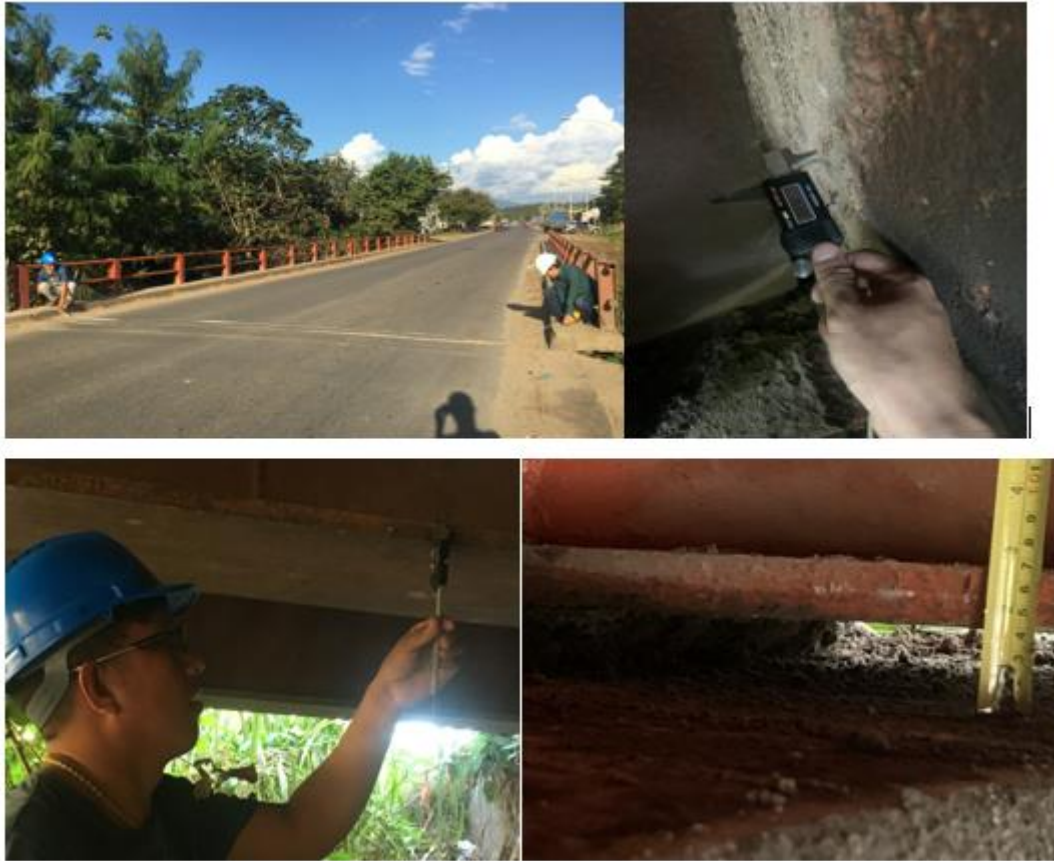


Figura 4. 5: Inspección detallada.

Al culminar esta inspección se elaboraron los planos que se presenta en los anexos N° 07 y 08; con esta información detallada se procedió a la construcción del modelo numérico en el programa *CsiBridge de Computers & Structures Inc. (CSI)*.

4.4. MODELO NUMÉRICO.

El modelo de elementos finitos fue construido con la información obtenida en la inspección in situ y la constatación de planos presentados en los anexos N° 07 y 08.

Se consideró las cargas, la geometría y su comportamiento elástico, cuyas características están dadas de acuerdo al tipo de material. Además, se consideró como condiciones de borde apoyo fijo al inicio de coordenada del modelo y móvil al final.

4.4.1. PROPIEDADES DEL MATERIAL.

Concreto.

El concreto tendrá las siguientes resistencias:

Concreto en losa : $F'c=21$ MPa

El módulo de Poisson : 0.20.

El módulo de elasticidad del concreto será calculado por la siguiente relación especificada en manual de diseño de puentes de AASHTO del 2017.

$$E_C=0.043y_c^{1.5}\sqrt{F'c}, \text{ en MPa.....Ecuación 4}$$

Dónde:

y_c : Densidad del concreto (kg/m³).

$F'c$: Resistencia especificada del concreto en MPa.

$$E_C=0.043 \times 2,320^{1.5} \sqrt{21} \times 10 = 220,196.33 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ para } F'c=210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Acero Estructural.

Estructura Metálica : Acero ASTM A36.

Coefficiente de Expansión Térmica : $A=11.7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

Módulo de elasticidad : $E_a=200$ GPa

Coefficiente de Poisson : $U=0.3$

Limite Elástico mínimo : $F_y = 250$ MPa

Resistencia a la tracción mínimo : $F_U=400$ MPa

Para el análisis lineal se utilizó el programa *CsiBridge de Computers & Structures Inc. (CSI)*. Luego ha utilizado dos tipos de elementos, que es el elemento Shell para la losa y Frame para las vigas principales y vigas diafragma.

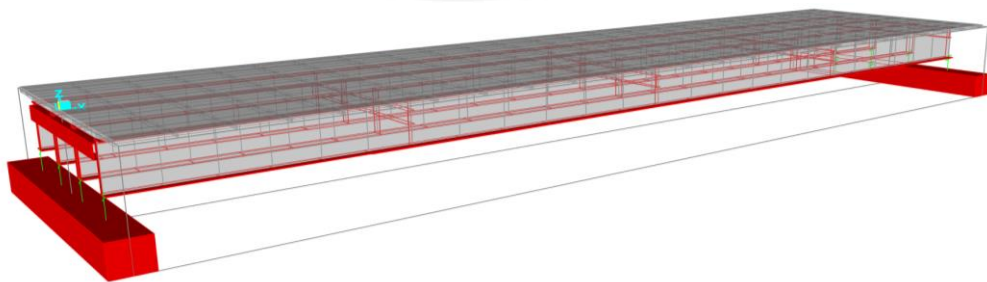


Figura 4. 6: Modelo numérico – CSIBridge (Fuente: Elaboración propia).

4.4.2. CARGAS.

4.4.2.1. Cargas muertas (DC).

Está formada por el peso propio de la losa, vigas principales, vigas diafragmas, superficie de rodadura, barandas, etc. Para todos los elementos se han utilizado las densidades indicadas en el Tabla 3.5.1-1 – Densidades (AASHTO, 2017).

$$\text{Concreto} \quad : \quad 2,320 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

$$\text{Acero} \quad : \quad 7,850 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

También se tomó la carga lineal de las barandas de 0.100tnf/ml, en cada extremo del puente.

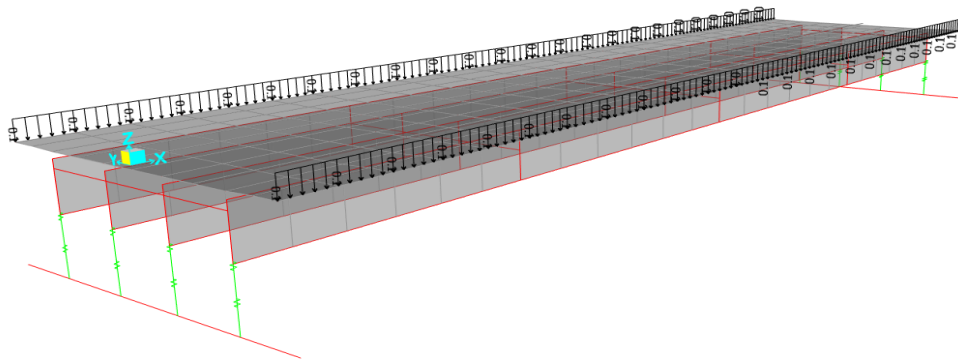


Figura 4. 7: Carga de Barandas (Fuente: Elaboración propia).

4.4.2.2. Cargas de superficie de rodadura (DW).

La carga de la superficie de rodadura se tomó como una carga distribuida de un pavimento de 0.05m de espesor, es decir es una carga de $2.250 \text{Tnf/m}^3 \times 0.05\text{m} = 0.1125 \text{Tnf/m}^2$.

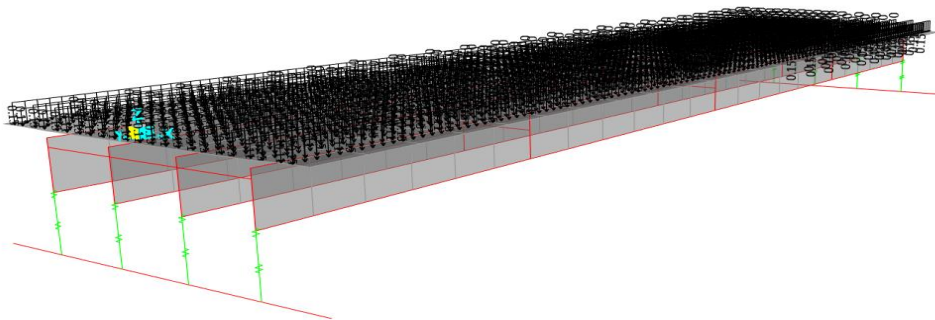


Figura 4. 8: Carga de Asfalto (Fuente: Elaboración propia).

4.4.2.3. Carga peatonal sobre veredas (PL).

En la zona peatonal se consideró una carga distribuida de 0.360Tnf/m^2 (MTC, 2018).

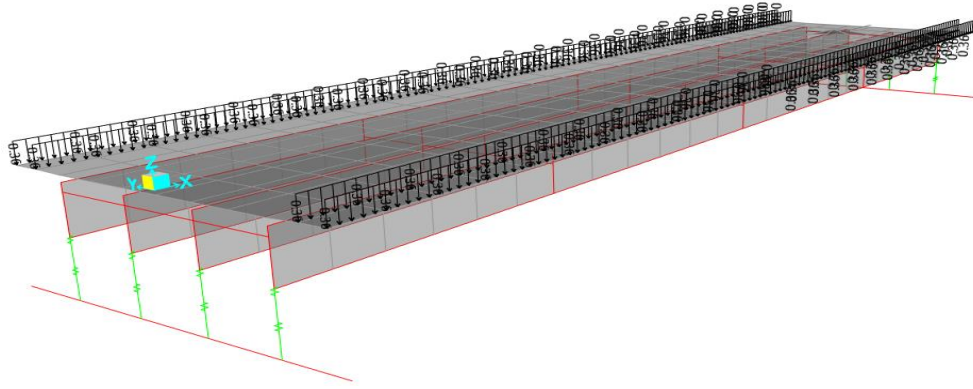


Figura 4. 9: Carga Peatonal (Fuente: Elaboración propia).

4.4.2.4. Cargas vivas (LL).

Se eligió distintos tipos de camiones como carga viva, para el caso del puente en estudio, fue diseñado con el camión de HS 20-44 de la norma AASHTO STANDARD.

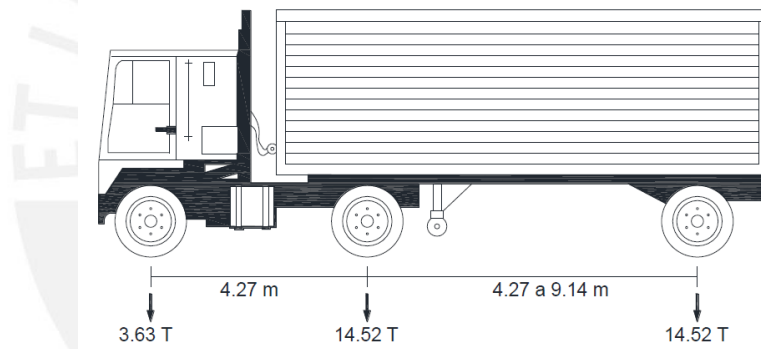


Figura 4. 10: Esquema de camión HS 20 - 44(AASHTO, 2002).

Para el caso de la aplicación de la prueba de carga se estimó un camión de carga que se detalla en el ítem 4.5.

Y para la validación de la operatividad del puente se toma el camión de HL -93, como se indica en el ítem 1.5.4.

4.4.2.5. Carga dinámica permitida (IM).

Se incrementó en 33% la carga tándem y del camión de diseño de manera particular sin amplificar la carga uniforme esto para la aplicación del camión HL-93 de acuerdo con el artículo 2.4.3.3 del Manual de Puentes (MTC, 2018).

4.4.2.6. Carga de viento (WL y WS).

Presión horizontal del viento:

Las presiones especificadas en el manual de puentes del MTC del 2018 consideran que son producidas por una velocidad de diseño de viento, $V_B=160\text{km/h}$. Las cargas de viento se estiman como uniformemente distribuidas sobre el área presentada al viento. El área presentada es la suma de las áreas de todos los componentes, incluyendo los sistemas de piso y barandas que se vería en una elevación perpendicular a la dirección asumida del viento.

Esta dirección puede ser la modificación para establecer los efectos extremos de dichas fuerzas sobre la estructura y sus componentes.

Las áreas que no participan en el efecto de fuerza extrema no son consideradas en el análisis.

Para puente o partes de puentes a 10.00m por encima del nivel de terreno o agua, la velocidad de diseño del viento, V_{DZ} , deber ser ajustado de acuerdo a:

$$V_{DZ}=2.5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \dots \dots \dots \text{Ecuación 5}$$

Dónde:

V_{DZ} = velocidad de diseño del viento a la elevación Z (km/h).

V_{10} = velocidad de diseño del viento a 10.00m por encima del nivel del terreno o agua (km/h).

V_B = velocidad básica del viento de 160 km/h.

Z= altura de la estructura donde se calcula la carga de viento, se mide desde el nivel del terreno

o agua y debe ser mayor a 10.00m.

V_0 =velocidad de fricción, viento meteorológico característico tomado como especifica la tabla 3.8.1.1-1 del AASHTO del 2017 para varias superficies características (km/h).

Z_0 = longitud de fricción de barlovento, viento meteorológico característico tomado como especifica la tabla 3.8.1.1-1 del AASHTO del 2017.

Tabla 4: 3.8.1.1-1 Valores de las Constantes V_0 y Z_0 (AASHTO, 2017).

Condición	Terreno abierto		
	Área Suburbana	Área Suburbana	Área urbana.
$V_0\left(\frac{\text{km}}{\text{h}}\right)$	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

Del mapa eólico de la Norma Técnica del Reglamento Nacional de Edificaciones RNE – Vigente, que se presenta en el anexo N° 13, se puede interpolar la velocidad V_{10} para la zona del puente.

Con ayuda del mapa eólico, V_{10} , resulta ser 55 km/h. Como el puente se encuentra dentro de la ciudad de la provincia de San Martín en zona urbana utilizaremos $V_0 = 19,3 \frac{\text{km}}{\text{h}}$, $Z_0 = 2500 \text{ mm}$, $Z = 10\,000 \text{ mm}$. Por consiguiente, la velocidad de diseño, V_{DZ} , es:

$$V_{DZ} = 2.5 \cdot 19,3 \left(\frac{55}{160} \right) \ln \left(\frac{10000}{2500} \right) = 23 \frac{\text{km}}{\text{h}}$$

Presiones de viento sobre estructuras:

Si es necesario aplicar algunas modificaciones originados por las condiciones locales, se puede elegir una velocidad diferente de diseño del viento para combinaciones de carga que no involucren el viento en la carga viva. La dirección del viento de diseño se puede asumir como horizontal, a no ser que se especifique lo contrario en el artículo 3.8.3 (AASHTO, 2017). En ausencia de datos precisos, las presiones de viento, en MPa, se pueden determinar con:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25,600} \dots \dots \dots \text{Ecuación 6}$$

Donde V_B es la velocidad básica del viento, que para el código peruano es de 160 km/h, y P_B es la presión básica que se puede extraer de la tabla 3.8.1.2.1-1 del AASHTO del 2017.

Tabla 5: 3.8.1.2.1-1 – Presiones básicas, P_B , correspondientes a $V_B=160 \text{ km/h}$ (AASHTO, 2017)

Componente Estructural.	Presión por Barlovento	Presión por Sotavento
Reticulado, columnas y arcos.	0,0024 MPa.	0,0012 MPa.
Vigas.	0,0024 MPa.	NA
Grandes superficies planas.	0,0019 MPa.	NA

Como la estructura del puente de tipo viga losa, entonces la presión de diseño en la zona del barlovento será:

$$P_D = 0.0024 \left(\frac{23^2}{25,600} \right) = 0.0000496 \text{ MPa} = 0.0050 \frac{\text{Tnf}}{\text{m}^2}$$

Para el diseño en la zona del sotavento será: NA.

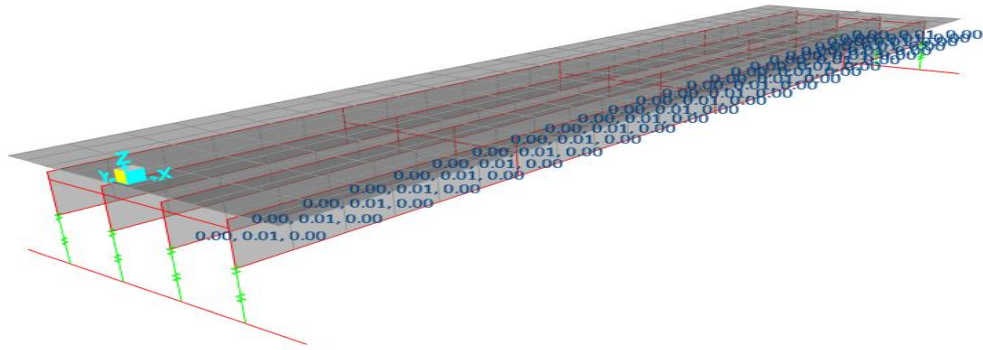


Figura 4. 11: Presión de viento horizontal (Fuente: Elaboración propia).

Presión vertical de viento:

En el Manual de puentes de MTC del 2018, se tomará una fuerza vertical hacia arriba distribuida uniformemente por unidad de longitud del puente, con una magnitud igual a 97.65 kg/m^2 multiplicada por el ancho del tablero, esto incluyendo a las veredas y parapetos. Esta carga lineal longitudinal se colocará en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento, juntamente con la carga horizontal calculada anteriormente.

Como el tablero tiene un ancho total de 8.50m , entonces el valor de la fuerza será:

$$W_{DV} = P_{DV} \times W = 97.65 \times 8.50\text{m} = 0.830 \frac{\text{Tn}}{\text{m}}$$

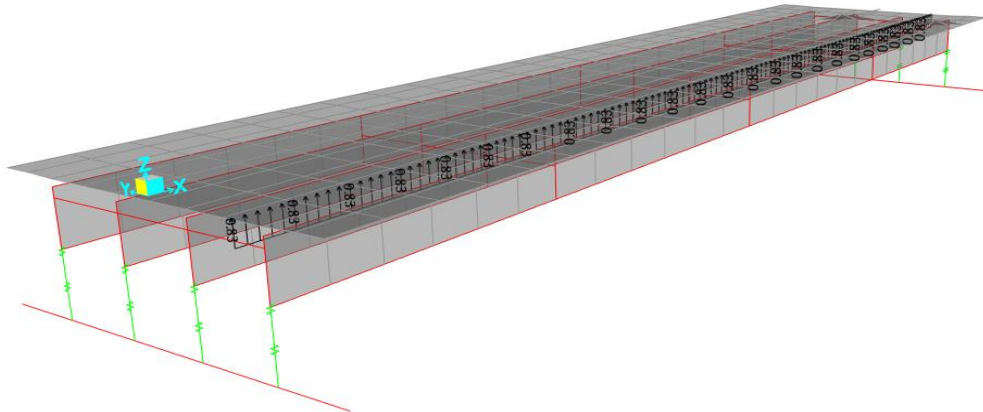


Figura 4. 12: Presión de viento vertical.

4.5. PRUEBA DE CARGA.

La prueba se realizó el 09 de febrero del 2020, con la autorización del desvío o suspensión de tráfico de 6:00 am hasta 12:00 m, por las entidades de la administración de la vía como en este caso es la *Municipalidad Provincial de San Martín – Tarapoto* y la *Municipalidad Distrital de la Banda de Shilcayo*. Esta interrupción se dio a conocer mediante medios comunicación locales y se contó con la participación del *Serenazgo* y la *Policía Nacional*.

Se realizó el protocolo de prueba de carga estática que se detalla en el anexo N° 09, como se establece en el ítem 3.2.4.2. Se utilizó dos camiones de prueba; con las siguientes características.

4.5.1. CARACTERÍSTICAS DEL VEHÍCULO.

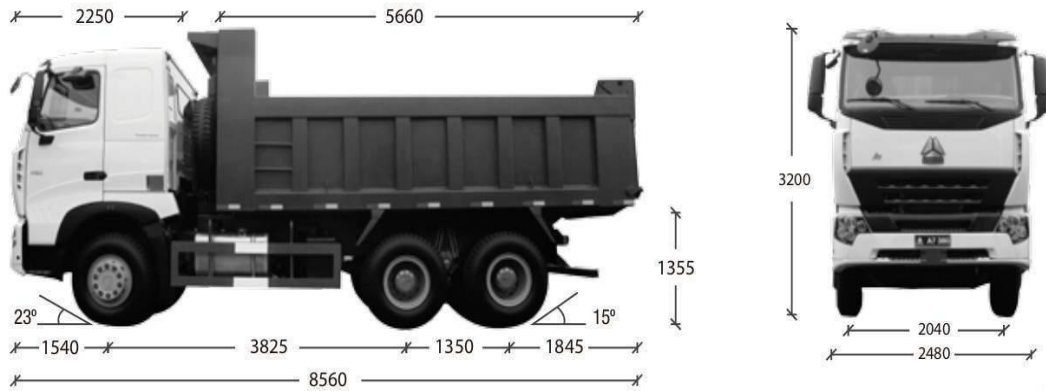


Figura 4. 13: Camión de Prueba SINOTRUCK HOWO 6x4 (Ecured, n.d.).

Datos de vehículo.

Fabricante : SINOTRUCK.
 Modelo : HOWO 6x4.
 Capacidad : 15 m³.

Pesos.

Capacidad de ejes delantero : 7.00 Ton.
 Capacidad de ejes Posteriores : 2 x 16.00 Ton.
 Peso Neto : 14.50 Ton.
 Capacidad de carga : 24.50 Ton.
 Peso Bruto : 39.00 Ton.

Dimensiones.

Longitud: 8,241 mm.
 Ancho: 2,496 mm.
 Altura: 3,496 mm.
 Distancia entre Ejes (mm): 3,425 + 1,350.
 Angulo de Aproximación: 19°
 Angulo de Salida: 54°

4.5.2. Estimación de la carga en los camiones de prueba.

La carga que se estimó fue de dos camiones de 25.00 ton mediante el uso de un modelo simplificado y líneas de influencia. Se obtuvo un momento flector por efecto del camión de prueba de 185.85 ton-m contra un 230.78 ton-m del camión de diseño HS 20-44, obteniendo 0.809 de relación de máximos efectos de la carga vida ítem 3.2.4.2.4 no encontrándose en el rango de seguridad de 0.75 a 0.80, adoptada en la propuesta de evaluación para este análisis preliminar.

Posteriormente se planteó el tren de carga que se encuentra detallado en el anexo N° 09, este fue aplicado al modelo numérico y analizando el momento de la viga crítica, obteniendo una carga de 25.80 ton por camión de prueba; ya que se obtuvo un momento flector por efecto del camión de prueba de 108.13 ton- m contra 134.02 ton-m del camión de diseño HS 20-44 y una relación de máximos efectos de la carga viva de 0.80, encontrándose en el rango de seguridad. Este incremento era de esperarse ya que el análisis con el modelo simplificado es conservador, porque se analiza una viga simplemente apoyada. En cambio, en el análisis del modelo numérico existe el aporte de las cuatro vigas; en este caso para la aplicación del tren de carga.

4.5.3. Ejecución de la prueba de carga.

En la aplicación de la prueba de carga sufrió una variación en el peso de los camiones de prueba: para el primer camión tuvo un peso de 25.79 ton y para el segundo camión tuvo un peso de 27.45 ton esto se pudo verificar en la balanza electrónica - Chontamuyo, a criterio del evaluador se indicó que se podía continuar con la ejecución de la prueba con la condición de que el segundo camión debería permanecer más próximo al centro del eje longitudinal del puente, como se muestra a continuación.

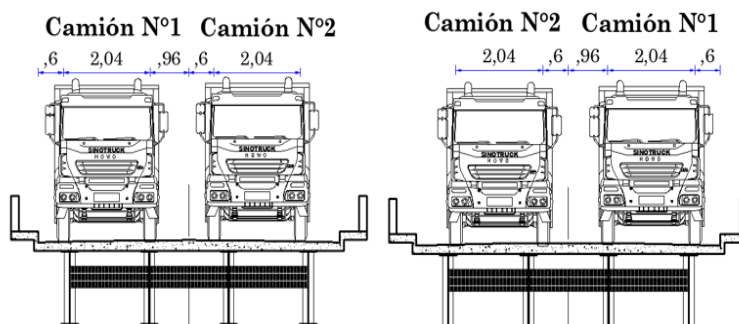


Figura 4. 14: Ubicación de los camiones de prueba (Fuente: Elaboración propia).

4.5.3.1. Tren de carga.

Se presentó las diferentes ubicaciones o combinaciones de carga para este caso.

4.5.3.1.1. Estado de Carga.

La carga se aplicó de acuerdo a la siguiente ilustración y se evidencia en las fotografías:

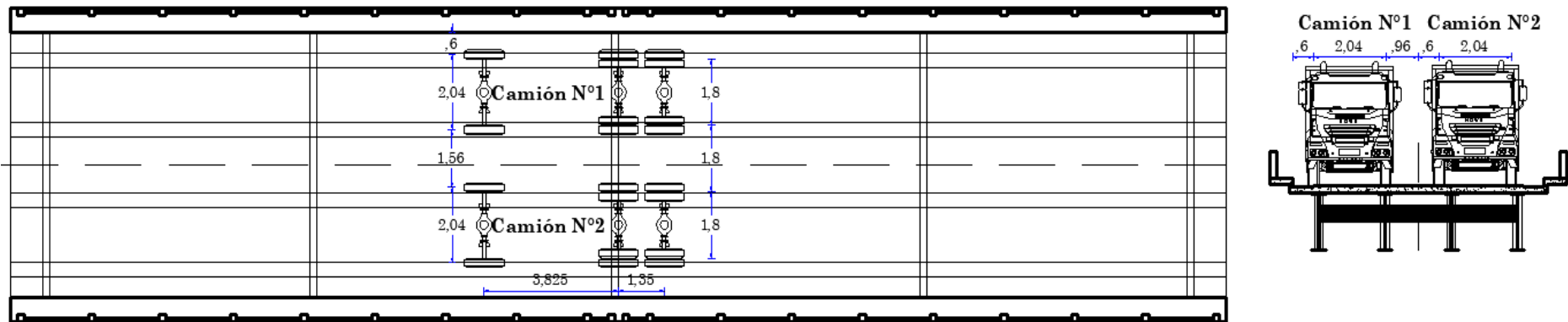


Figura 4. 15: Estado de Carga N° 01 - Aguas Arriba - Camión de Prueba (Fuente: Elaboración propia).



Figura 4. 16: Aplicación del Estado de Carga N° 01 – Aguas Arriba - Prueba de Carga (Fuente: Elaboración propia).

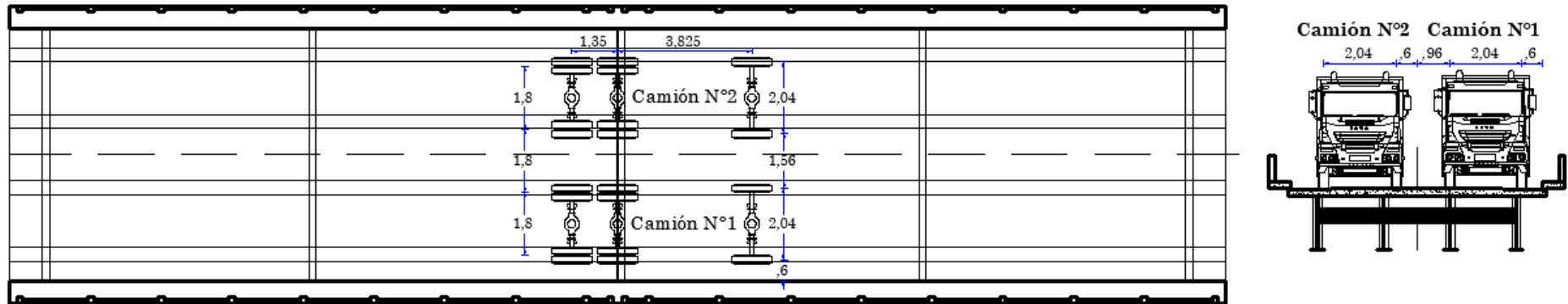


Figura 4. 17: Estado de Carga N ° 02 - Aguas Abajo - Camión de Prueba (Fuente: Elaboración propia).



Figura 4. 18: Aplicación del Estado de Carga N ° 02 – Aguas Abajo - Prueba de Carga (Fuente: Elaboración propia).

4.5.3.2. Procedimiento de carga y descarga de los camiones de prueba.

Los camiones se desplazaron con una velocidad no mayor de 10 Km/h al ingreso y salida del puente, para evitar efectos dinámicos sobre la estructura, estas se ubicaron de acuerdo a los estados de cargas presentados líneas arriba.

Se dejó cada estado de carga durante 1 hora y se tomó lecturas de las deflexiones a cada 20 minutos, conjuntamente a las lecturas de temperatura.

Para el cambio de estado de carga, se descargó y se dejó un tiempo de 30 min para la recuperación de la estructura y se realizó la medición de esta.

Para este caso de estudio no se realizó la prueba de carga dinámica ya que no se contó con los recursos económicos y la instrumentación suficiente para este tipo de prueba.

4.5.3.3. Ubicación de los equipos de ilustración.

Para las lecturas de las deflexiones se utilizó: 02 Estaciones totales y 02 noveles de ingeniero que se ilustra a continuación

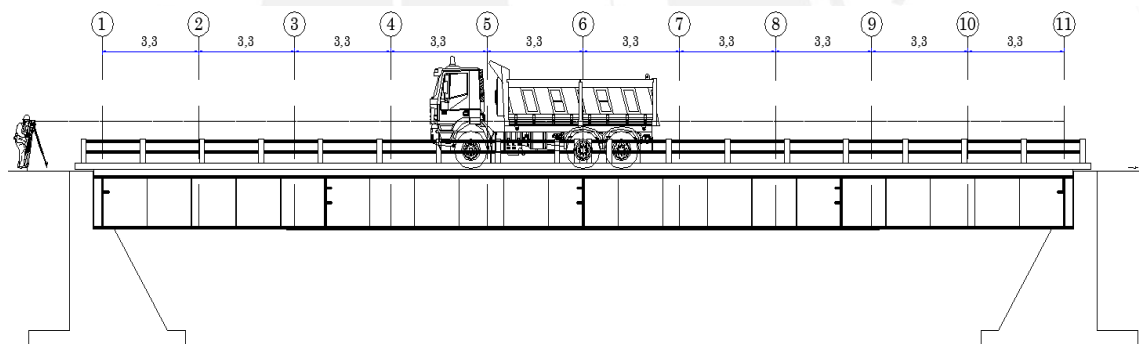


Figura 4. 19: Puntos de Medición a lo Largo del Puente.

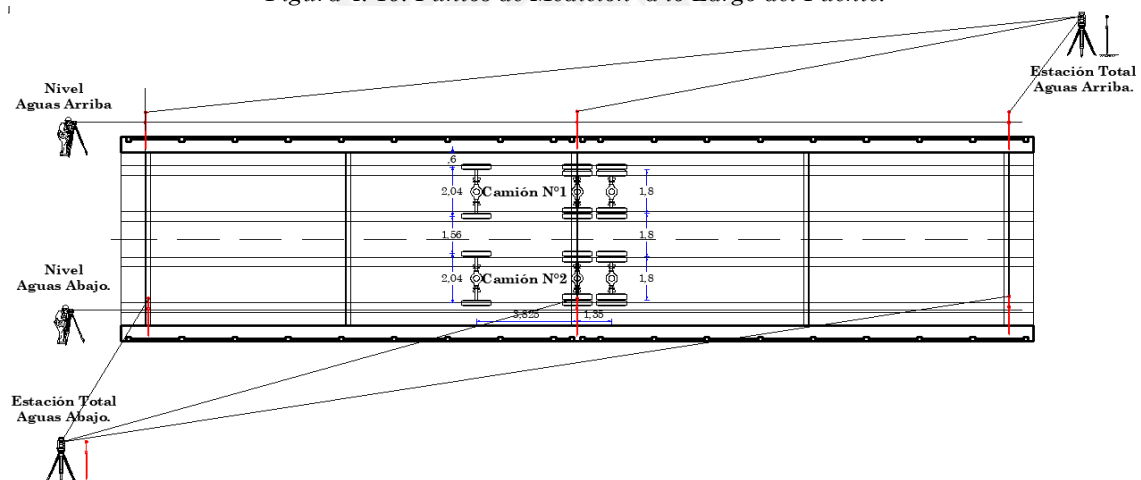


Figura 4. 20: Ubicación de los Niveles de Ingeniero y Estación Total.

4.5.4. Resultados de la Prueba de Carga.

Se presenta las lecturas tomadas en la prueba de carga para cada instrumento y estado de carga.

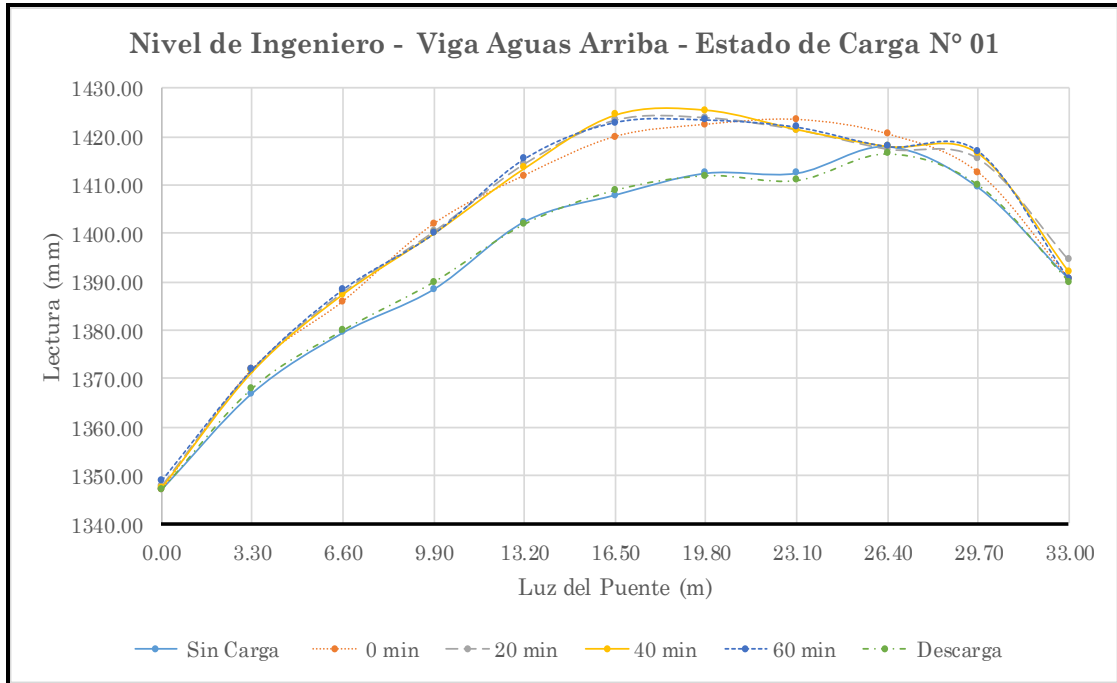


Figura 4. 21: Lectura de Viga Aguas Arriba con N.I. - Estado de Carga N° 01

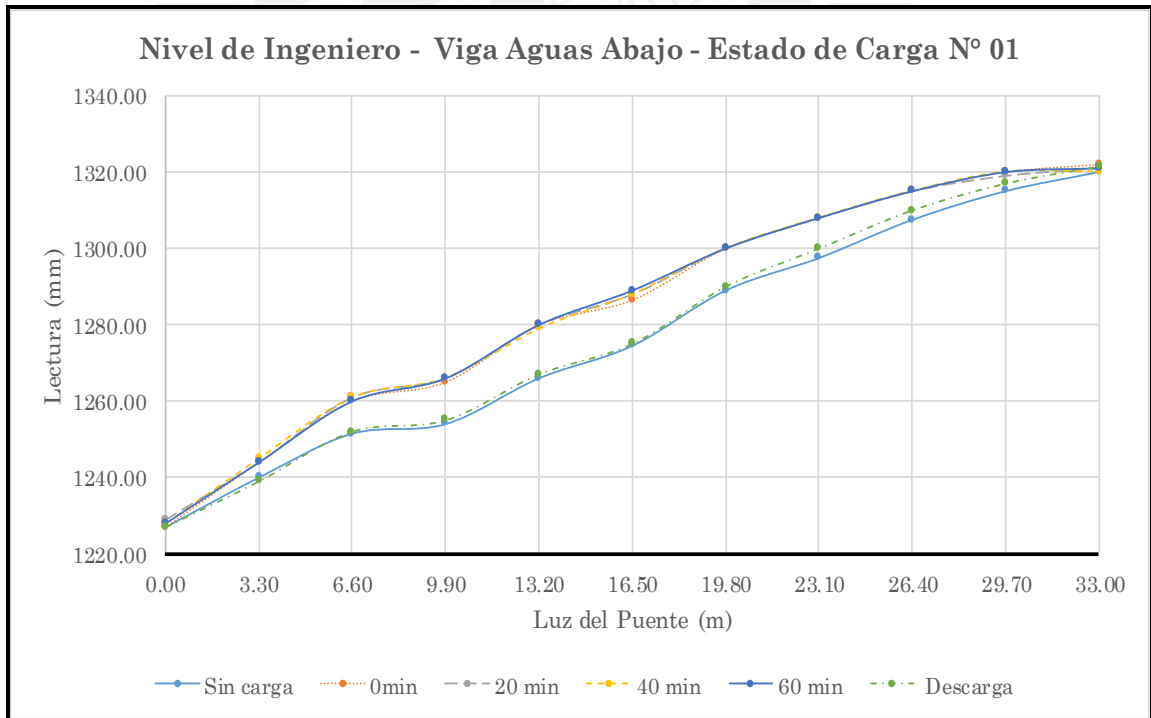


Figura 4. 22: Lectura de Viga Aguas Abajo con N.I. - Estado de Carga N° 01

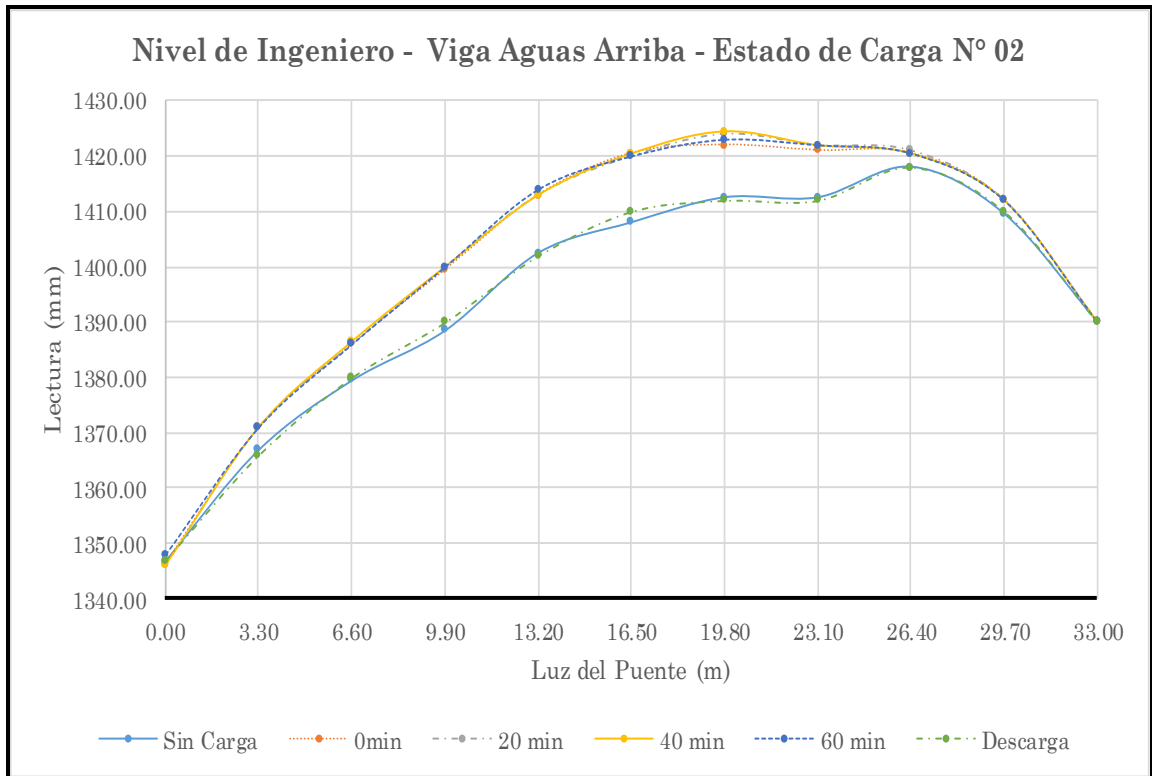


Figura 4. 23: Lectura de Viga Aguas Arriba con N.I. - Estado de Carga N° 02

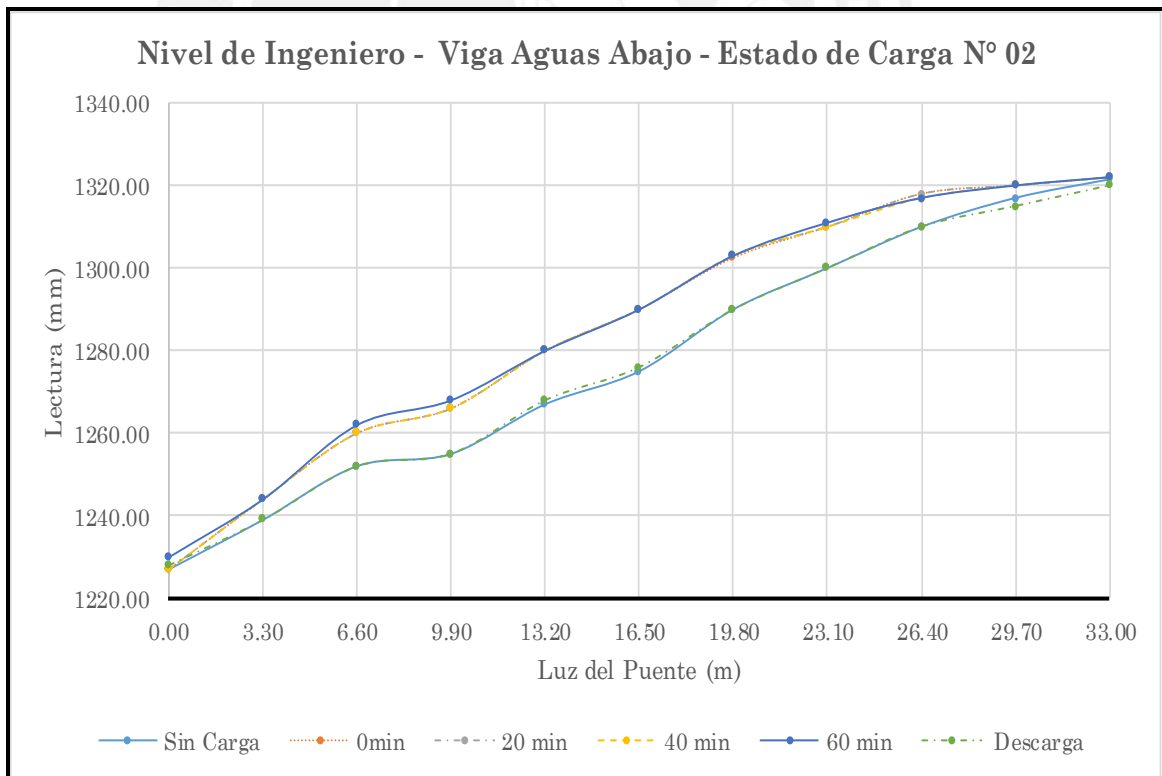


Figura 4. 24: Lectura de Viga Aguas Abajo con N.I. - Estado de Carga N° 02

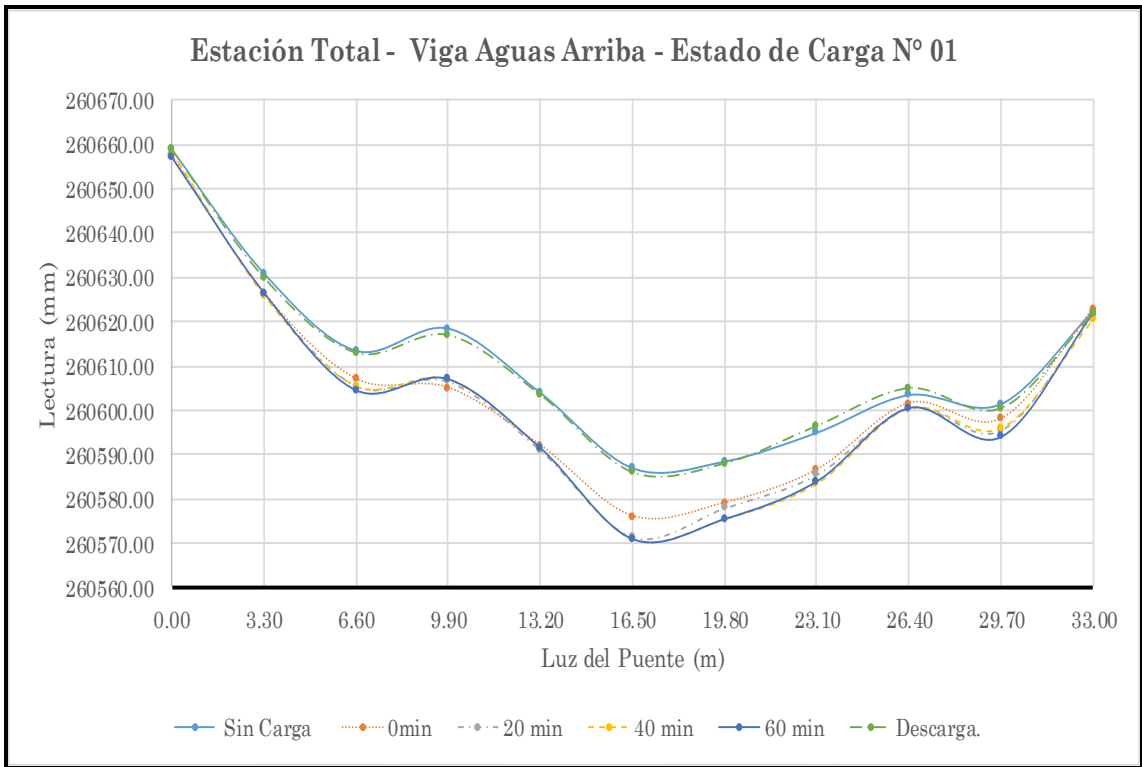


Figura 4. 25: Lectura de Viga Aguas Arriba con E.T. - Estado de Carga N° 01.

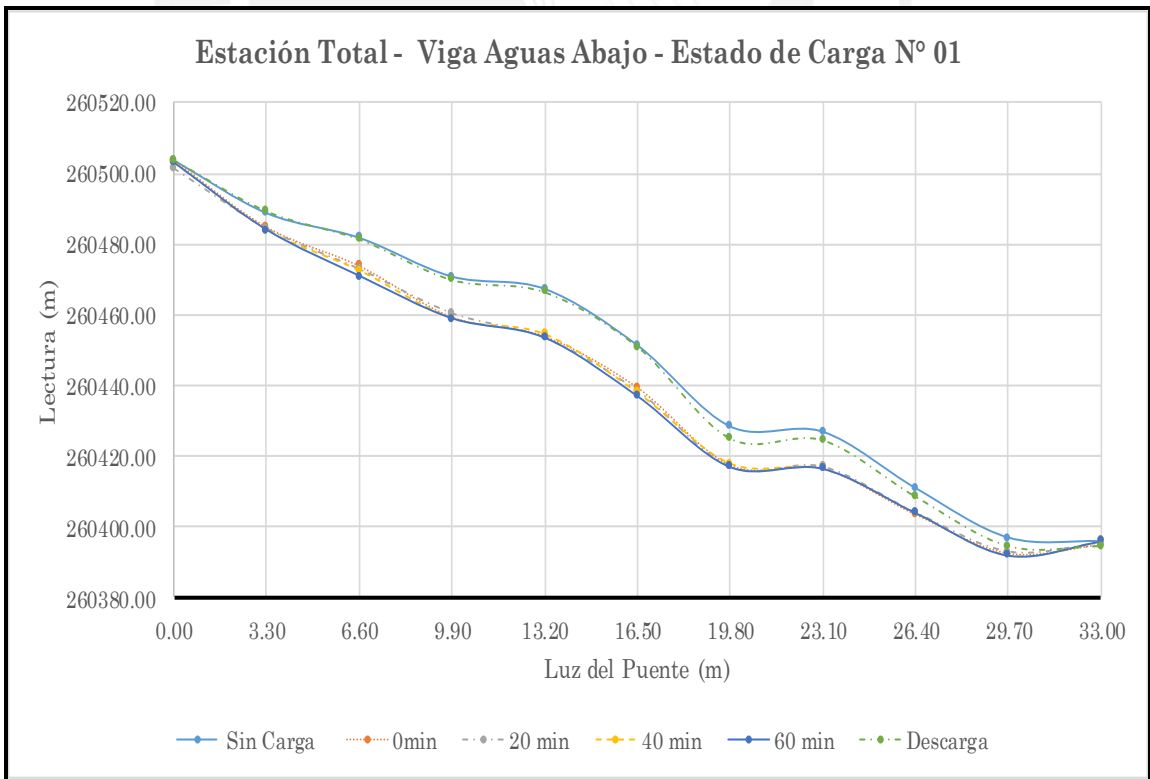


Figura 4. 26: Lectura de Viga Aguas Abajo con E.T - Estado de Carga N° 01

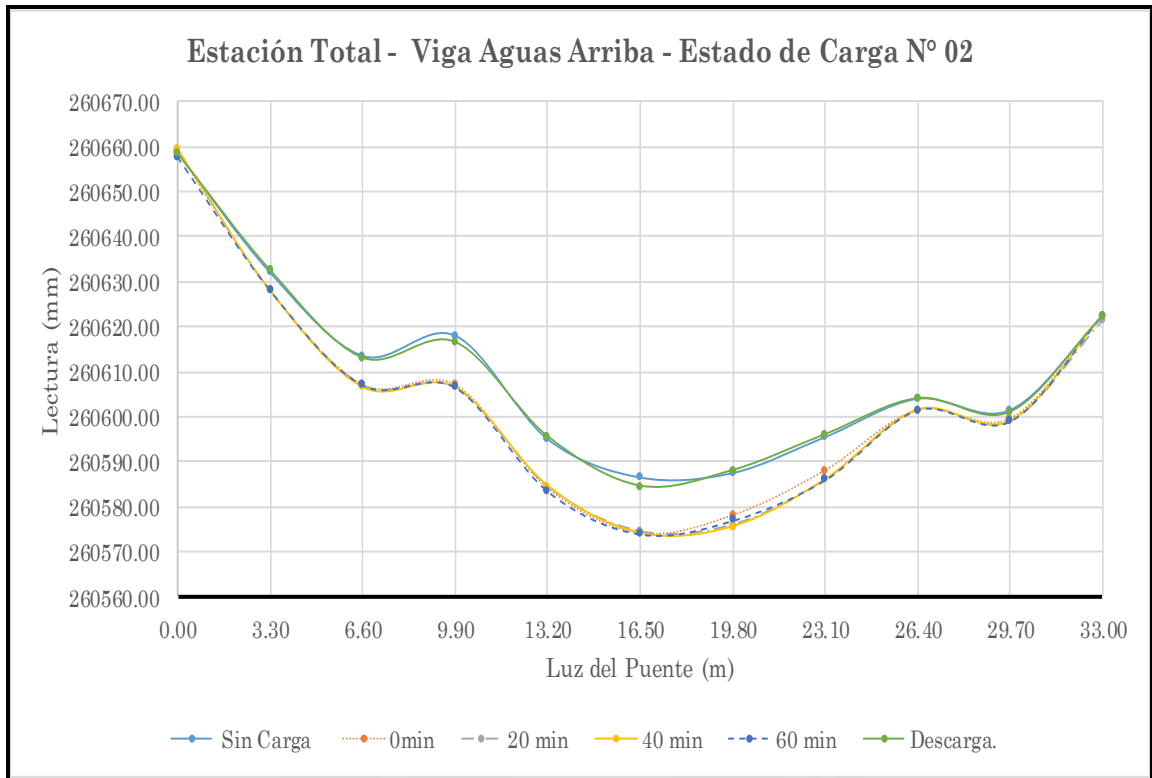


Figura 4. 27: Lectura de Viga Aguas Arriba con E.T. - Estado de Carga N° 02

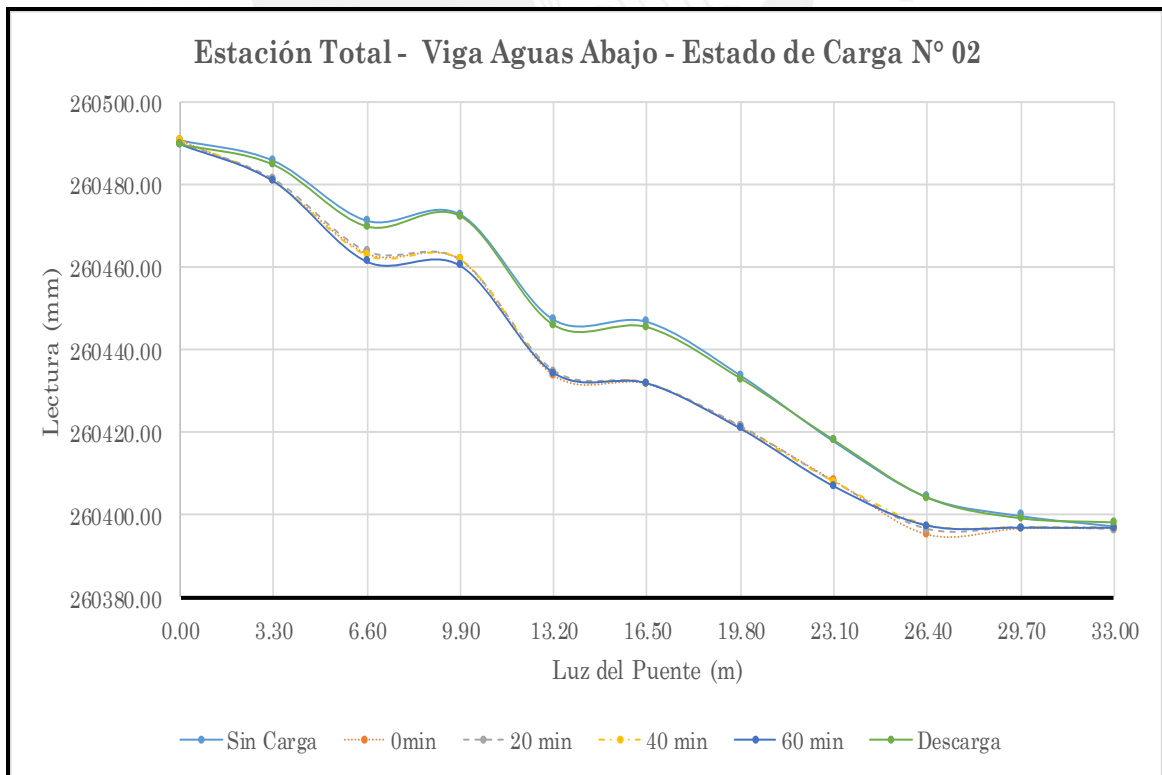


Figura 4. 28: Lectura de Viga Aguas Abajo con E.T. - Estado de Carga N° 02

Se presentan las flechas obtenidas en las vigas de los extremos para cada para cada estado de carga.

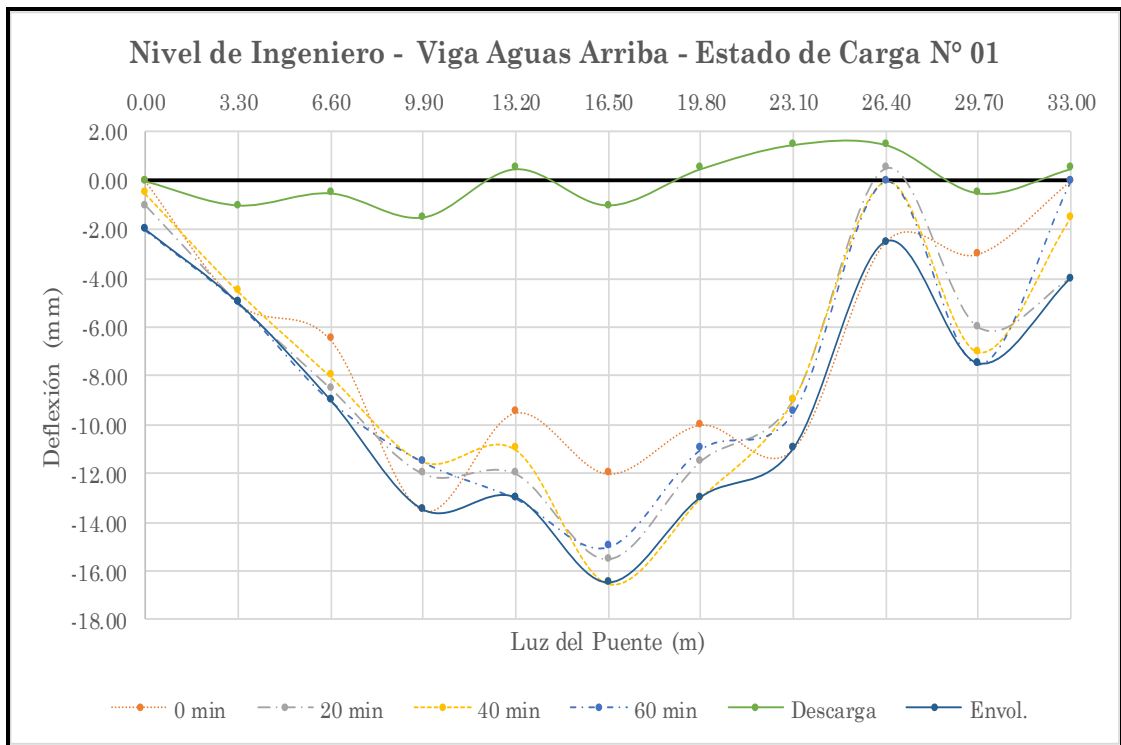


Figura 4. 29: Flecha de Viga Aguas Arriba con N.I. - Estado de Carga N° 01

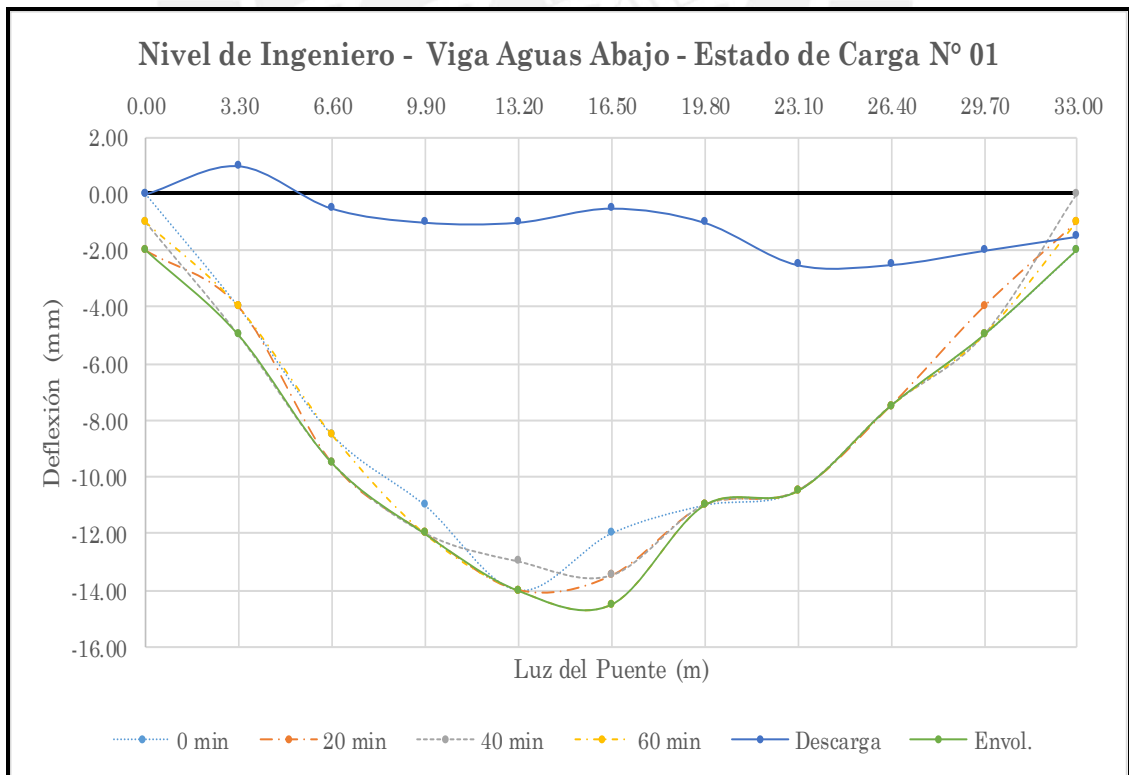


Figura 4. 30: Flecha de Viga Aguas Abajo con N.I. - Estado de Carga N° 01

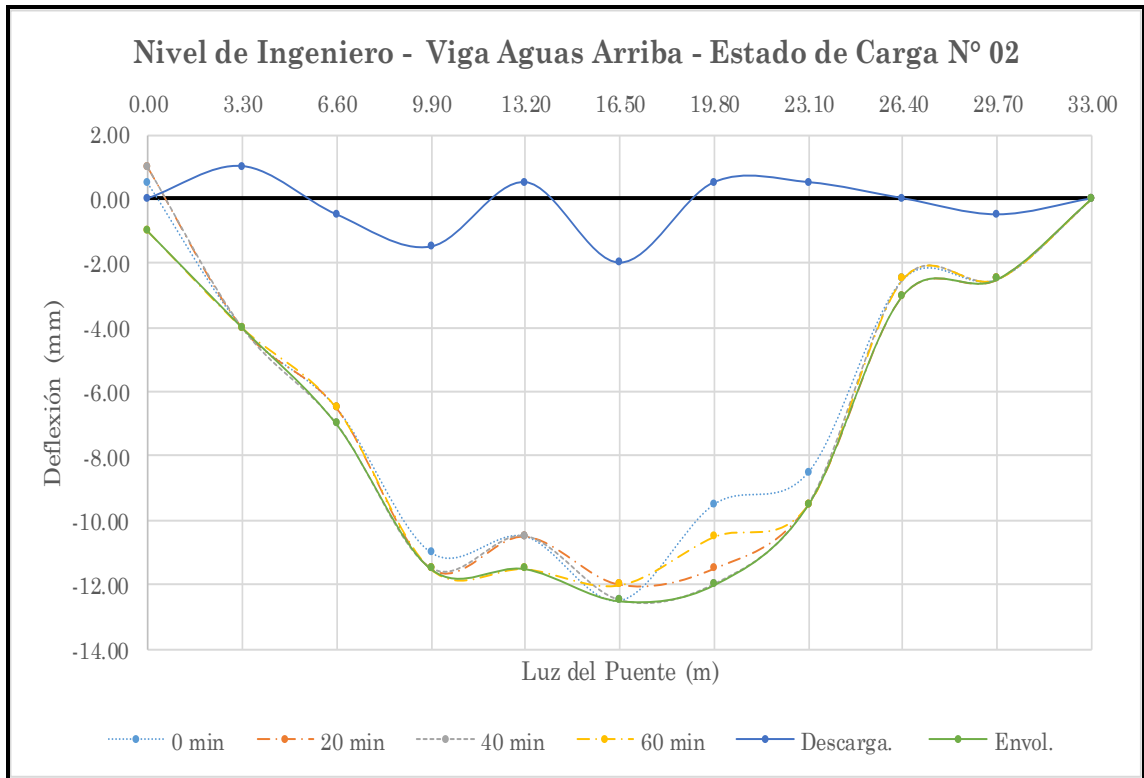


Figura 4. 31: Flecha de Viga Aguas Arriba con N.I. - Estado de Carga N° 02

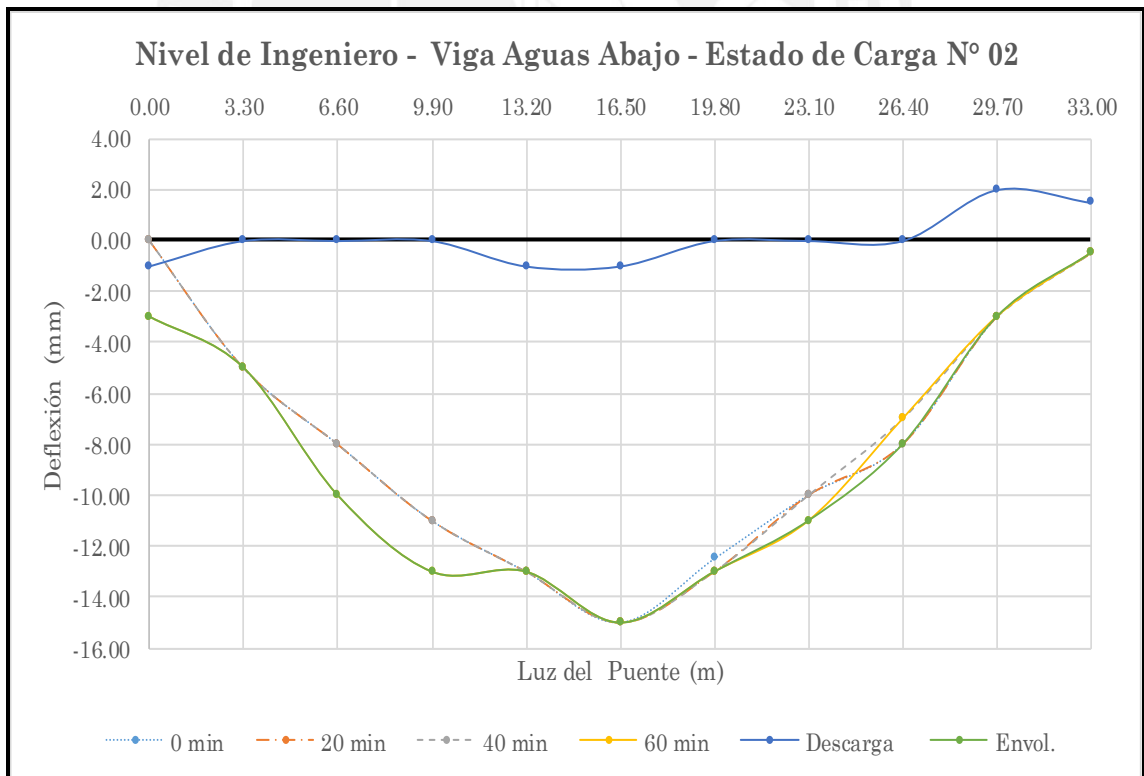


Figura 4. 32: Flecha de Viga Aguas Abajo con N.I. - Estado de Carga N° 02

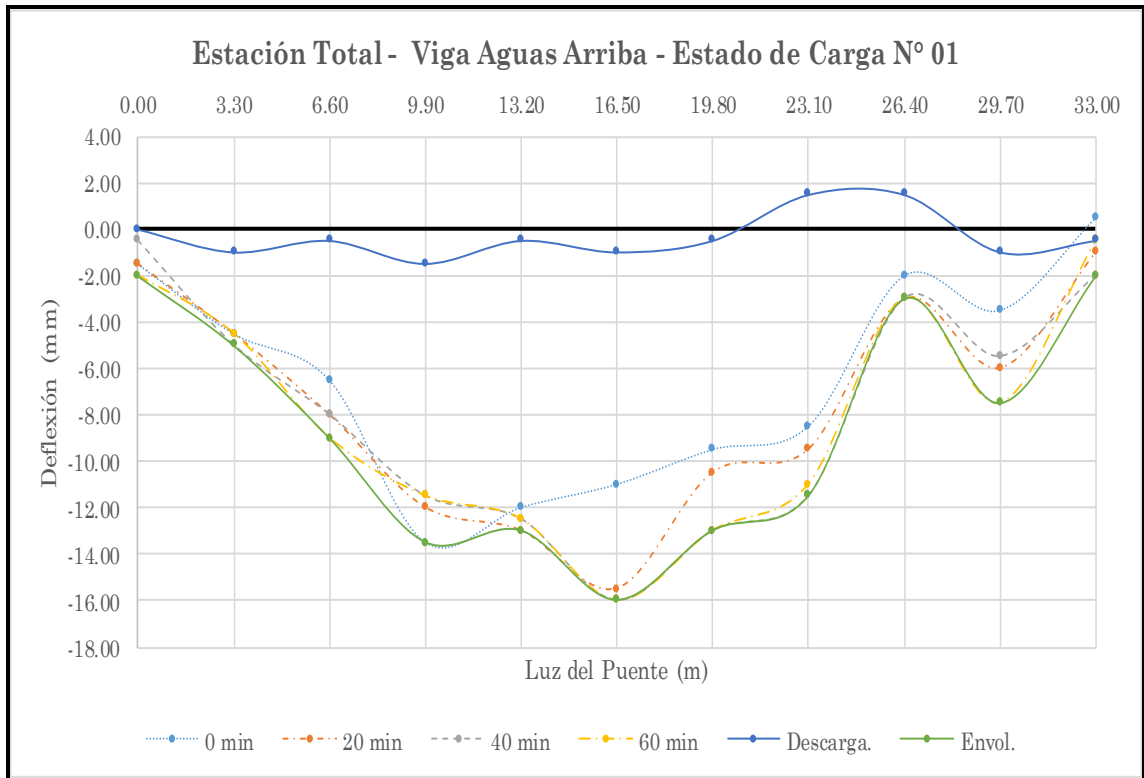


Figura 4. 33: Flecha de Viga Aguas Arriba con E.T. - Estado de Carga N° 01.

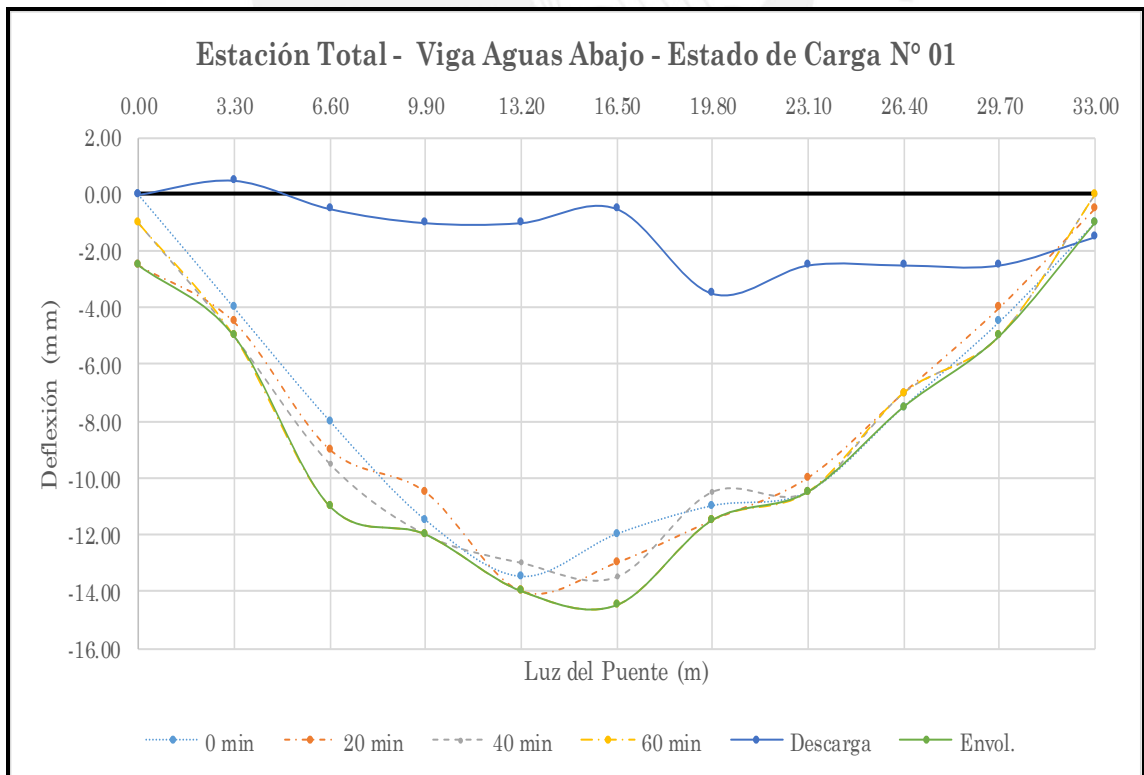


Figura 4. 34: Flecha de Viga Aguas Abajo con E.T. - Estado de Carga N° 01

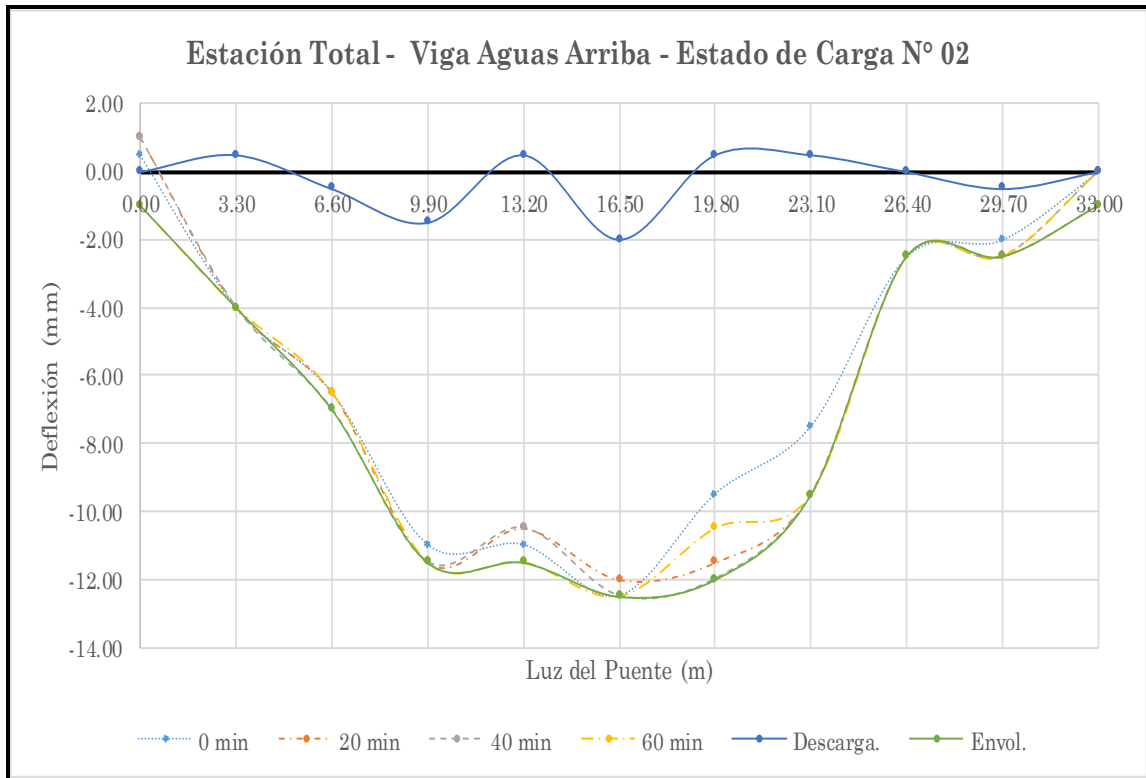


Figura 4. 35: Flecha de Viga Aguas Arriba con E.T. - Estado de Carga N° 02.

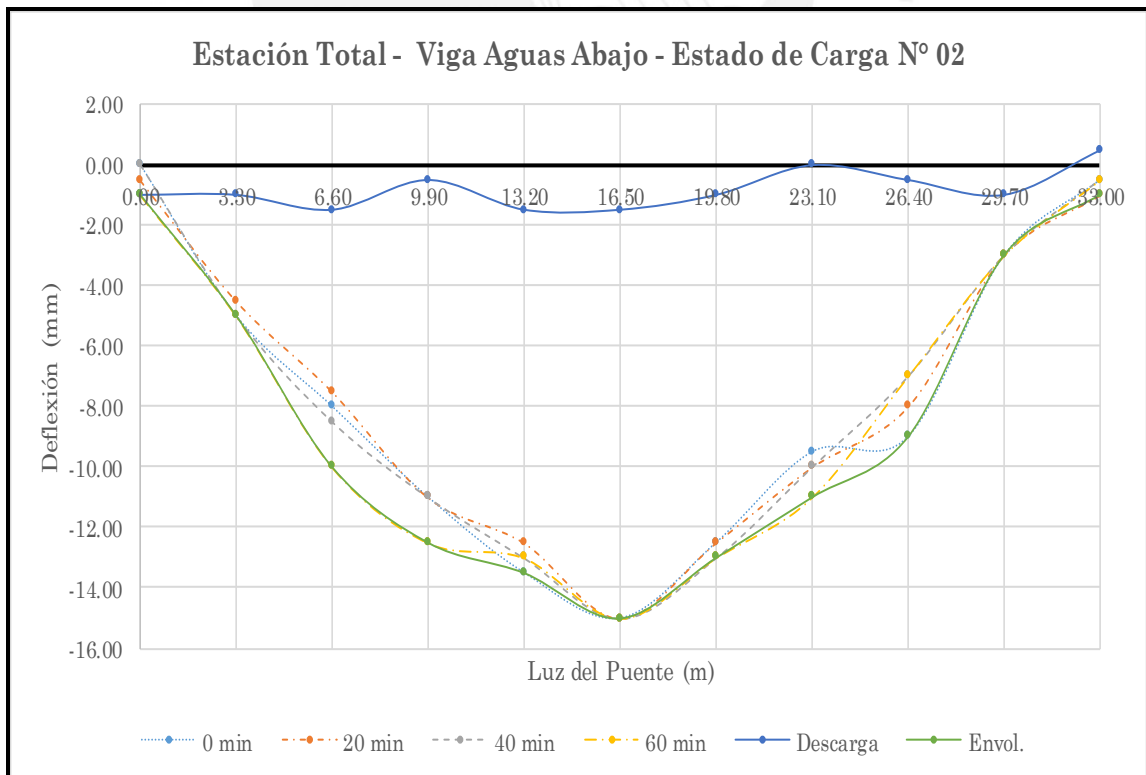


Figura 4. 36: Flecha de Viga Aguas Abajo con E.T. - Estado de Carga N° 02

4.6. CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.

El modelo numérico construido fue sometido a las cargas de cada camión en la prueba de carga, los pesos de los ejes se obtuvieron en el pesaje previo a la aplicación y se presenta de esta manera.

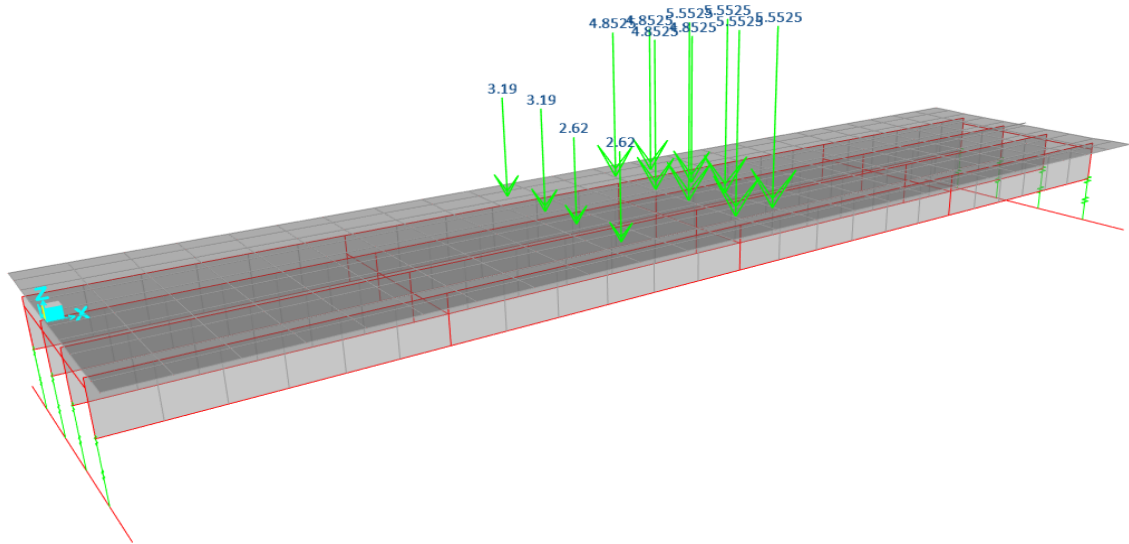


Figura 4. 37: Aplicación de las Cargas en Modelo Numérico - Estado de Carga N° 01

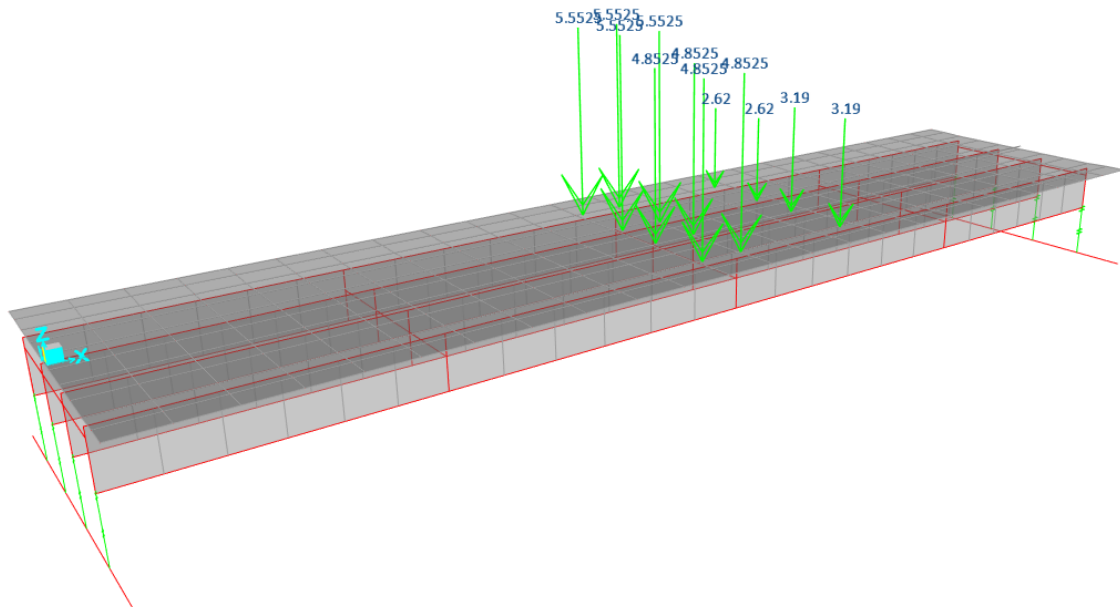


Figura 4. 38: Aplicación de las Cargas en Modelo Numérico - Estado de Carga N° 02

El modelo numérico se calibró realizando el proceso iterativo de optimización del material, con el fin de que le modelo presente resultados compatibles con los obtenidos en la prueba de carga; los valor obtenidos de las propiedades obtenidos después de la calibración se muestra en la Tabla 7.

Tabla 6: Valores iniciales de las propiedades elásticas de los materiales.

Elemento	Material	Resistencia del Concreto F'c (MPa)	Limite Elástico mínimo Fy (Mpa)	Coefficiente de Poisson U	Módulo de elasticidad E (GPa)	Módulo de Corte G (GPa)
Losa	Concreto	21	-	0,2	21,594	9
Viga Principal	Acero ASTM A36	-	250	0,3	200	79,216

Tabla 7: Valores de las propiedades elásticas de los materiales después de la calibración.

Elemento	Material	Resistencia del Concreto F'c (MPa)	Limite Elástico mínimo Fy (Mpa)	Coefficiente de Poisson U	Módulo de elasticidad E (GPa)	Módulo de Corte G (GPa)
Losa	Concreto	21	-	0,2	21,594	9
Viga Principal	Acero ASTM A36	-	250	0,3	1043,428	401,32

Se precisó en los resultados de la flecha a servicio como se encontró en el instante de la aplicación de prueba de carga, únicamente de la viga principal, no se consideró la carga peatonal. A continuación, se presenta las flechas de las vigas ubicadas en los extremos tanto aguas arriba como aguas abajo.

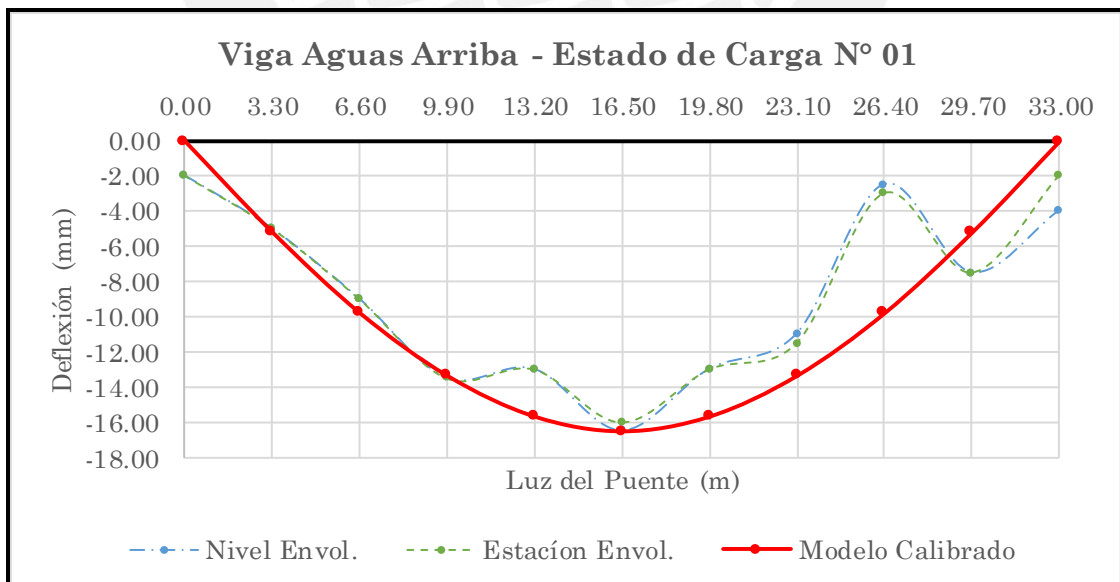


Figura 4. 39: Flecha de Viga A. Arriba - Prueba de carga Vs Modelo Numérico – Est. de Carga N° 01

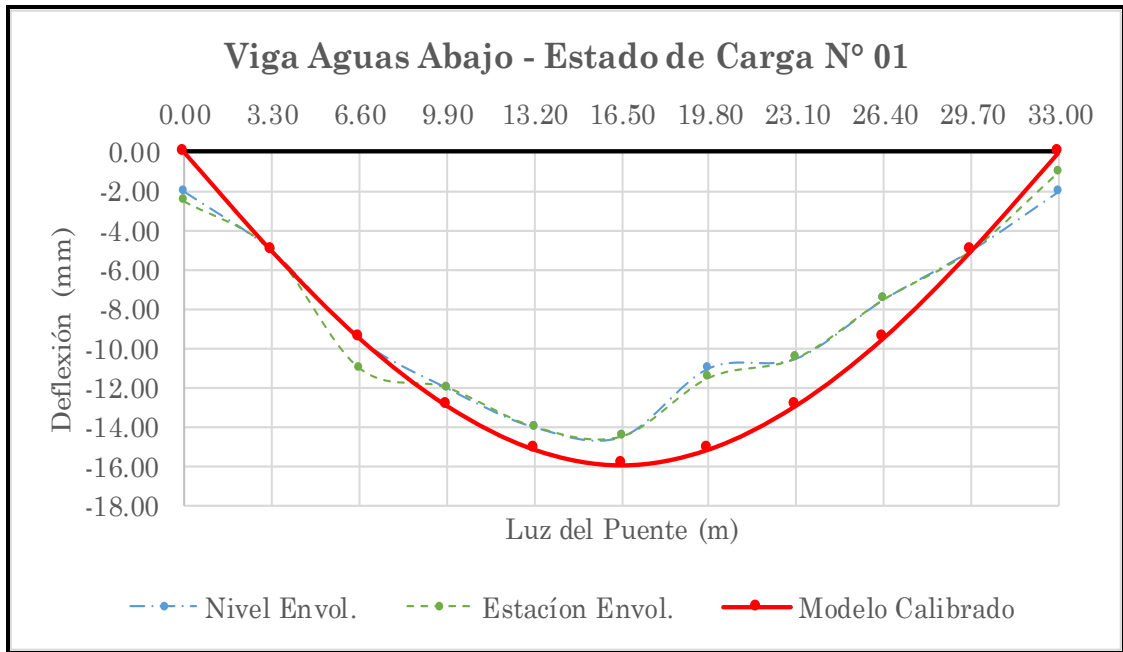


Figura 4. 40: Flecha de Viga A. Abajo - Prueba de carga Vs Modelo Numérico – Est. de Carga N° 01

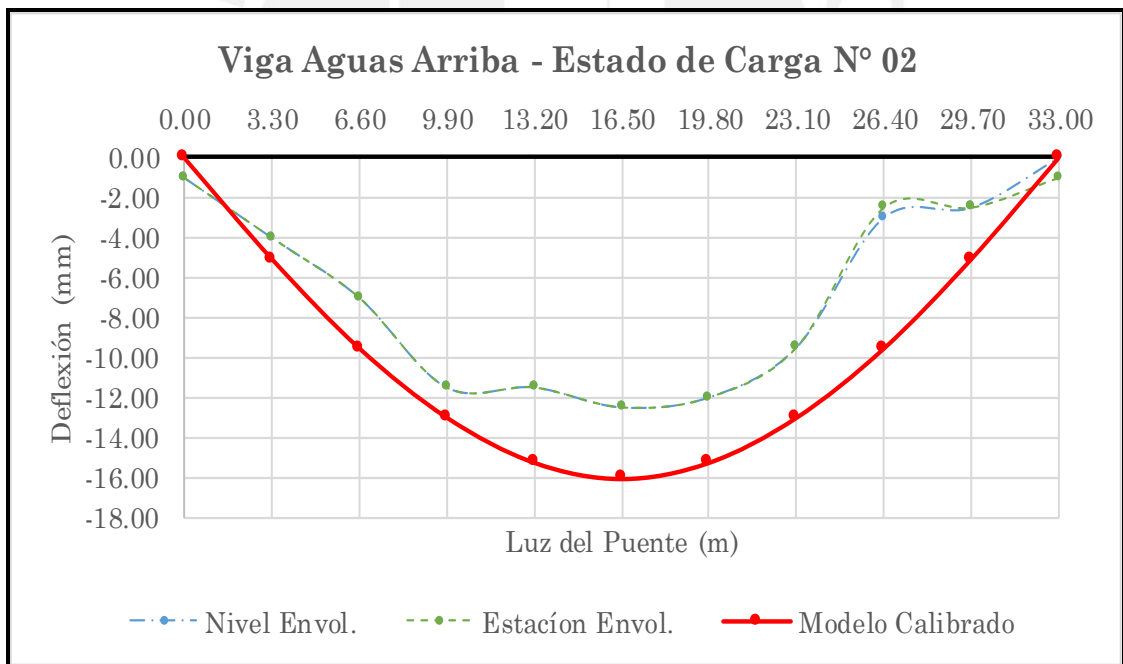


Figura 4. 41: Flecha de Viga A. Arriba - Prueba de carga Vs Modelo Numérico – Est. de Carga N° 02

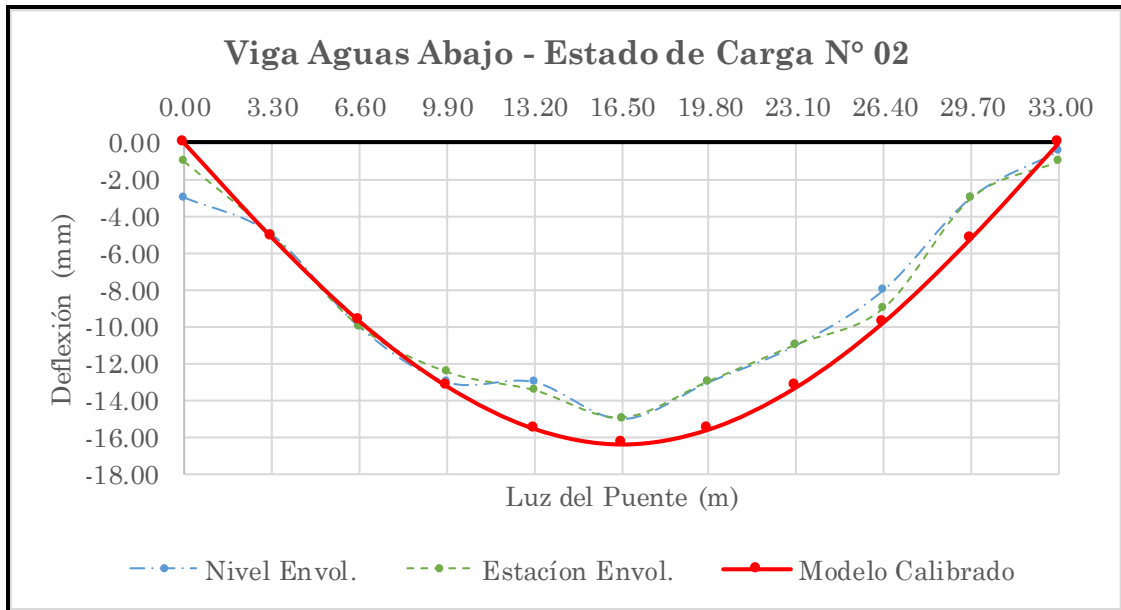


Figura 4. 42: Flecha de Viga A. Abajo - Prueba de carga Vs Modelo Numérico – Est. de Carga N° 02

En las gráficas de las flechas se puede observar que la viga ubicada aguas arriba presenta más deflexión que la viga ubicada aguas abajo; es por esta razón que se a criterio de calibración se trató de obtener una deflexión de esta viga para el modelo. Logrando obtener un valor de 16.515 mm contra un 16.50 mm en la prueba de carga.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS DE RESULTADOS.

5.1 PRUEBA DE CARGA.

En la aplicación de dos camiones de 25.79 y 27.45 toneladas de peso, teniendo un total de 53.24 toneladas. Al observar las lecturas en el estado de carga N° 01, la viga aguas arriba presenta una curvatura muy marcada que la viga aguas abajo, este comportamiento es semejante en la aplicación del estado de carga N° 02; es por eso que hace suponer que la viga aguas abajo es más resistente con respecto a la viga agua arriba.

Con respecto a la flecha obtenida en la aplicación del estado de carga N° 01, en la viga aguas arriba obtenemos 16.50 mm de deflexión contra un 14.50 mm en la viga aguas abajo y en la flecha presentada en el estado de carga N° 02, tenemos una deflexión de 12.50 mm en la viga aguas arriba y una de 15.00mm aguas abajo.

También se puede observar que la recuperación de las vigas, tiene un comportamiento elástico aceptable ya que muestra en algunos puntos una contra flecha de descarga del estado de carga N° 01 de 1.50 mm y una flecha de 1.50 mm en la viga aguas arriba contra un 1.00 mm de contra flecha y 3.50 mm en la viga aguas abajo. En el estado de carga N° 02, enseña una contra flecha de 1.00 mm y una flecha de 2.00 mm correspondiente a la viga aguas abajo; en la viga aguas abajo presenta una contra flecha 2.00 mm y una flecha de 1.00mm.

Al analizar los resultados podemos sustentar que la viga aguas abajo presenta más deflexión que la viga aguas arriba; pero la viga aguas arriba presenta una recuperación más rápida en el rango elástico que la viga aguas abajo. Así mismo es bueno recalcar que al momento de las lecturas después de la descarga es probable que la viga no se haya logrado estabilizar en su totalidad. Es por esta razón que se podría sustentar que la viga aguas abajo es más resistente que la viga aguas abajo.

5.2 MODELO NUMÉRICO.

Para la calibración del modelo se identificó la envolvente de las flechas obtenidas en la prueba de carga, para cada instrumento de medición utilizado en este caso los niveles de ingeniero y estaciones totales. Posteriormente se identificó el elemento principal con que presentaba más deflexión que es la viga aguas arriba, este fue el que sirvió para compatibilizar la deflexión del modelo numérico y así calibrarlo. Logrando obtener una deflexión teórica de 16.515 mm contra un 16.50 mm de la prueba de carga.

Al observar las flechas obtenidas en los estados de se tiene los siguientes resultados. Estado de carga N° 01, presenta una deflexión de 16.50 mm en la prueba de carga contra 16.515 mm del modelo numérico en la viga aguas arriba, logrando observar una curva definida como se presenta de color rojo en la Figura 4. 39. Sin embargo, en la curva de deflexión de la prueba de carga irregular, con asentamientos en los apoyos de un máximo de 4.00 mm; esto es aceptable ya que los apoyos son de neopreno y considerar el deterioro de la misma durante su tiempo de servicio; también en el punto 26.40 m de la luz del puente tenemos un valor de 9.804 mm en teórico contra un 3.00 mm, esta variación puede existir un aporte de rigidez de la viga diafragma que se encuentra ubicada en ese punto. Con respecto a la viga aguas abajo que se presenta en la Figura 4. 40, se tiene una deflexión máxima en centro de luz de 14.50 mm en la prueba de carga y 15.937 mm en el modelo numérico, esta diferencia es posible que la distribución de cargas en la prueba de carga, no se desarrolle como se espera en el modelo.

Para el estado de carga N° 02, al apreciar la Figura 4. 41 y Figura 4. 42, muestra un comportamiento similar al estado de carga N° 01, obteniendo resultados para la viga aguas arriba de 12.50 mm en la prueba de carga y de 16.05 mm en el modelo numérico y para la viga aguas abajo presenta una deflexión máxima en el centro de luz para la prueba de 15.00 mm contra un 16.402 mm en el modelo numérico. Es relevante notar que tanto en la prueba de carga como el modelo numérico la viga aguas abajo presenta menos deflexión que la viga aguas arriba.

CAPÍTULO VI

VALIDACIÓN DE OPERATIVIDAD.

Para la validación de la operatividad del puente, es necesario someter al modelo numérico a una carga de camión HL-93 y la carga peatonal, que son datos indispensables para obtener la deflexión máxima para esta limite servicio I , que no deberá sobre pasar la deflexión calculado por la relación de longitud/800, como se indica en el ítem 3.2.6.

$$\frac{\text{Longitud}}{800} = \frac{33\,000\text{ mm}}{800} = 41,25\text{ mm}$$

A continuación, se presenta la gráfica de la flecha determinada en la viga aguas arriba (más desfavorable) en el modelo numérico calibrado sometido al estado límite de servicio I.

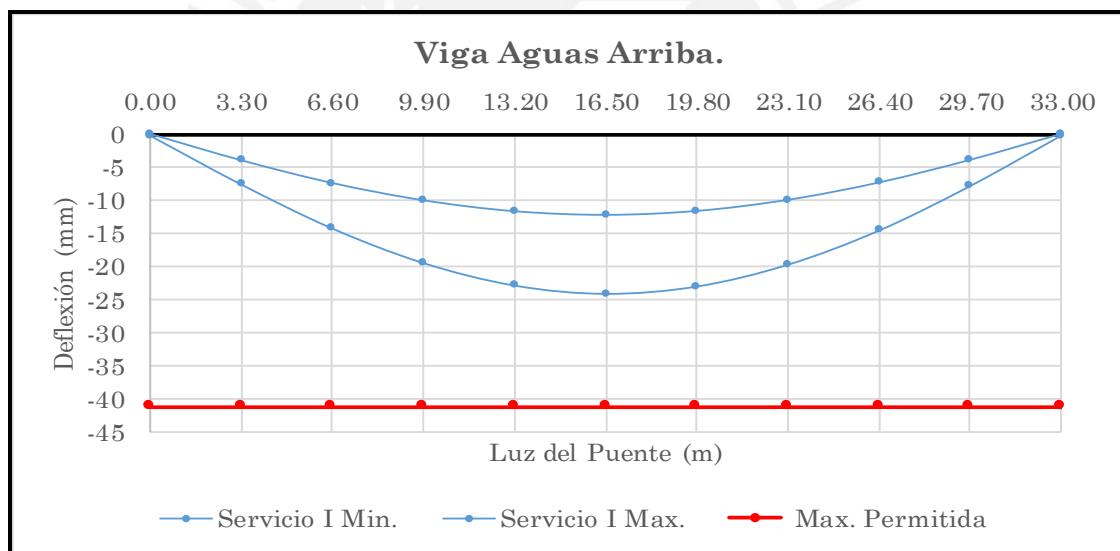


Figura 5. 1: Flecha de la Viga Aguas Arriba sometida al estado límite Servicio I - Modelo Calibrado.

Se obtuvo una deflexión máxima de 24,11 mm que representa el 58. 45% con respecto al límite de 41,25 mm, presentando un comportamiento estructural aceptable a pesar de sus 28 años de vida útil y así que se puede dar el dictamen de que el puente se encontraría operativo para la carga del camión HL- 93 y que solo presentaría un mantenimiento rutinario de pintura y restauración de elementos no estructurales como la capa de asfalto y barandas.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES.

Se elaboró una propuesta de evaluación de operatividad de puentes, combinando la inspección visual, evaluación de daño, prueba de carga y modelamiento numérico, para puentes con incertidumbre en su desempeño estructural sometida a cargas superiores a su diseño. Ya que es común en nuestro país contar con puentes construidos con cargas de diseño de 36 toneladas por carril, en redes principales de nuestras carreteras. Este procedimiento permite a que un ingeniero civil con experiencia en puentes tenga información relevante de las condiciones actuales en la se encuentra, poder tener un dictamen de su operatividad y contribuir con una posible intervención de reforzamiento.

Se validó el procedimiento en el Puente Shilcayo de 33.00 m de luz de sección compuesta con una capacidad de resistencia de 36 toneladas por carril y antigüedad de 28 años de servicio, que en la actualidad resiste cargas de 45 toneladas por carril.

El procedimiento adopta posibilidades de evaluación tanto estáticas como dinámicas, dando al ingeniero opciones de evaluación de acuerdo a las limitaciones en la que se pueda encontrar como es: la ubicación en la se encuentre el puente y limitaciones económicas que pueda presentar la entidad encargada en la administración y manteniendo de la estructura. Como en este caso; se realizó la prueba de carga estática ya que la prueba dinámica tiene un alto costo en instrumentación. Pero este no es impedimento para tener una información veraz de la estructura.

El procedimiento cumple con los parámetros necesarios para obtener un análisis objetivo de la estructura y presenta una metodología practica en su ejecución permitiendo un dictamen de su operatividad, esto es posible con las pruebas de carga; que son herramientas para la reevaluación de cargas de grandes estructuras existentes, pues permiten reducir las incertidumbres unidas al modelo numérico y evaluación de capacidad de carga.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2002). Standard specifications for highway bridges. *Officials, Seventeenth Edition, American Association of State Highway and Transportation Washington, DC.*
- AASHTO. (2011). *The Manual For Bridge Evaluation* (Second Edi). AASHTO.
- AASHTO. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO (Ed.); 8th Editio).
- Acelerómetro sensor de movimiento o vibración - Ingeniería Mecafenix.* (n.d.). Retrieved November 12, 2019, from <https://www.ingmecafenix.com/automatizacion/acelerometro/>
- Alvarado Calderón, C. D. (2005). *Evaluación teórico experimental de la capacidad de carga de un antiguo puente metálico reticulado compuesto con fines de rehabilitación.* Universidad Nacional de Ingeniería.
- Álvarez, L. G., Castillo, R., & Vargas, L. G. (2014). *Evaluación de la Capacidad de Carga Viva Vehicular de Puentes en Costa Rica.*
- Antonio, J., & Rodríguez, Q. (2018). *Calibración y ajuste de los parámetros estructurales del modelo matemático del puente Mezcala para evaluación estructural.* 530. <https://imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt530.pdf>
- Astudillo, R., Arias, G., Cortezo, J., García, J., Garrido, J., Garzo, M., Madrid, A., & Moreno, C. (2015). *Prueba de Carga de Estructuras.* 140. https://www.academia.edu/10847315/M-9_Pruebas_de_carga?auto=download
- Betancur, M., & Botero, F. (2011). *Ingeniería Inversa Aplicada: Metodología y aplicaciones industriales.* [Universidad EAFIt]. https://repository.eafit.edu.co/bitstream/handle/10784/9080/Mario_BetancurRodriguez_2011.pdf?sequence=2
- Billing, J. R. (1984). Dynamic loading and testing of bridges in Ontario. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 11(4), 833–843.
- Brownjohn, J. M. W., Moyo, P., Omenzetter, P., & Lu, Y. (2003). Assessment of highway bridge upgrading by dynamic testing and finite-element model

- updating. *Journal of Bridge Engineering*, 8(3), 162–172.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2003\)8:3\(162\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2003)8:3(162))
- C S A (Canadian Standards Association). (2017). *S6-14 Canadian highway bridge design code*. 894. <http://materialstandard.com/wp-content/uploads/2019/08/CSA-S6-14-2017.pdf>
- Cabrera, F. (2011). *Influencia de las Aberturas Transversales, en la Resistencia a Corte Y Flexión de Vigas de Concreto Reforzado: Vol. V.9* (Issue N.6) [UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA].
<http://www.bdigital.unal.edu.co/4109/1/fabiancabreraexeni.2011.pdf>
- Cada año hay unos 15 choques contra puentes en Lima y Callao – PERÚ VÍAS*. (n.d.). Retrieved September 24, 2020, from <https://peruvias.pe/cada-ano-hay-unos-15-choques-contra-puentes-en-lima-y-callao/>
- Cantieni, R. (1983). Dynamic load tests on highway bridges in Switzerland. *Rep*, 211.
- Cardoza, M. A., & Villalobos, J. E. (2005). Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática. *Universidad De El Salvador Facultad De Ingeniería Y Arquitectura Escuela De Ingeniería Civil*.
- Chan, B., Guan, H., Jo, J., & Blumenstein, M. (2015). Towards UAV-based bridge inspection systems: A review and an application perspective. *Structural Monitoring and Maintenance*, 2(3), 283–300.
- Davis, M. A., Bellemore, D. G., Berkoff, T. A., Kersey, A. D., Putnam, M. A., Idriss, R. L., & Kodinduma, M. (1996). Fiber optic sensor system for bridge monitoring with both static load and dynamic modal sensing capabilities. *Nondestructive Evaluation of Bridges and Highways*, 2946, 219–232.
<https://www.spiedigitallibrary.org/conference-proceedings-of-spie/2946/0000/Fiber-optic-sensor-system-for-bridge-monitoring-with-both-static/10.1117/12.259140.short?SSO=1>
- Dirección General de Carreteras. (1988). *Pruebas de Carga en Puentes de Carretera*.
- Elguero, A. M. (2004). *Patologías elementales*. Nobuko.
- Exceso de agua en el costo del hormigón*. (n.d.). Retrieved November 5, 2019, from <http://www.hormiblocknews.com/los-peligros-del-exceso-de-agua-en-el-costo-del-hormigon/>

- Faber, M. H., Val, D. V, & Stewart, M. G. (2000). Proof load testing for bridge assessment and upgrading. *Engineering Structures*, 22(12), 1677–1689.
- Galga extensiométrica de sección rectangular / de alta precisión / de puente completo - DRC SRL.* (n.d.). Retrieved November 12, 2019, from <https://www.directindustry.es/prod/drc-srl/product-161117-1926196.html>
- Garita Durán, H. (2016). *Análisis modal operacional y calibración del modelo estructural del puente sobre el Río Grande en la Ruta Nacional No. 27.* Universidad de Costa Rica.
- Garrido Padilla, A. (2018). *Evaluación del Estado de Conservación y de la Capacidad Resistente del Puente Pedro de Valdivia.* Univeridad Austral de Chile.
- Gobierno de la Provincia de Buenos Aires. (2007). *Manual para Inspecciones Rutinarias de Puentes y Alcantarillas en Servicio.* [http://www.vialidad.gba.gov.ar/documentos/archivs/38-Obras de Arte/200709131031310.Manual para inspecciones rutinarias de puentes y alcantarillas.pdf](http://www.vialidad.gba.gov.ar/documentos/archivs/38-Obras%20de%20Arte/200709131031310.Manual%20para%20inspecciones%20rutinarias%20de%20puentes%20y%20alcantarillas.pdf)
- Hidalgo, R. D. (2017). *Aplicación de métodos teóricos de análisis de capacidad de carga propuestos en “The Manual for Bridge Evaluation”(AASHTO) para puentes existentes, aplicado en la superestructura metálica tipo pórtico del puente Lita.* Quito, 2017.
- Laman, J. A., Pechar, J. S., & Boothby, T. E. (1999). Dynamic load allowance for through-truss bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 4(4), 231–241.
- Liu-Kuan, Y.-C., Agüero, P., Barrantes, R., & Loria, L. G. (2015). *Monitoreo Estructural del Puente Sobre el Río Seco Ruta Nacional N°.1 LM-PI-UP-PN20.* <https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/70/LM-PI-UP-PN20-2015.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- López, G. Z., Milián, A. G. A., Estrada, y R. S., Haines et al, 2019, & goleman, daniel; boyatzis, Richard; Mckee, A. (2016). DETERMINACIÓN DE LA SALUD ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS – ANÁLISIS DE FOURIER VS. ANÁLISIS MODAL OPERACIONAL. *XX CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA ESTRUCTURAL.*
- Lopez, M., & Goyeneche, T. A. (2015). Propuesta Metodológica para Evaluar la

- Capacidad de Carga de Tableros de puentes Existentes de Concreto Reforzado Basada en Pruebas Estáticas de Carga. [Pontificia Universidad Javeriana]. In *Pontificia Universidad Javeriana* (Vol. 13, Issue 3). <https://repository.javeriana.edu.co/handle/10554/21387>
- Los ciclos hielo-deshielo en el hormigón | MÁS QUE INGENIERÍA.* (n.d.). Retrieved November 5, 2019, from <https://masqueingenieria.com/blog/ciclos-hielo-deshielo-hormigon/>
- Mascia, N. T., & Sartorti, A. L. (2011). Identificación y análisis de patologías en puentes de carreteras urbanas y rurales. *Revista Ingeniería de Construcción*, 26(1), 5–24. <https://scielo.conicyt.cl/pdf/ric/v26n1/art01.pdf>
- Matute, L., & Pulido, I. (2012). *Medidas Eficientes en la Conservación de Puentes.* 12–47. <http://www.ideam.es/files/articles/Conservación Puentes.pdf>
- Meyhuey, J. (2018). Determinación y Evaluación de las Patologías del Concreto Armado del Puente Primavera Tipo Viga Losa, en el río Casca, Distrito de Independencia, Provincia de Huaraz, Departamento de Ancash. [Universidad Católica Los Ángeles de Chimbote]. In *Universidad Católica Los Ángeles de Chimbote.* http://repositorio.uladech.edu.pe/bitstream/handle/123456789/2513/GESTION_DOCUMENTARIA_IMPLEMENTACION_CASTILLO_PENA_GERARDO_EDINSON.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Ministerio de Fomento. (1999). Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera. In *Dirección General de Carreteras.* https://www.mitma.es/recursos_mfom/0850100.pdf
- Ministerio de Fomento. (2009). *Guía de Inspecciones Básicas de Obras de Paso.* <http://www.carreteros.org/normativa/estructuras/otras/pdfs/guiabop.pdf>
- Ministerio de Fomento. (2012a). *Guía para la Realización de Inspecciones Principales de Obras de Paso en la Red de Carreteras del Estado.* https://www.mitma.gob.es/recursos_mfom/0870250.pdf
- Ministerio de Fomento. (2012b). *Guía para la Realización del Inventario de Obras de Paso.* In *Ministerio de Fomento.* https://www.mitma.es/recursos_mfom/0870400.pdf

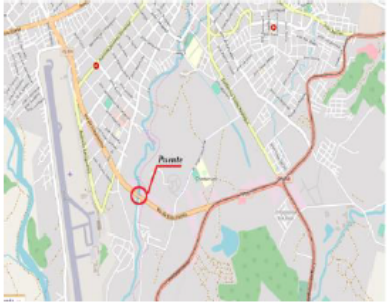
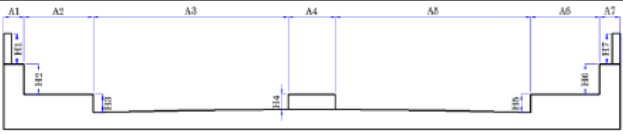

- Monjo Carrió, J. (1994). *Patología de cerramientos y acabados arquitectónicos*.
- Monroy Rincón, J. C., & Arrubla Tovar, M. (2013). *Estimación de cargas dinámicas de camiones pesados que circulan por un puente instrumentado con acelerómetros*. Pontificia Universidad Javeriana.
- MOPT. (2007). *Manual de Inspección de Puentes*. Dirección de Puentes. https://www.mopt.go.cr/wps/wcm/connect/31625228-76c4-44cf-963e-8d8b31540a79/manual_inspeccion2007.pdf?MOD=AJPERES
- MTC. (2006). Guía para la inspección de puentes. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*, 83.
- MTC. (2018). Manual de Puentes. *Ministerio de Transportes y Comunicaciones*, 633. http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/13370.pdf
- Muñoz-Barrantes, J., Vargas-Alas, L. G., Vargas-Barrantes, S., Agüero-Barrantes, P., Villalobos-Vega, E., Barrantes-Jiménez, R., & Loria-Salazar, L. G. (2015). *Guía para la determinación de la condición de puentes en Costa Rica mediante inspección visual*. 34. [https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/626/Guía para la determinación de la condición de puentes mediante inspección visual.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/626/Guía%20para%20la%20determinación%20de%20la%20condición%20de%20puentes%20mediante%20inspección%20visual.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Muñoz, E. E. (2011). *Ingeniería de puentes: Tomo I: Reseña histórica, tipología, diagnóstico y recuperación. Tomo II: Colapso, inspección especial, socavación, vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga* (Vol. 1). Editorial Pontificia Universidad Javeriana.
- Muñoz, E., Nunez, F., Rodríguez, J. A., Ramos, A., & Otálora, C. (2010). Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente atirantado basados en confiabilidad estructural. *Revista Ingeniería de Construcción*, 25(2), 285–323.
- Muñoz, E., Nuñez, F., Rodriguez, W., Otálora, C., & Ruiz, D. (2006). Evaluación por Confiabilidad Estructural de Puentes en Acero Apoyada en Monitoreo e Instrumentación. *Journal of Chemical Information and Modeling*, 38.
- Ojeda, J. M., Parra, A., & Sánchez, R. (2018). Introducción al Análisis Estructural.pdf. In U. A. de B. California (Ed.), *Análisis Estructural - Cuaderno de Apuntes*.

- Ortiz, O., Patrón, A., Reyes, E., Robles, V., Ruiz-Sandoval, M. ., & Cremona, C. (2010). Evaluación De La Capacidad De Carga Del Puente Antonio Dovalí Jaime, Mediante El Uso De Pruebas De Carga Estáticas Y Dinámicas. *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, 2(1), 31–43.
- Paultre, P., Proulx, J., & Talbot, M. (1995). Dynamic testing procedures for highway bridges using traffic loads. *Journal of Structural Engineering*, 121(2), 362–376.
- REPARACIÓN VIGA DE ACERO DAÑADA POR FATIGA PUENTE PUDAHUEL NORTE, RUTA 68 – JLS Ingeniería.* (n.d.). Retrieved November 9, 2019, from <https://www.jlsingenieria.cl/reposicion-viga-de-acero-danada-por-fatiga-puente-puedahuel-norte/>
- República de Colombia. (2006). *Manual Para La Inspección Visual De Puentes Y Pontones.* <https://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/documentos-tecnicos/manuales-de-inspeccion-de-obras/976-manual-para-la-inspeccion-visual-de-puentes-y-pontones/file>
- Retracción: Fisuras en el concreto | ARGOS 360.* (n.d.). Retrieved November 5, 2019, from <https://www.360enconcreto.com/blog/detalle/categoryid/178/categoryname/concreto/fisuras-en-el-concreto-por-retraccion>
- Ruan, H., & Ma, R. (2012). Study of Design Truck Load in AASHTO LRFD Bridge Design Specifications [J]. *World Bridges*, 1.
- Sampó, D. (2013). *Diseño de pruebas de carga estática en puentes y estimación de las deformaciones del tablero mediante modelos numéricos computacionales.* Universidad Nacional de Córdoba. Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y <http://hdl.handle.net/11086/822>
- Sánchez García, I. (2011). *Auscultación y pruebas de carga.* UNIVERSIDAD DE SALAMANCA.
- Talledo, M. (2005). *Metodología para la evaluación de la seguridad estructural de puentes en el Perú.* Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Valdés, J., & De la Colina, J. (2008). Análisis de la amplificación dinámica de la carga viva en puentes con base en pruebas experimentales. *Revista Tecnológica-ESPOL*, 21(1).

- Viviescas Jaimes, A., Herrera Rey, L., & Arenas Páez, S. (2017). Determinación de la capacidad resistente de puentes viga-losa en concreto postensado mediante pruebas de vibración ambiental: Caso de estudio Puente El Ramo. *Inge Cuc*, 13(1), 32–41. <https://doi.org/10.17981/ingecuc.13.1.2017.03>
- Yousif, Z., & Hindi, M. (2007). AASHTO - LRFD Live Load Distribution for Beam - and - Slab Bridges: Limitations and Applicability. *Journal of Bridge Engineering*, 0702(NOVEMBER 2007), 5–6.



Anexo N° 01 INFORMACIÓN GENERAL

NOMBRE DEL PUENTE		Puente Shilcayo		UBICACIÓN	DEPARTAMENTO	San Martín	ADMINISTRADO POR	Municipalidad Provincial de San Martín	DIA	8	MES	8	AÑO	2018																		
No. DE LA RUTA	P-5N	CLASIFICACIÓN	2 clase		PROVINCIA	San Martín	LATITUD NORTE	9280669N	FECHA DE VISITA	8	8	2018																				
KILÓMETRO	1+040 km		DISTRITO		Tarapoto - La Banda de Shilcayo	LONGITUD ESTE	349354E	FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN	-	-	1992																					
ELEMENTOS BASICOS				DIMENSIONES						UBICACION																						
DIRECCIÓN DE LA VIA HACIA				Tarapoto - La Banda de Shilcayo		ANCHO TOTAL		8,500 m		CALZADA		7,200 m																				
TIPO DE ESTRUCTURA				Seccion Compuesta		ITEMS	1	2	3	4	5	6	7																			
CARGA VIVA				36.00 ton		A(m)	0,650	0,000	3,600	0,000	3,600	0,000	0,650																			
LONGITUD TOTAL				33,00 m		H(m)	0,735	0,170	0,000	0,000	0,000	0,170	0,735																			
ESPECIFICACIÓN				AASHTO STANDARDS																												
No. DE SUPER ESTRUCTURA				1		<div style="text-align: center;"> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="4">CLARO LIBRE</th> </tr> <tr> <td>ALTURA LIBRE SUPERIOR</td> <td>0,00 m</td> <td rowspan="2">APROX</td> <td rowspan="2">5,3 m</td> </tr> <tr> <td>ALTURA LIBRE INFERIOR</td> <td>5,3 m</td> </tr> </table> </div>									CLARO LIBRE				ALTURA LIBRE SUPERIOR	0,00 m	APROX	5,3 m	ALTURA LIBRE INFERIOR	5,3 m								
CLARO LIBRE																																
ALTURA LIBRE SUPERIOR	0,00 m	APROX	5,3 m																													
ALTURA LIBRE INFERIOR	5,3 m																															
No. DE TRAMOS				1																												
No. DE SUB ESTRUCTURA				2																												
LONGITUD DE DESVIO				0,10 km		<div style="text-align: center;"> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="4">ANTECEDENTES DE INSPECCIÓN</th> </tr> <tr> <td>DIA</td> <td>MES</td> <td>AÑO</td> <td>INSPECTOR</td> <td>TIPO DE INSPECCIÓN</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>*</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>*</td> </tr> </table> </div>								ANTECEDENTES DE INSPECCIÓN				DIA	MES	AÑO	INSPECTOR	TIPO DE INSPECCIÓN					*					*
ANTECEDENTES DE INSPECCIÓN																																
DIA	MES	AÑO	INSPECTOR	TIPO DE INSPECCIÓN																												
				*																												
				*																												
PENDIENTE LONGITUDINAL				0 %																												
FECHA DE ULT. PINTURA				DIA	MES	AÑO																										
SERVICIOS PUBLICOS				1	Agua potable	3																										
				2		4																										
CRUZA SOBRE				1	Vereda en Voladizo	<div style="text-align: center;"> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="4">ANTECEDENTES DE REHABILITACIÓN</th> </tr> <tr> <td>DIA</td> <td>MES</td> <td>AÑO</td> <td>ELEMENTOS</td> <td>RESUMEN DE CONTRAMEDIDAS</td> </tr> <tr> <td>-</td> <td>-</td> <td>-</td> <td>Viga longitudinal</td> <td>Presenta aparente refuerzo de Plata banda</td> </tr> </table> </div>								ANTECEDENTES DE REHABILITACIÓN				DIA	MES	AÑO	ELEMENTOS	RESUMEN DE CONTRAMEDIDAS	-	-	-	Viga longitudinal	Presenta aparente refuerzo de Plata banda					
ANTECEDENTES DE REHABILITACIÓN																																
DIA	MES	AÑO	ELEMENTOS	RESUMEN DE CONTRAMEDIDAS																												
-	-	-	Viga longitudinal	Presenta aparente refuerzo de Plata banda																												
PAVIMENTO				TIPO	Asfalto	<div style="text-align: center;"> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <th colspan="4">OBSERVACIONES</th> </tr> <tr> <td>TOTAL DE VEHICULOS</td> <td>Car</td> <td colspan="2" rowspan="3"> Presenta oxidación y corrosión en los elementos estructurales y no estructurales de acero. Existe incertidumbre en la resistencia de la carga viva, ya que se evidencia el cruce de camiones superiores a 36 ton por carril. No se puede observar el tipo de cimentación de los estribos; es necesario revisar antecedentes del puente. Presenta colisiones en las barandas. </td> </tr> <tr> <td>% DE VEHICULOS PESADOS</td> <td>%</td> </tr> <tr> <td>POR CARGA</td> <td>NP t</td> </tr> <tr> <td>POR ALTURA</td> <td>NP m</td> <td colspan="2" rowspan="2">-</td> </tr> <tr> <td>POR ANCHO</td> <td>NP m</td> </tr> </table> </div>								OBSERVACIONES				TOTAL DE VEHICULOS	Car	Presenta oxidación y corrosión en los elementos estructurales y no estructurales de acero. Existe incertidumbre en la resistencia de la carga viva, ya que se evidencia el cruce de camiones superiores a 36 ton por carril. No se puede observar el tipo de cimentación de los estribos; es necesario revisar antecedentes del puente. Presenta colisiones en las barandas.		% DE VEHICULOS PESADOS	%	POR CARGA	NP t	POR ALTURA	NP m	-		POR ANCHO	NP m	
OBSERVACIONES																																
TOTAL DE VEHICULOS	Car	Presenta oxidación y corrosión en los elementos estructurales y no estructurales de acero. Existe incertidumbre en la resistencia de la carga viva, ya que se evidencia el cruce de camiones superiores a 36 ton por carril. No se puede observar el tipo de cimentación de los estribos; es necesario revisar antecedentes del puente. Presenta colisiones en las barandas.																														
% DE VEHICULOS PESADOS	%																															
POR CARGA	NP t																															
POR ALTURA	NP m	-																														
POR ANCHO	NP m																															
CONTEO DE TRAFICO				AÑO	Year																											
RESTRICCIONES				POR CARGA	NP t	-																										
				POR ALTURA	NP m																											
				POR ANCHO	NP m	-																										

Anexo N° 02 SUPERESTRUCTURA.

NOMBRE DEL PUENTE	Puente Shilcayo			UBICACIÓN	DEPARTAMENTO	San Martín	ADMINISTRADO POR	Municipalidad Provincial de San Martín		DÍA	8	MES	8	AÑO	2018
No. DE LA RUTA	P-5N	CLASIFICACIÓN	2 clase		PROVINCIA	San Martín	LATITUD NORTE	9280669N	FECHA DE VISITA	8	8	2018			
KILÓMETRO	1+040		km		DISTRITO	Tarapoto - La Banda de Shilcayo	LONGITUD ESTE	349354E	FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN	-	-	1992			
VIGAS PRINCIPALES DE SUPERESTRUCTURA															
No. DE ESTRUCTURA	No. DE TRAMOS	ALINEACIÓN DE PLANTA	MATERIALES	SUPERESTRUCTURA	TIPOS	LONGITUD TOTAL	TRAMO MÁXIMO	No. DE PRINCIPALES	ALTURA						
1	1	Recta	Acero A36	Viga Principal	W o I	33,00 m	33,00 m	4	1,50 m						
2	1	Recta	Acero A36	Viga Diafragma	C	1,90 m	1,90 m	15	0,45 m						
3						m	m		m						
4						m	m		m						
5						m	m		m						
6						m	m		m						
No. DE ESTRUCTURA	TIPO DE JUNTAS DE EXPANSIÓN		LOSA		CARACTERÍSTICAS DE PINTURA										
	UBICACIÓN INICIAL	UBICACIÓN FINAL	MATERIALES	ESPESOR	TIPO DE PINTURA	AREA PINTADA	FECHA DE ULT. PINTURA			EMPRESA ENCARGADA					
1	Ángulos	Ángulos	C° A° F° C=210	0,22 m	Epoxica color naranja	500 m2	-	-	-	-					
2				m		m2									
3				m		m2									
4				m		m2									
5				m		m2									
6				m		m2									

Anexo N° 03 SUB ESTRUCTURA.

NOMBRE DEL PUENTE		Puente Shilcayo		UBICACIÓN	DEPARTAMENTO	San Martín	ADMINISTRADO O POR	Municipalidad Provincial de San Martín			DIA	MES	AÑO
No. DE LA RUTA	P-5N	CLASIFICACIÓN	2 clase		PROVINCIA	San Martín	LATITUD NORTE	9280669N		FECHA DE VISITA	8	8	2018
KILÓMETRO	1+040		km		DISTRITO	Tarapoto - La Banda de Shilcayo	LONGITUD ESTE	349354E		FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN	-	-	1992
ESTRIBO				PILAR			FUNDACIÓN			APOYO			
No.DE	MATERIALES	TIPO	ALTURA	FORMA	DIMENSIONES		TIPO	DIMENSIONES		TIPO DE PILOTES	TIPO		ANCHO DE ASIENT
					ANCHO	LARGO		ANCHO	LARGO		INICIAL	FINAL	
1	C° A° F'C=210	CANTILIVER	5.0-6.0 m		m	m		m	m		NEOPRENO	NEOPRENO	0,4 m
2	C° A° F'C=210	CANTILIVER	5.0- 6.0 m		m	m		m	m		NEOPRENO	NEOPRENO	0,4 m
			m		m	m		m	m				m
			m		m	m		m	m				m
			m		m	m		m	m				m
			m		m	m		m	m				m

Anexo N° 04 FOTOS DE INSPECCIÓN RÁPIDA.

NOMBRE DEL PUENTE				Puente Shilcayo		DEPARTAMENTO		San Martín <th colspan="2">ADMINISTRACIÓN O POR</th> <td colspan="2">Municipalidad Provincial de San Martín <th>DÍA</th> <th>MES</th> <th>AÑO</th> </td>		ADMINISTRACIÓN O POR		Municipalidad Provincial de San Martín <th>DÍA</th> <th>MES</th> <th>AÑO</th>		DÍA	MES	AÑO	
No. DE LA RUTA		CLASIFICACIÓN	2 clase		UBICACIÓN		PROVINCIA	San Martín <th>LATITUD NORTE</th> <td colspan="2">9280669N <th colspan="2">FECHA DE VISITA</th> <td>8</td> <td>8</td> <td>2018</td> </td>		LATITUD NORTE	9280669N <th colspan="2">FECHA DE VISITA</th> <td>8</td> <td>8</td> <td>2018</td>		FECHA DE VISITA		8	8	2018
KILÓMETRO			1+040 km		UBICACIÓN		DISTRITO	Tarapoto - La Banda de Shilcayo <th>LONGITUD ESTE</th> <td colspan="2">349354E <th colspan="2">FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN</th> <td>-</td> <td>-</td> <td>1992</td> </td>		LONGITUD ESTE	349354E <th colspan="2">FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN</th> <td>-</td> <td>-</td> <td>1992</td>		FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN		-	-	1992
No.	1	UBICACIÓN	Vereda - Aguas Arriba		No.	2	UBICACIÓN	Baranda - Aguas Arriba		No.	3	UBICACIÓN	Estribo - Margen Derecha				
																	
NOTA	Progresiva - Ubicación del puente.		DÍA	8	MES	8	AÑO	2018	NOTA	Dobles en baranda producto de colisión de vehículos		DÍA	8	MES	8	AÑO	2018
NOTA	Falta de limpieza en la cajuela de los estribos.		DÍA	8	MES	8	AÑO	2018									
No.	4	UBICACIÓN	Zona Inferior del Puente		No.	5	UBICACIÓN	aguas Arriba - Margen Derecha		No.	6	UBICACIÓN	Aguas abajo del puente				
																	
NOTA	Oxido y corrosión en las vigas principales y vigas diafragma		DÍA	8	MES	8	AÑO	2018	NOTA	Obstrucción en los drenajes en la superestructura		DÍA	8	MES	8	AÑO	2018
NOTA	Existe pase de tubería PVC agua potable		DÍA	8	MES	8	AÑO	2018									

Anexo N° 05 CLASIFICACIÓN Y GRADO DE DAÑO.

NOMBRE DEL PUENTE		Puente Shilcayo		UBICACIÓN	DEPARTAMENTO	San Martín	ADMINISTRADO POR	Municipalidad Provincial de San Martín	FECHA DE VISITA	DIA	MES	AÑO
No. DE LA RUTA	P-5N	CLASIFICACION	2 clase		PROVINCIA	San Martín	LATITUD NORTE	9280669N		8	8	2018
KILÓMETRO	1+040 km		DISTRITO		Tarapoto - La Banda de Shilcayo	LONGITUD ESTE	349354E	FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN		-	-	1992
TIPO DE DAÑO Y EVALUACIÓN DEL GRADO DEL DAÑO									CLASIFICACION DE DAÑO.			
1. PAVIMENTO	Patología	1. ONDULACIÓN	2. SURCOS	3. AGRIETAMIENTO	4. BACHES	5. SOBRECAPAS DE ASFALTO	BUENO					
	Evaluación	1	1	2	2	5						
2. BARANDA (ACERO)	Patología	1. DEFORMACIÓN	2. OXIDACIÓN	3. CORROSIÓN	4. FALTANTE	No existe peligro de falla o colapso.						
	Evaluación	2	5	5								No existe evidencia de daño estructural importante en la superestructura.
3. BARANDA (CONCRETO)	Patología	1. AGRIETAMIENTO	2. ACERO DE REFUERZO	3. FALTANTE	No existe evidencia de asentamientos							
	Evaluación										No presenta desplazamientos o deformaciones en los dispositivos de apoyo.	
4. JUNTA DE EXPANSIÓN	Patología	1. SONIDOS EXTRAÑOS	2. FILTRACIÓN DE	3. FALTANTE O DEFORMACIÓN	4. MOVIMIENTO VERTICAL	5. JUNTAS OBSTRUIDAS	6. ACERO DE REFUERZO	No presenta degradación de sus elementos estructurales por el tiempo que tiene en servicio.				
	Evaluación	1	2	1	1	2	1					
5. LOGA	Patología	1. GRIETAS EN UNA DIRECCIÓN	2. GRIETAS EN DOS	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO	5. CANGREJERAS	6. EFLORESCENCIA	7. AGUJEROS	Deterioro en capa de rodadura, sistema de drenaje, juntas de dilatación y barandas.			
	Evaluación	2	1	1	1	1	3	1				
6. VIGA PRINCIPAL DE ACERO	Patología	1. OXIDACIÓN	2. CORROSIÓN	3. DEFORMACIÓN	4. PERDIDA DE PERNOS	5. GRIETAS EN SOLDADURA O	Presenta degradación en los elementos estructurales.					
	Evaluación	5	5	1	1	1						Evidencia de patologías importantes en los elementos estructurales como corrosión y fisuras.
7. SISTEMA DE ARRIOS TRAMIENTO	Patología	1. OXIDACIÓN	2. CORROSIÓN	3. DEFORMACIÓN	4. ROTURA DE UNIONES	5. ROTURA DE ELEMENTOS	Se Observa un ligero pandeo en la superestructura con respecto a su eje longitudinal.					
	Evaluación	5	5	1	1	1						Los dispositivos de apoyo presentan desgaste.
8. PINTURA	Patología	1. DECOLOACIÓN	2. AMPOLLAS	3. DESCASCARAMIENTO	Existe incertidumbre en los daños por antecedentes de desastres naturales							
	Evaluación	5	4	3							Existe una gran incertidumbre acerca de la continuidad en la operatividad del puente	
9. VIGA PRINCIPAL DE CONCRETO	Patología	1. GRIETAS EN UNA DIRECCIÓN	2. GRIETAS EN DOS	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO	5. CANGREJERAS	6. EFLORESCENCIA	MALO				
	Evaluación											
10. VIGA DIAFRAGMA CONCRETO	Patología	1. GRIETAS EN UNA DIRECCIÓN	2. GRIETAS EN DOS	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO	5. CANGREJERAS	6. EFLORESCENCIA	Presenta gran cantidad de degradación en los elementos estructurales.				
	Evaluación											
11. APOYOS	Patología	1. ROTURA DE APOYOS	2. DEFORMACIÓN EXTRAÑA	3. INCLINACIÓN	4. DESPLAZAMIENTO	La superestructura del puente muestra deflexiones que son permisibles a la vista.						
	Evaluación	2	1	1	1							<i>Dictamen de Inspección:</i> El puente presenta agrietamiento en pocos lugares, pero sobre capas de asfalto en toda la longitud del puente, además los elementos metálicos como barandas y vigas presentan en la mayoría de las partes oxidación y corrosión. Con respecto a la subestructura no presenta socavación visible, pero eflorescencia en muchos lugares. Presenta incertidumbre en la continuidad de operatividad del puente, clasificándolo como un puente en condición "Regular" .
12. PARED CABEZAL ALETONES (ESTRIBOS)	Patología	1. GRIETAS EN UNA DIRECCIÓN	2. GRIETAS EN DOS	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO	5. CANGREJERAS	6. EFLORESCENCIA	7. PROTECCIÓN DE TERRAPLEN	EVALUACION			
	Evaluación	2	1	1	1	1	3	NP				
13. CUERPO PRINCIPAL (ESTRIBOS)	Patología	1. GRIETAS EN UNA DIRECCIÓN	2. GRIETAS EN DOS	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO	5. CANGREJERAS	6. EFLORESCENCIA	7. PENDIENTE EN TALUDES	SOCAVACION			
	Evaluación	1	1	1	1	1	3	1				
14. CABEZAL (PILAR)	Patología	1. GRIETAS EN UNA DIRECCIÓN	2. GRIETAS EN DOS	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO	5. CANGREJERAS	6. EFLORESCENCIA	2 En pocos lugares Tendencia a socavarse				
	Evaluación											
15. CUERPO PRINCIPAL (PILAR)	Patología	1. GRIETAS EN UNA DIRECCIÓN	2. GRIETAS EN DOS	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO	5. CANGREJERAS	6. EFLORESCENCIA	7. INCLINACIÓN	4 En menos de la mitad Socavación peligrosa			
	Evaluación											
									FECHA	INSPECCION FINAL	NOMBRE DE INSPECTOR	FIRMA
									8	8	2018	Renzo Flores

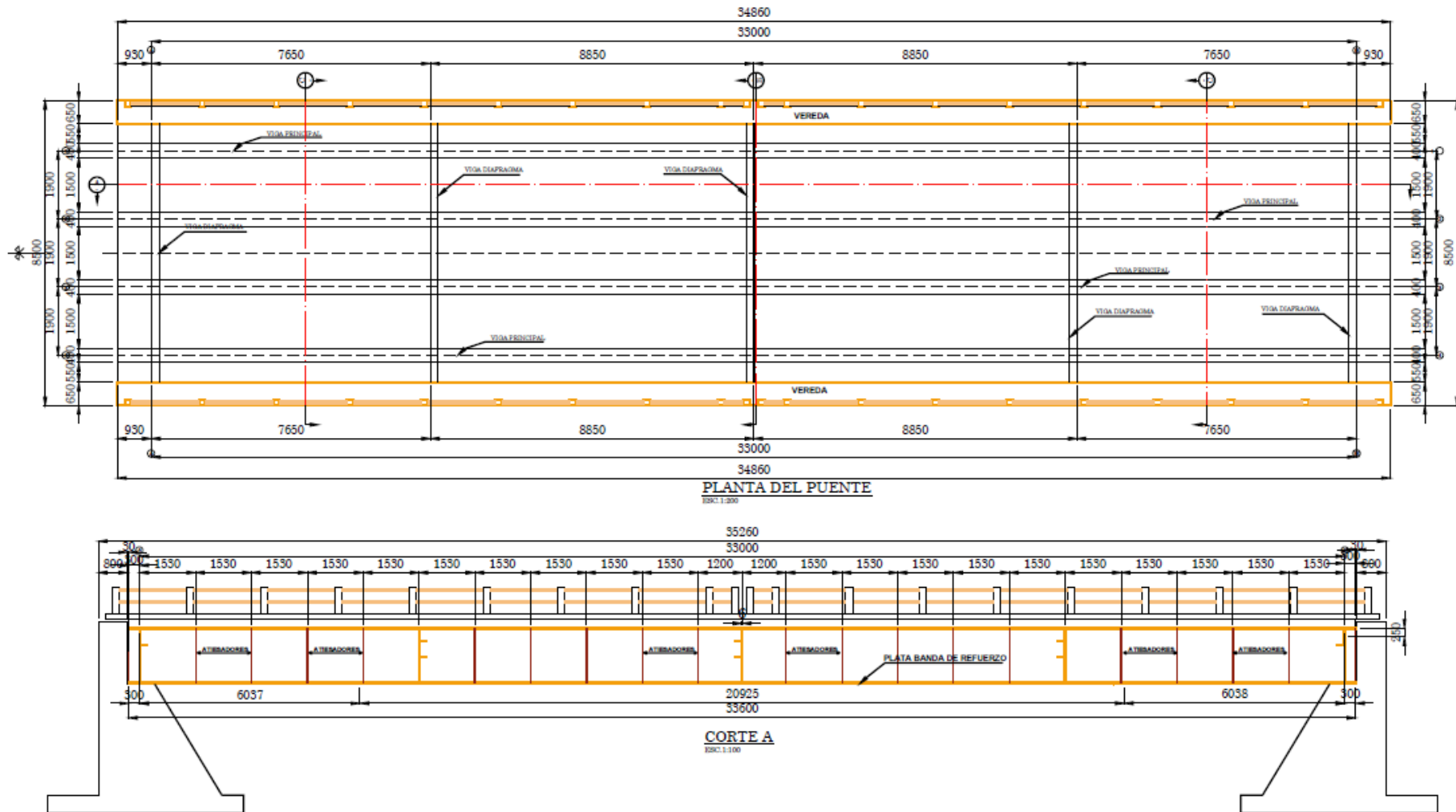
Anexo N° 6.1 FOTOS DE INSPECCIÓN DETALLADA.

NOMBRE DEL PUENTE				Puente Shilcayo		DEPARTAMENTO		San Martín		ADMINISTRADO POR		Municipalidad Provincial de San Martín		DIA	MES	AÑO							
No. DE LA RUTA		CLASIFICACIÓN	2 clase		UBICACIÓN		PROVINCIA	San Martín		LATITUD NORTE	9280669N		FECHA DE VISITA			8	8	2018					
KILÓMETRO			1+040 km		UBICACIÓN		DISTRITO	Tarapoto - La Banda de Shilcayo		LONGITUD ESTE	349354E		FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN			-	-	1992					
No.	1	UBICACIÓN	Calzada.				No.	2	UBICACIÓN	Vigas Principales				No.	3	UBICACIÓN	Vigas Principales						
  																							
NOTA		Medición de calzada y veredas			DIA	MES	AÑO	NOTA		Oxidación y corrosión en vigas principales			DIA	MES	AÑO	NOTA		Oxidación y corrosión en vigas principales			DIA	MES	AÑO
					8	8	2018						8	8	2018						8	8	2018
No.	4	UBICACIÓN	Margen Izquierda				No.	5	UBICACIÓN	Margen Derecha				No.	6	UBICACIÓN	Margen Izquierda						
  																							
NOTA		Obstrucción en los apoyos			DIA	MES	AÑO	NOTA		Oxidación y corrosión en vigas diafragma			DIA	MES	AÑO	NOTA		Medición de espesor de ala inferior de viga principal			DIA	MES	AÑO
					8	8	2018						8	8	2018						8	8	2018

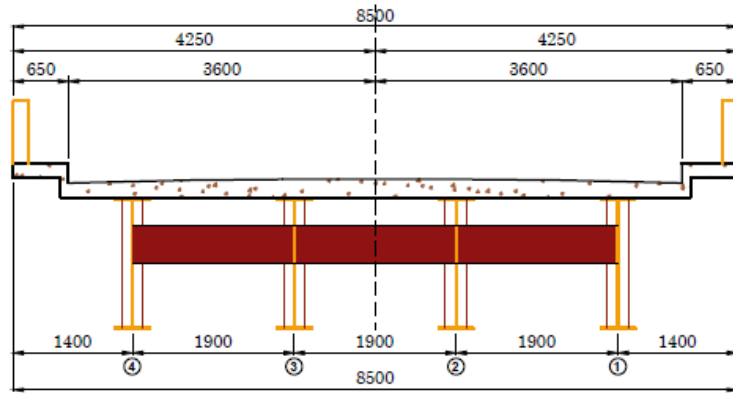
Anexo N° 6.2 FOTOS DE INSPECCIÓN DETALLADA.

NOMBRE DEL PUENTE				Puente Shilcayo		DEPARTAMENTO		San Martín		ADMINISTRADO POR		Municipalidad Provincial de San Martín		DIA	MES	AÑO					
No. DE LA RUTA		P-5N	CLASIFICACIÓN		2 clase		UBICACIÓN		PROVINCIA		San Martín		LATITUD NORTE		9280669N		FECHA DE VISITA		1	2	2020
KILÓMETRO		1+040		km		DISTRITO		Tarapoto - La Banda de Shilcayo		LONGITUD ESTE		349354E		FECHA DE CONCLUSIÓN DE CONSTRUCCIÓN		-	-	1992			
No.	7	UBICACIÓN	Estribo - Margen Derecho			No.	8	UBICACIÓN	Margen - Izquierdo			No.	9	UBICACIÓN	Margen - Izquierdo						
																					
NOTA	Limpieza en la cajuela		DIA	1	MES	2	AÑO	2020	NOTA	Medición de la altura del neopreno		DIA	1	MES	2	AÑO	2020				
No.	10	UBICACIÓN	Margen Izquierdo			No.	11	UBICACIÓN	Margen Izquierdo			No.	12	UBICACIÓN	Margen Derecho						
																					
NOTA	Medición del peralte de la Viga		DIA	1	MES	2	AÑO	2020	NOTA	Espesor de atizador en apoyo		DIA	1	MES	2	AÑO	2020				
NOTA	Espesor del alma de la viga		DIA	1	MES	2	AÑO	2020													

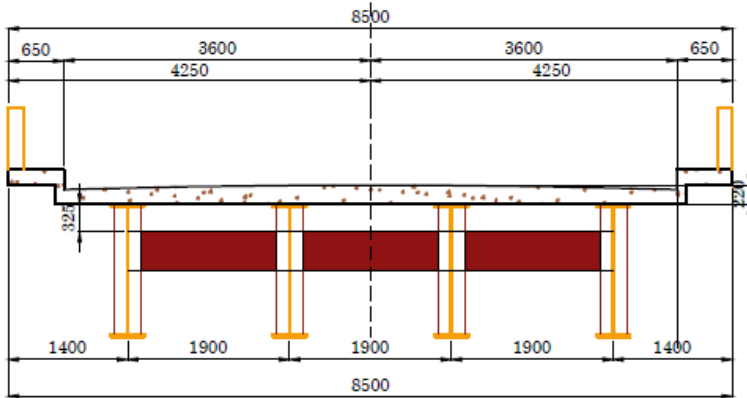
Anexo N° 07 PLANTA Y PERFIL.



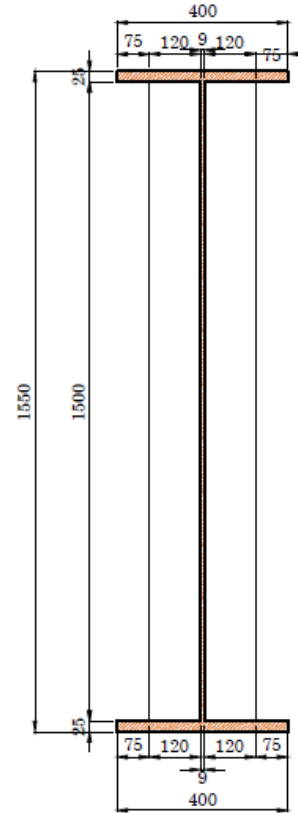
Anexo N° 08 SECCIONES.



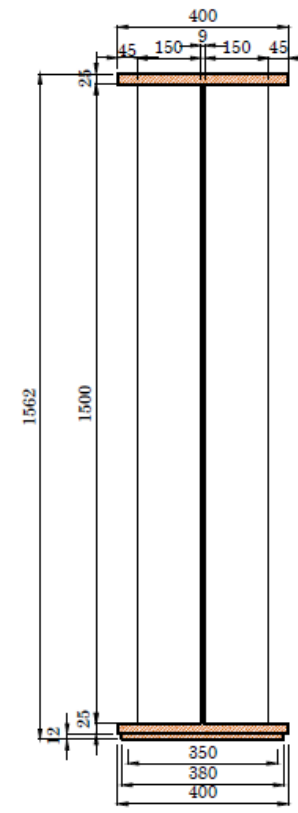
CORTE C
ESC:1:100



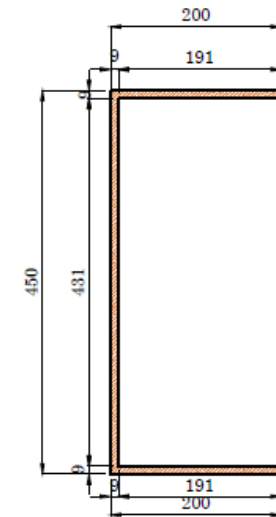
CORTE B
ESC:1:100



SECCION 1-VPRINCIPAL
ESC:1:30



SECCION 2-VPRINCIPAL
ESC:1:30



SECCION 1-VDIAFRAGMA
ESC:1:10

Anexo 09: PROTOCOLO DE PRUEBA DE CARGA

ÍNDICE.

1.	GENERALIDADES.	120
1.1.	Características del puente.	120
2.	ALCANCES.	121
3.	EQUIPOS Y/O HERRAMIENTAS.	121
4.	DESVIÓ O SUSPENSIÓN DE TRÁFICO.	122
5.	IDENTIFICACIÓN, CARGA Y PESAJE DE LOS CAMIONES.	122
6.	SEÑALIZACIÓN EN EL PUENTE DE LA UBICACIÓN DE LOS CAMIONES DE PRUEBA Y DE LOS PUNTOS DE MEDICIÓN.	122
7.	OBJETIVO.	122
8.	ANÁLISIS DE LA SUPER ESTRUCTURA.	122
8.1.	Sobre Carga De Diseño HS 20-44.	123
8.2.	Sobre carga de camión de prueba.	123
8.3.	Calculo de los máximos efectos de la carga viva.	125
8.3.1.	Para el camión de diseño HS 20-44.	125
8.3.2.	Comprobación de resultados con Software a utilizar.	126
8.3.3.	Para el camión de prueba.	126
8.3.4.	Relación de máximos efectos de la carga viva.	127
8.4.	Tren de carga.	127
8.4.1.	Estado de carga de la prueba.	127
8.4.1.1.	Combinación De Carga Para Hs 20-44.	128
8.4.1.2.	Combinación De Carga Del Camión De Carga.	129
8.5.	Análisis de los momentos en la viga critica	130
	En este punto se realizó el análisis de aplicación de las cargas planteadas según el tren de carga. Además, se analizó en el modelo numérico tridimensional.	130
8.5.1.	Camión Hs 20-44.	130
	Se presenta el modelo y la aplicación de la carga del camión.	130
8.5.2.	Camión de Prueba.	131
8.5.3.	Relación de máximos efectos de la carga viva.	132
8.5.4.	Deflexión teórica.	132

9. PROCEDIMIENTO DE CARGA Y DESCARGA DE LOS CAMIONES DE PRUEBA.	133
9.1. Ubicación de los equipos a utilizar.	134
10. BIBLIOGRAFÍA.	137

Índice de Tablas.

<i>Tabla 1: Comparativo de Resultados.</i>	<i>126</i>
---	------------

Índice de Figuras.

<i>Figura 1: Modelo numérico - CSIBridge.</i>	<i>123</i>
<i>Figura 2: Esquema de camión HS 20 -44(AASHTO, 2002).</i>	<i>123</i>
<i>Figura 3: Camión de Prueba SINOTRUCK HOWO 6x4 (Ecured, n.d.).</i>	<i>124</i>
<i>Figura 4: Dimensiones del Camión de Prueba (Ecured, n.d.)</i>	<i>124</i>
<i>Figura 5: Líneas de Influencia Camión HS 20 -44.</i>	<i>125</i>
<i>Figura 6: Líneas de Influencia para el Camión de Prueba.</i>	<i>126</i>
<i>Figura 7: Tren de Carga Aguas Arriba - Camión HS 20 - 44.</i>	<i>128</i>
<i>Figura 8: Tren de Cargas Aguas Abajo - Camión HS 20-44.</i>	<i>128</i>
<i>Figura 9: Tren de Carga Aguas Arriba - Camión de Prueba.</i>	<i>129</i>
<i>Figura 10: Tren de Cargas Agua Abajo - Camión de Prueba.</i>	<i>129</i>
<i>Figura 11: Aplicación de la Carga HS 20-44 al Modelo Numérico.</i>	<i>130</i>
<i>Figura 12: Momento máximo en la viga crítica - HS 20-44.</i>	<i>130</i>
<i>Figura 13: Aplicación de la Carga del Camión de Prueba al Modelo Numérico.</i>	<i>131</i>
<i>Figura 14: Momento máximo de la viga crítica - camión de prueba.</i>	<i>131</i>
<i>Figura 15: Deflexión de viga crítica con la aplicación de HS 20 - 44.</i>	<i>132</i>
<i>Figura 16: Deflexión de viga crítica con la aplicación de Camión de Prueba.</i>	<i>133</i>
<i>Figura 17: Ubicación de los niveles de ingeniero.</i>	<i>134</i>
<i>Figura 18: Ubicación de las Estaciones totales.</i>	<i>134</i>

1. GENERALIDADES.

En la actualidad se encuentra en servicio el **PUENTE VEHICULAR SHILCAYO**, ubicado en la vía de evitamiento de la ciudad de Tarapoto, provincia de San Martín, departamento de San Martín.

Tiene una vida útil de treinta años aproximadamente, considerado como un puente importante. Es de sección compuesta de 33.00 m de luz, simplemente apoyado conformado por cuatro vigas de acero de sección W, estas mismas soportan la losa de tablero de concreto armado y cuenta con seis vigas diafragma, el puente tiene dos vías con un ancho de calzada de 7.20m.

1.1. Características del puente.

Tipo	:	Simplemente apoyado.
Nº de tramos	:	01 Tramo.
Luz	:	33.00 m.
Ancho de calzada	:	7.20 m.
Nº de vía	:	02
Ancho de vereda	:	0.65 m.
Espesor del tablero	:	0.20 m.
Por su finalidad	:	Vial – Urbano 2da clase.
Disposición en planta	:	Recto.
Vigas transversales	:	5.00 m.
Cargas de diseño	:	HS 20-44.
Estribos tipo	:	Cantiléver.
Espesor carpeta asfáltica	:	2” espesor.
Concreto en losa	:	$f_c = 21$ MPa.
Acero de refuerzo	:	Acero A36.

2. ALCANCES.

En esta prueba de carga tiene como finalidad evaluar la condición de operatividad en la que se encuentra el puente, ya que con anterioridad se realizó una inspección visual presentando incertidumbre en su desempeño estructural ante las cargas actuales de servicio.

Se basa en la comparación de las deflexiones teóricas, y las medidas en campo producidas por la aplicación de cargas vehiculares controladas, las cuales deberán producir momentos y esfuerzos representativos de las acciones de servicio que actuarán sobre el puente.

La prueba de carga se ejecutará de tal modo que el peso, ubicación y números de camiones de prueba presenten respuestas al 80% de las solicitaciones máximas específicas con la carga de diseño; que en este caso es HS20-44; ya que se debe tener en cuenta que el puente tiene varios años en servicio y no se debe comprometer a la estructura a su carga máxima con la que fue diseñada.

3. EQUIPOS Y/O HERRAMIENTAS.

Humanos:

- 01 Ingeniero civil responsable de la prueba de carga.
- 01 Ingeniero civil asistente.
- 04 Topógrafos.
- 04 Ayudantes.

Herramientas para Limpieza: Cepillo de alambre, cinturón de herramientas, pala plana, chalecos reflectantes, casco, botas y gafas.

Herramientas de ayuda Visual: Pintura, tiza, espejos de inspección, caja de herramientas, linternas y martillos.

Equipo de señalización y seguridad: Conos de plástico, triángulos y demás señales de seguridad. Además, un botiquín de primeros auxilios.

Camiones:

- 02 Camiones de prueba SINOTRUCK HOWO 6x4.

Instrumentos:

- 02 Estaciones Totales TOPCON GOT 3007W.

- 02 Niveles de Ingeniero NIVEL TOPCON AT-B4A.
- 01 Termómetro.

4. DESVIÓ O SUSPENSIÓN DE TRÁFICO.

Se coordinará con las autoridades pertinentes de la administración de la vía como en este caso es la *Municipalidad Provincia de San Martín – Tarapoto* y la *Municipalidad Distrital de la Banda de Shilcayo*. Esta interrupción se dará a conocer mediante medios comunicación locales y contar con la participación del *Serenazgo* y la *Policía Nacional*.

5. IDENTIFICACIÓN, CARGA Y PESAJE DE LOS CAMIONES.

Los camiones tipo volquete que participarán en la prueba serán debidamente identificados, medidos, cargados con material y luego pesados. La identificación comprende la marca, tipo de vehículo, número de placa, peso del vehículo $\pm 5\%$, entre otros. Se medirán las distancias entre ejes transversales y ejes longitudinales, así como la longitud y el ancho total del vehículo. Luego los camiones se cargarán con material a fin conseguir el peso total estipulado en el proyecto de prueba de carga. Finalmente, los camiones cargados serán pesados con identificación del peso por eje del peso total.

6. SEÑALIZACIÓN EN EL PUENTE DE LA UBICACIÓN DE LOS CAMIONES DE PRUEBA Y DE LOS PUNTOS DE MEDICIÓN.

Mediante marcas de tiza o pintura sobre el pavimento se señalará la ubicación de los camiones de la prueba de carga, para cada tren de cargas. Se utilizarán marcas en el tablero y viga del puente para el control de deflexiones.

7. OBJETIVO.

Verificar el comportamiento estructural del puente, bajo la aplicación de su sobrecarga de diseño al 80%. Para luego ser analizado bajo la sobrecarga actual de la norma de diseño HL-93 de la AASHTO LRFD.

8. ANALISIS DE LA SUPER ESTRUCTURA.

El análisis estructural del puente se ha elaborado en base al proceso constructivo y las cargas que actúan sobre la estructura durante la vida útil del puente.

Para el análisis lineal se utilizó el programa *CsiBridge de Computers & Structures Inc. (CSI)*; para la construcción de modelo numérico. El mismo que se describe aquí

se ha utilizado un tipo de elemento, que es el elemento Shell y Frame para todos los elementos estructurales.

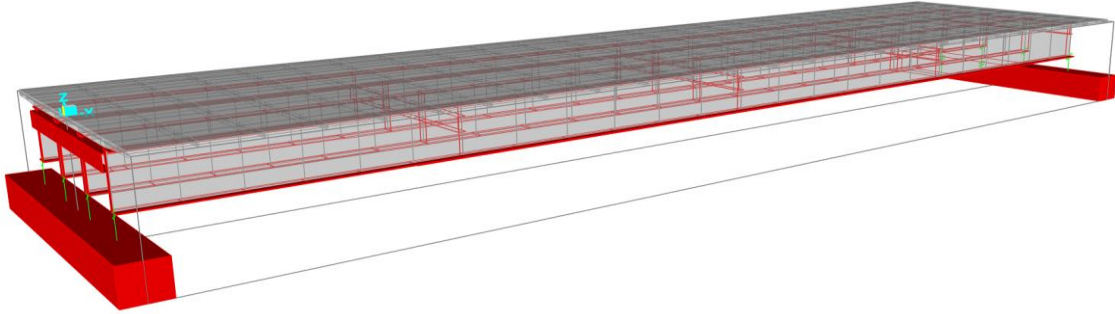


Figura 1: Modelo numérico - CSIBridge.

8.1. Sobre Carga De Diseño HS 20-44.

En el Perú muchos puentes fueron diseñados con la norma AASHATO STANDAR, que establece el camión HS 20-44, la cual correspondía a un camión de tres ejes de la siguiente manera:

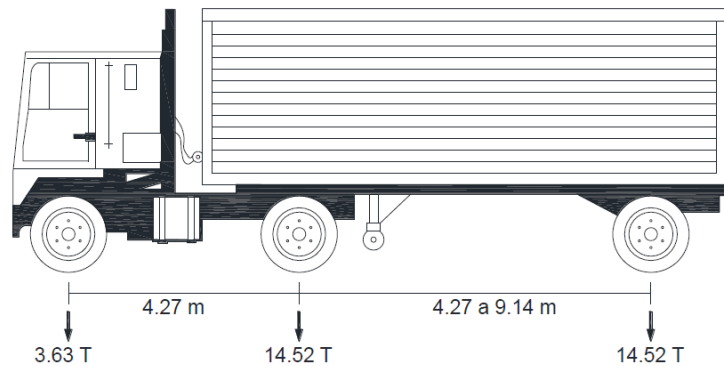


Figura 2: Esquema de camión HS 20 -44(AASHTO, 2002)

8.2. Sobre carga de camión de prueba.

Características del vehículo.



Figura 3: Camión de Prueba SINOTRUCK HOWO 6x4 (Ecured, n.d.).

Datos de vehículo.

Fabricante: SINOTRUCK.
 Modelo: HOWO 6x4.
 Capacidad: 15 m³.
Pesos.
 Capacidad de ejes delantero: 7.00 Ton.
 Capacidad de ejes Posteriores: 2 x 16.00 Ton.
 Peso Neto: 14.50 Ton.
 Capacidad de carga: 24.50 Ton.
 Peso Bruto: 39.00 Ton.

Dimensiones.

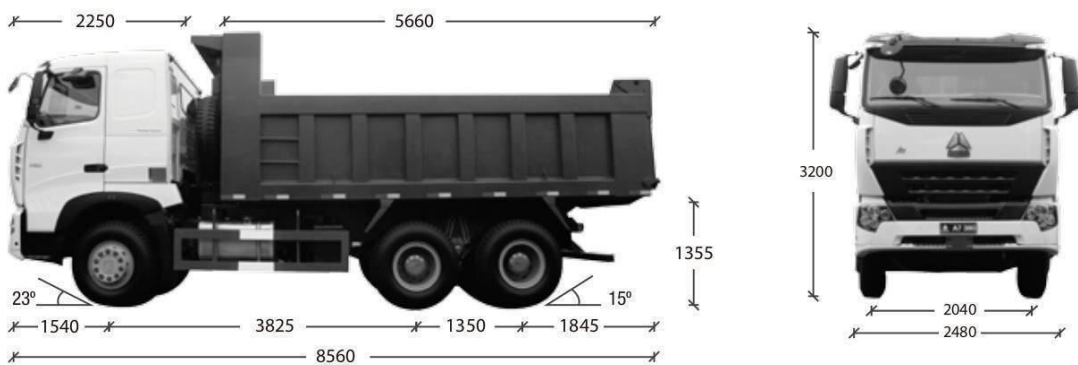


Figura 4: Dimensiones del Camión de Prueba (Ecured, n.d.)

Longitud:	8,241 mm.
Ancho:	2,496 mm.
Altura:	3,496 mm.
Distancia entre Ejes (mm):	3,425 + 1,350.
Angulo de Aproximación:	19°
Angulo de Salida:	54°

8.3. Calculo de los máximos efectos de la carga viva.

Para la estimación de la carga móvil es necesario tener las siguientes consideraciones.

Se utilizará un modelo numérico simplificado, idealizada como una viga simplemente apoyada de 33.00 m luz. Se determinará el momento máximo efectos de la carga viva.

8.3.1. Para el camión de diseño HS 20-44.

Se determinará mediante el uso de líneas de influencia.

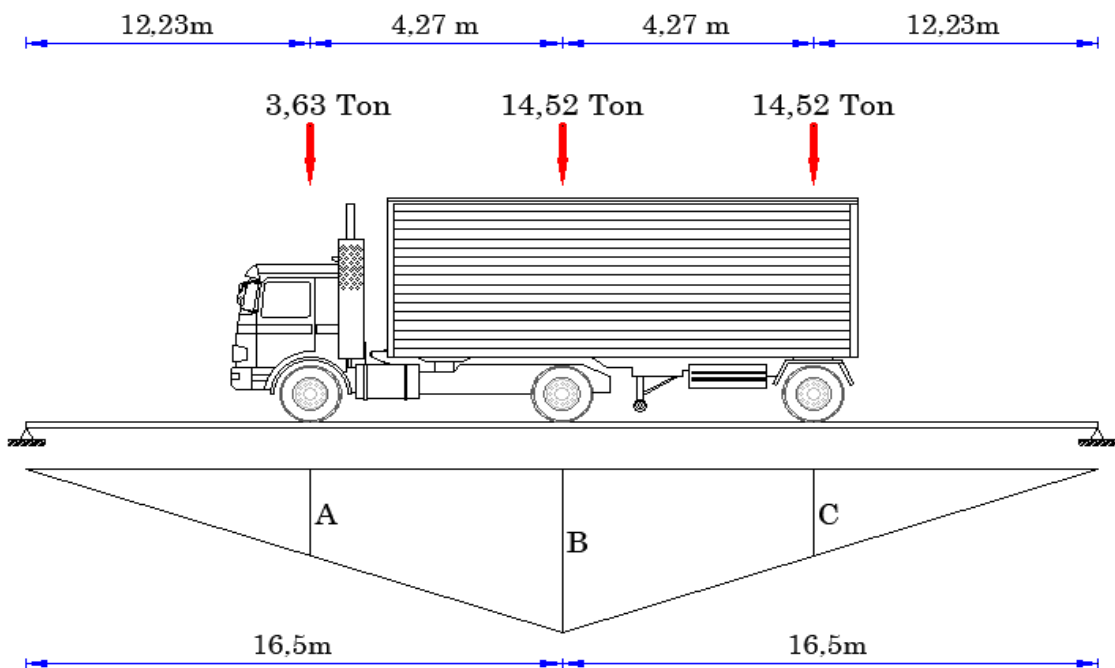


Figura 5: Líneas de Influencia Camión HS 20 -44.

El momento máximo.

$$B = \frac{16,5 \times 16,5}{33} \text{ o } \frac{L}{4} = 8,25$$

$$A = C = \frac{8,25}{16,5} \times 12,23 = 6,115$$

$$M_{HS\ 20-44}=3,63(6,115)+14,52(8,25)+14,52(6,115)$$

$$M_{HS\ 20-44}=230.78\ \text{Ton-m}$$

8.3.2. Comprobación de resultados con Software a utilizar.

Es este ítem de realiza una comprobación de los cálculos manuales con los resultados obtenidos en el programa con la carga HS 20-44. De manera simplificada se realiza un modelo numérico simplificado de una viga simplemente apoyada.



$$M_{CSIBridge}=230.78\ \text{Ton-m}$$

Tabla 8: Comparativo de Resultados.

Momentos Máximos	
Manual	CSIBridge
230.78 ton-m	230.78 ton-m

Con los resultados obtenido se comprueba que el software a utilizar procesa datos correctos.

8.3.3. Para el camión de prueba.

Se determinará mediante el uso de líneas de influencia.

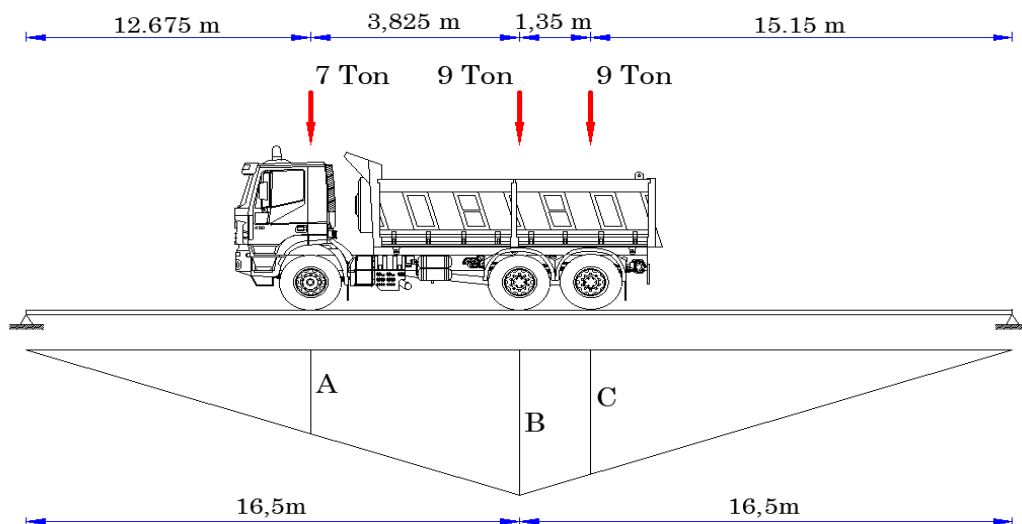


Figura 6: Líneas de Influencia para el Camión de Prueba.

El momento máximo.

$$A = \frac{8.25}{16.5} \times 12.675 = 6.34$$

$$B = \frac{16.5 \times 16.5}{33} \text{ o } \frac{L}{4} = 8.25$$

$$A = C = \frac{8.25}{16.5} \times 15.15 = 7.58$$

$$M_{CP} = 7(6.34) + 9(8.25) + 9(7.58)$$

$$M_{CP} = 186.85 \text{ Ton-m}$$

8.3.4. Relación de máximos efectos de la carga viva.

$$F_{\text{prueba}} = \frac{M_{CP}}{M_{HS\ 20-44}} = \frac{186.85 \text{ Ton-m}}{230.78 \text{ ton-m}} = 0.809$$

8.4. Tren de carga.

Se presenta las diferentes ubicaciones o combinaciones de carga.

8.4.1. Estado de carga de la prueba.

La carga se aplicará en forma progresiva en varias fases, mediante la medida simultánea de la respuesta de la estructura en zonas críticas (centro de Luz), se pueda tener conocimiento de que el comportamiento del puente es el correcto y este, por lo tanto, dentro de la condición adecuada de seguridad.

A continuación, se ilustra la colocación de los camiones en los diferentes estados de carga.

8.4.1.1. Combinación De Carga Para Hs 20-44

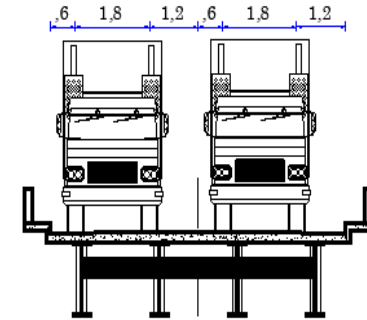
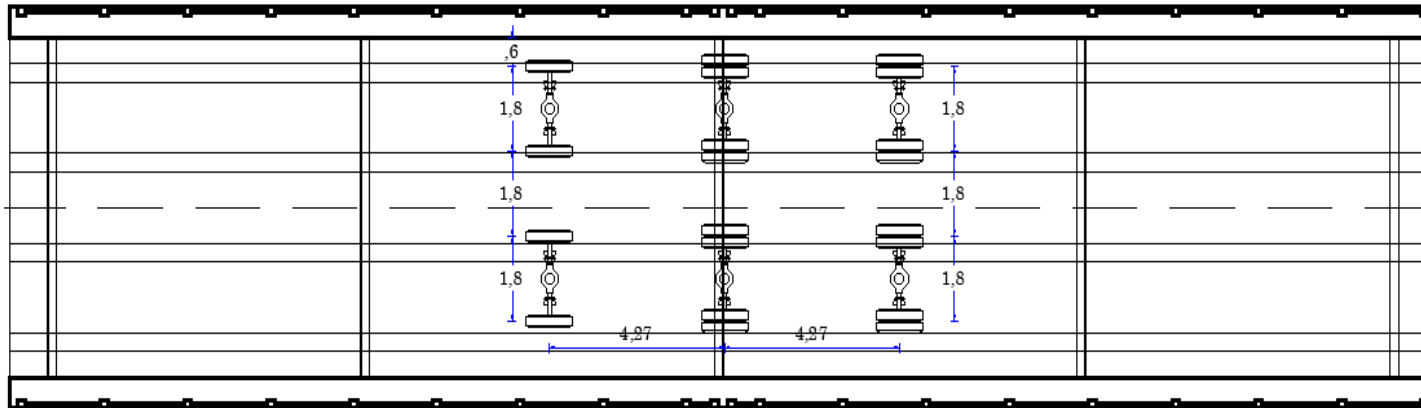


Figura 7: Tren de Carga Aguas Arriba - Camión HS 20 - 44.

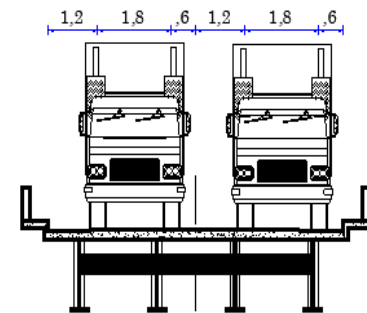
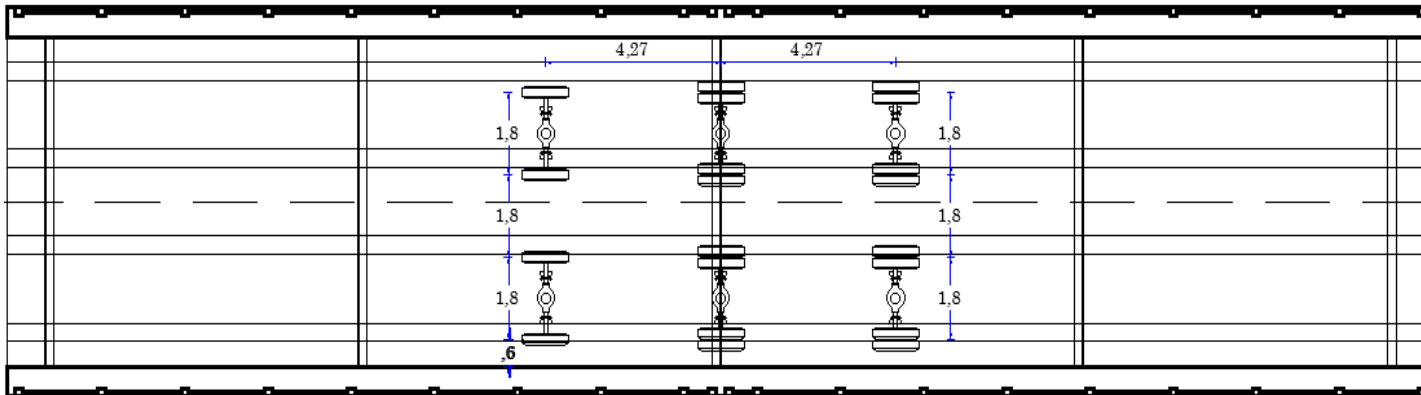


Figura 8: Tren de Cargas Aguas Abajo - Camión HS 20-44.

8.4.1.2. Combinación De Carga Del Camión De Carga.

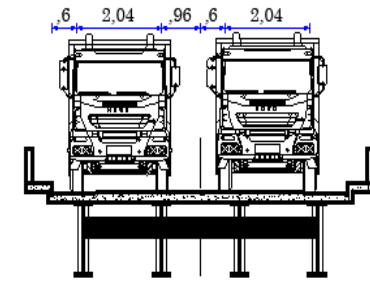
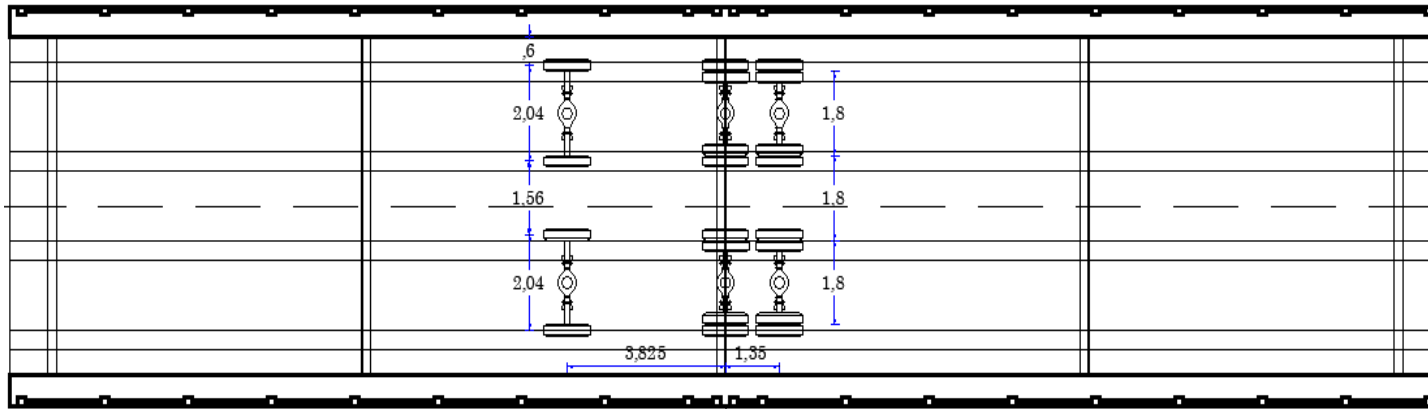


Figura 9: Tren de Carga Aguas Arriba - Camión de Prueba.

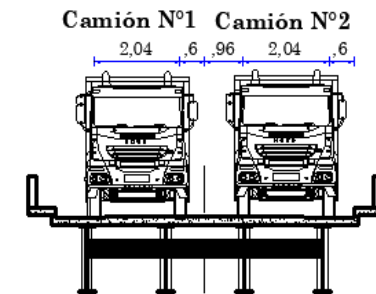
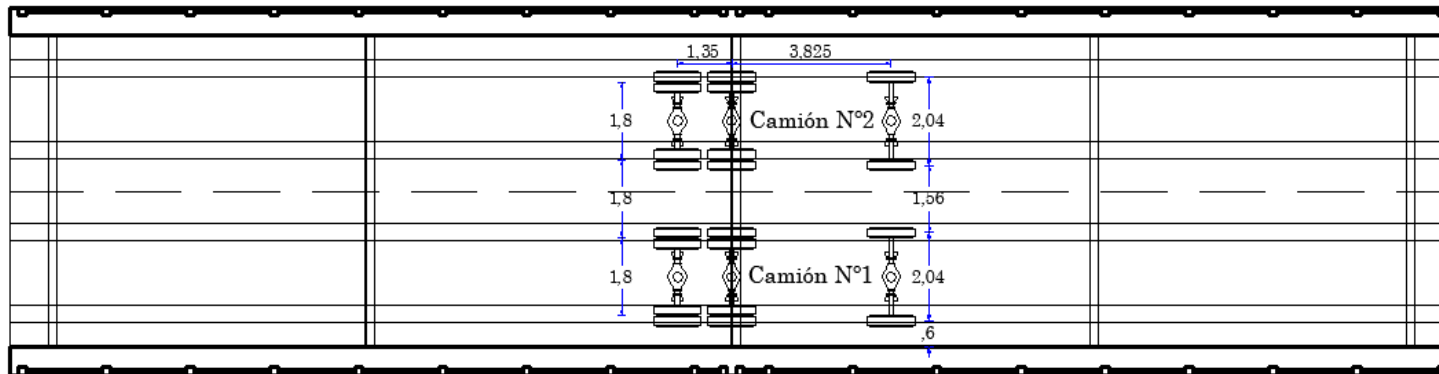


Figura 10: Tren de Cargas Agua Abajo - Camión de Prueba.

8.5. Análisis de los momentos en la viga crítica

En este punto se realizó el análisis de aplicación de las cargas planteadas según el tren de carga. Además, se analizó en el modelo numérico tridimensional.

8.5.1. Camión Hs 20-44.

Se presenta el modelo y la aplicación de la carga del camión.

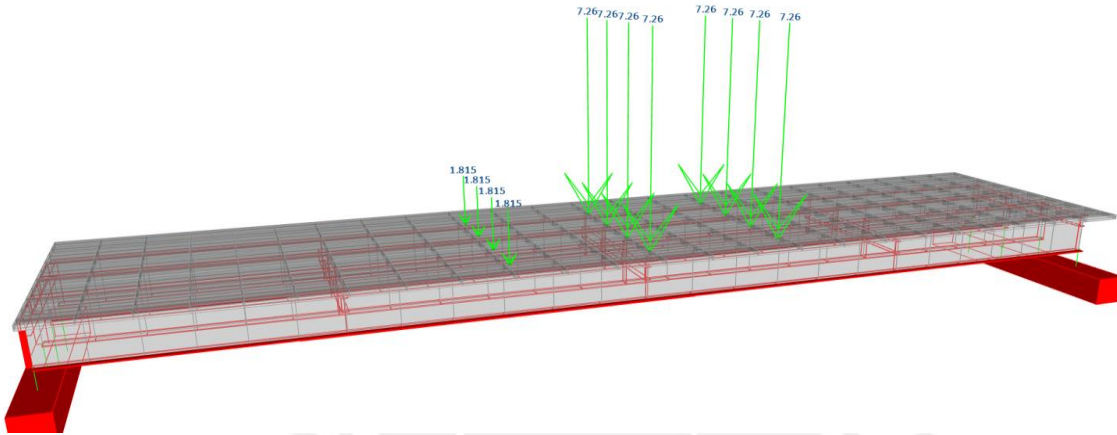


Figura 11: Aplicación de la Carga HS 20-44 al Modelo Numérico.

A continuación, se presenta la fuerza de momento obtenida por la acción de la carga del camión.

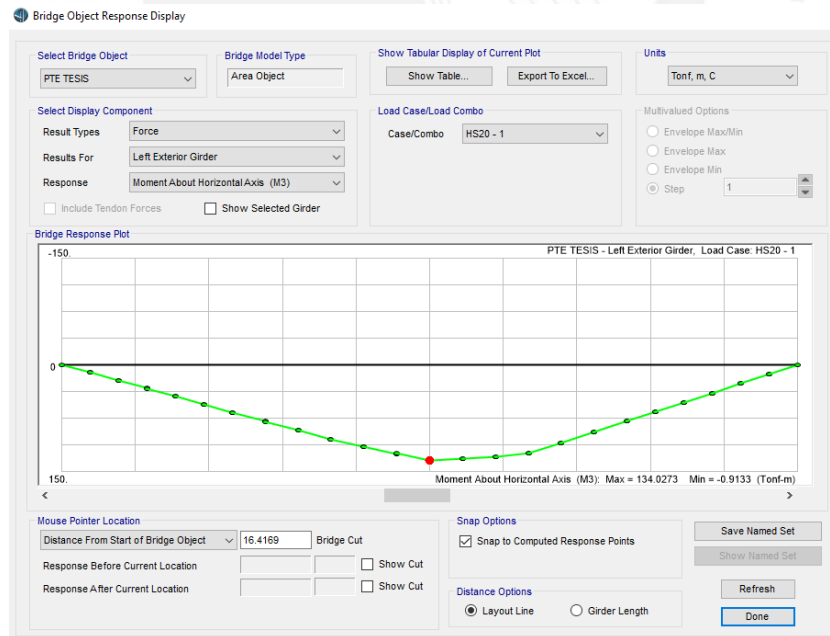


Figura 12: Momento máximo en la viga crítica - HS 20-44.

Se puede apreciar que el valor máximo obtenido es:

$$M_{HS\ 20-44}=134.02\ \text{ton-m}$$

8.5.2. Camión de Prueba.

Se presenta la aplicación de la carga del camión de prueba, es bueno mencionar que existe un incremento de 0.4 ton en los ejes posteriores del camión, ya que existe 4 vigas longitudinales y estos realizan una distribución de fuerzas, haciendo que el momento se reduzca a comparación con el análisis anterior, donde se idealizó al puente como una viga simplemente apoyada.

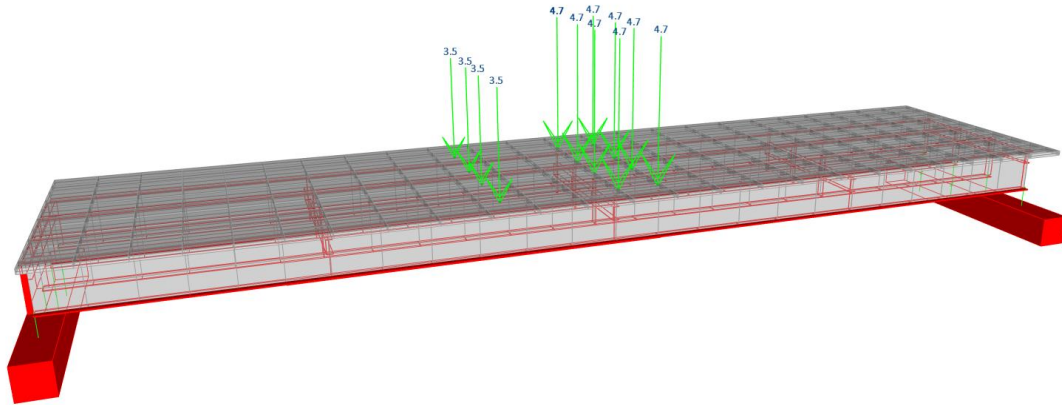


Figura 13: Aplicación de la Carga del Camión de Prueba al Modelo Numérico.

A continuación, se presenta la fuerza de momento obtenida por la acción de la carga del camión.

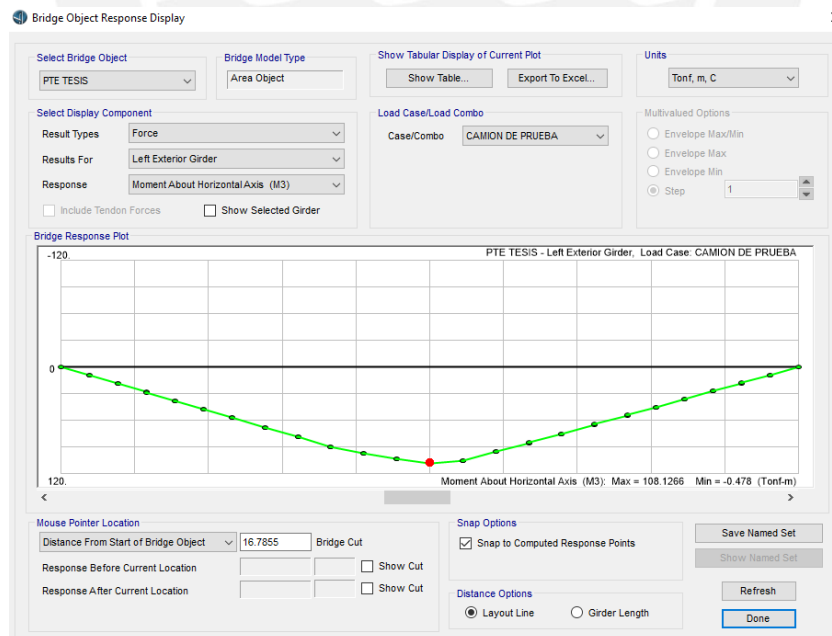


Figura 14: Momento máximo de la viga crítica - camión de prueba.

Se puede apreciar que el valor máximo obtenido es:

$$M_{CP}=108.13 \text{ ton-m}$$

8.5.3. Relación de máximos efectos de la carga viva.

Se realiza una verificación del factor de prueba con los momentos obtenidos en el modelo numérico tridimensional.

$$F_{\text{prueba}} = \frac{M_{\text{CP}}}{M_{\text{HS 20-44}}} = \frac{108.13 \text{ Ton-m}}{134.02 \text{ ton-m}} = 0.80$$

Se encuentra en el rango de seguridad 0.75 a 0.80, adoptada en la propuesta de evaluación.

8.5.4. Deflexión teórica.

A continuación, se presenta la deflexión teórica a servicio en los 10 punto de control tanto para el camión HS 20 -44 y el camión de Prueba.

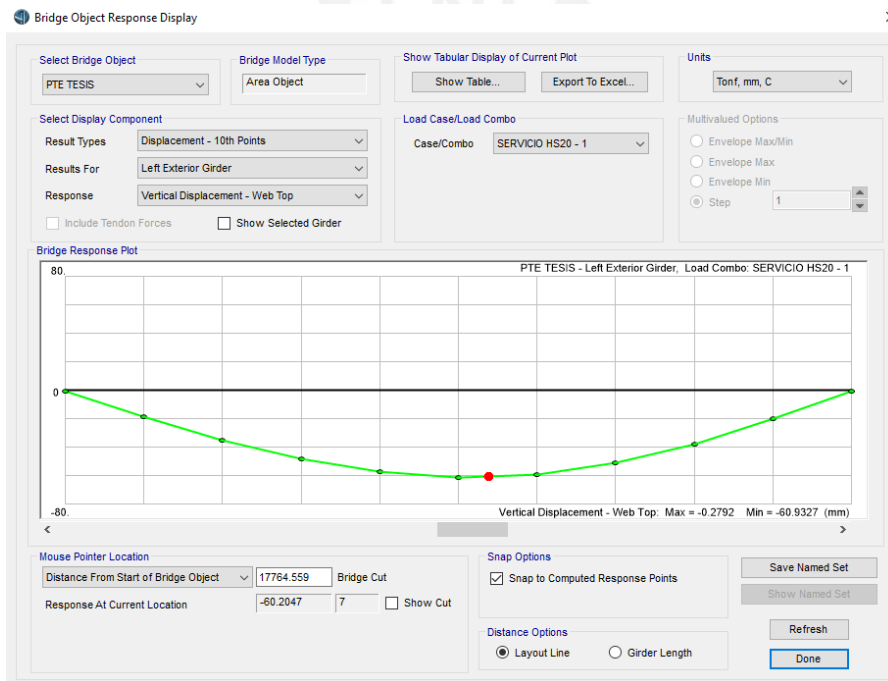


Figura 15: Deflexión de viga crítica con la aplicación de HS 20 – 44.

Tabla 9: Deflexión Teórica HS 20-44

Distancia (m)	0,00	3,30	6,60	9,90	13,20	16,50	19,80	23,10	26,40	29,70	33,00
Deflexión (mm)	-0,28	-18,66	-35,07	-48,06	-56,95	-60,93	-59,03	-50,88	-37,40	-19,91	-0,28

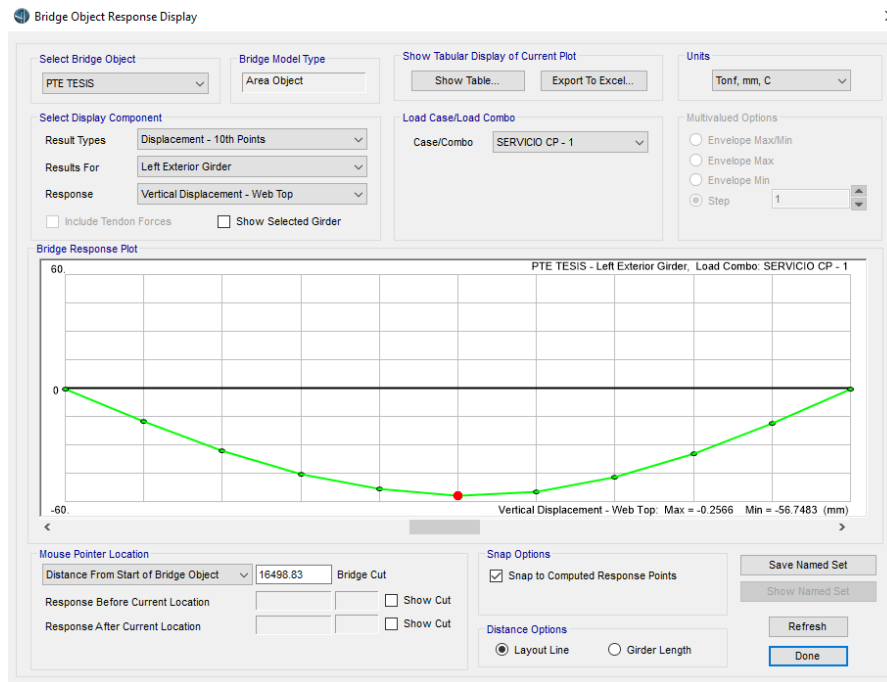


Figura 16: Deflexión de viga crítica con la aplicación de Camión de Prueba.

Tabla 10: Deflexión Teórica Camión de Prueba.

Distancia (m)	0,00	3,30	6,60	9,90	13,20	16,50	19,80	23,10	26,40	29,70	33,00
Deflexión (mm)	-0,27	-17,61	-33,02	-45,13	-53,30	-56,75	-54,67	-46,96	-34,50	-18,36	-0,26

9. PROCEDIMIENTO DE CARGA Y DESCARGA DE LOS CAMIONES DE PRUEBA.

Los camiones de carga deberán moverse con una velocidad no mayor de 10 Km/h al ingreso y salida del puente, para evitar efectos dinámicos sobre la estructura, estos se ubicarán de acuerdo a los estados de cargas evaluados con las indicaciones del ítem 8.4.

Cada camión de prueba, deberá cumplir con las cargas que fueron determinadas y analizadas en los ítem 8.2; para garantizar la carga 18.4os camiones de prueba, serán pesados antes de iniciar la prueba.

Se dejará cada estado de carga durante 1 hora por lo menos. Se tomarán lecturas de desplazamiento vertical en 10 puntos como mínimo a lo largo de la luz del puente, con más atención en el centro luz; antes y después de colocar los incrementos de carga.

Después de colocar un estado de carga, se tomarán lecturas de las deflexiones cada 20 minutos, conjuntamente a las lecturas de temperatura para el periodo de la prueba. Además, se tomarán lecturas cada 30 minutos durante 2 horas, después de descargar completamente el puente.

Como primera lectura, se tomarán con el puente descargado. Es recomendable realizar dos lecturas para eliminar posibles errores; además verificar la adecuación y buen funcionamiento de la instrumentación. La entrada de cualquier vehículo sobre la superestructura se podrá realizar únicamente cuando el camión que lo precede se haya situado en la ubicación prevista y haya apagado el motor. Se debe descargar la superestructura antes de que se dé por iniciada cada fase de carga, es decir cuando las mediciones de las diferentes etapas se hayan culminado (Ministerio de Fomento, 1999)

9.1. Ubicación de los equipos a utilizar.

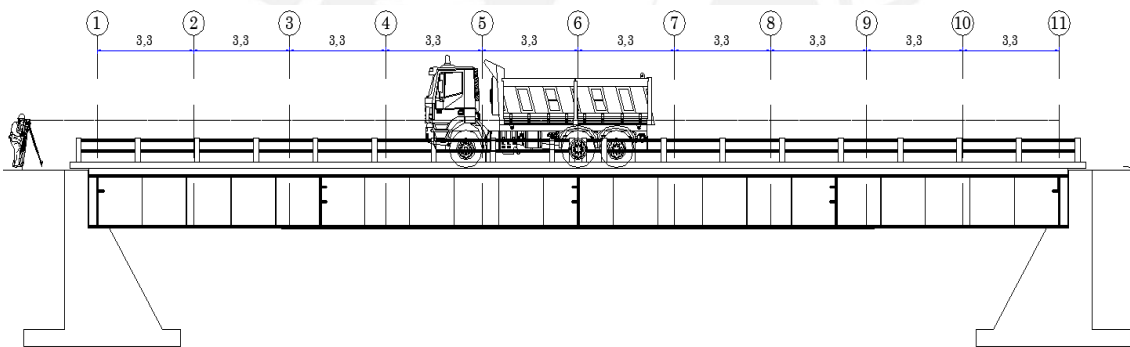


Figura 17: Ubicación de los niveles de ingeniero.

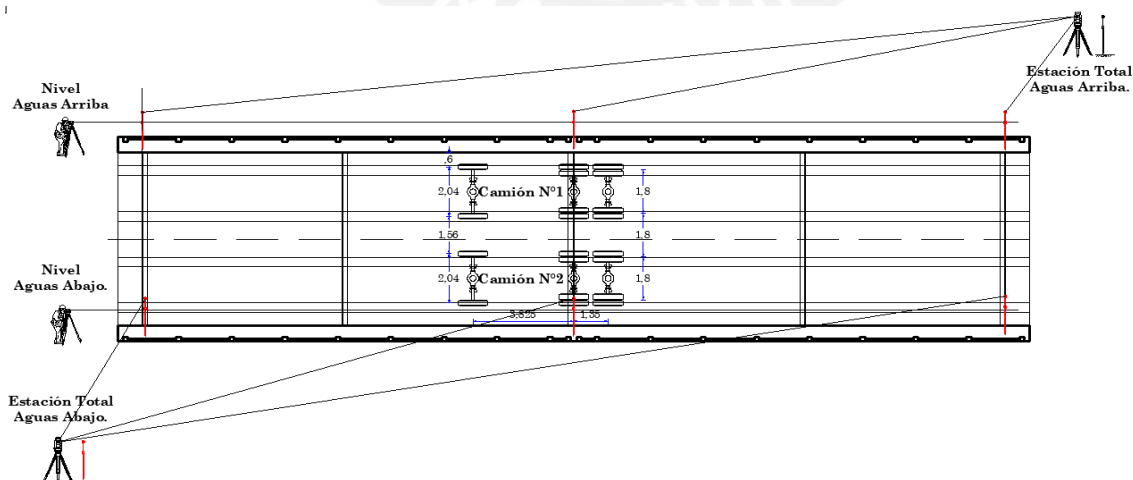


Figura 18: Ubicación de las Estaciones totales.

Plantilla de Medición - Agua Arriba.

Puente:

Ubicación :

Equipo y Ubicación:

N° Tren de Carga:

Hora:														T - C°
Esatdo de Carga	Tiempo		0 min		20 min		40 min		60 min				Descarga	
	Punto	Distancia	Sin Carga		C/Aguas Arriba		C/Aguas Arriba		C/Aguas Arriba		C/Aguas Arriba			
			1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.		1° Med.
Estribo 1	0.00													
2	3.30													
3	6.60													
4	9.90													
5	13.20													
6	16.50													
7	19.80													
8	23.10													
9	26.40													
10	29.70													
Estribo 11	33.00													

		Deflexión Teórica (mm)			Control de deflexión.											
Punto	Distancia (m)	HS 20-44	Camión Pru.	Max	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min
Centro de Luz	16.50	60.93	56.75	45.40												
		Carga Aguas Arriba														
Punto	Distancia (m)	Sin Carga		1° Ingreso	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min
Centro de Luz	16.50															

Plantilla de Medición - Agua Abajo.

Puente:

Ubicación :

Equipo y Ubicación:

N° Tren de Carga:

Hora:														T - C°
Esatdo de Carga	Tiempo		0 min		20 min		40 min		60 min		Descarga			
	Sin Carga		C/Aguas Abajo		C/Aguas Abajo		C/Aguas Abajo		C/Aguas Abajo		Descarga			
	Punto	Distancia	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.
Estribo 1	0.00													
2	3.30													
3	6.60													
4	9.90													
5	13.20													
6	16.50													
7	19.80													
8	23.10													
9	26.40													
10	29.70													
Estribo 11	33.00													

		Deflexión Teórica (mm)			Control de deflexión.											
Punto	Distancia (m)	HS 20-44	Camión Pru.	Max.	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min
Centro de Luz	16.50	60.93	56.75	45.40												
		Carga Aguas Abajo														
Punto	Distancia (m)	Sin Carga		1° Ingreso	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min
Centro de Luz	16.50															

10. BIBLIOGRAFÍA.

AASHTO. (2002). Standard specifications for highway bridges. *Officials, Seventeenth Edition, American Association of State Highway and Transportation Washington, DC.*

Ecured. (n.d.). *Sinotruk HOWO 6x4 - EcuRed.* Retrieved February 3, 2020, from https://www.ecured.cu/Sinotruk_HOWO_6x4#Eje_delantero

Ministerio de Fomento. (1999). Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción en puentes de carretera. In *Dirección General de Carreteras.* https://www.mitma.es/recursos_mfom/0850100.pdf



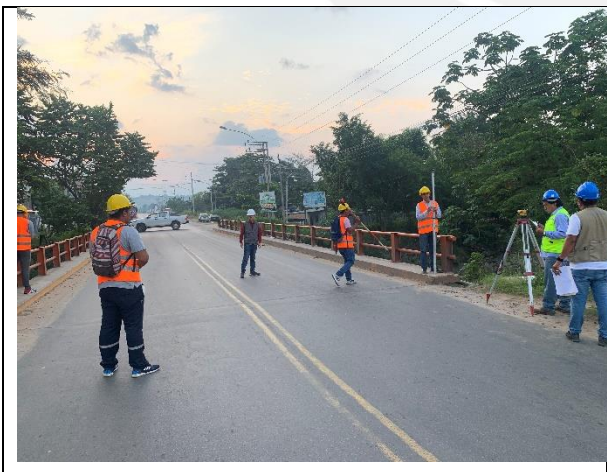
Anexo 10: PANEL FOTOGRÁFICO – PRUEBA DE CARGA.



Se realizó la señalización en los puntos de medición como indica el protocolo.



Pesaje de los camiones de Prueba.





Medición y aplicación del estado de Carga N° 01.



Medición y aplicación del estado de Carga N° 02.

Anexo 11.1: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ARRIBA.

Plantilla de Medicion - Agua Arriba.																	
Puente: Puente Shilcayo																	
Ubicación : Vía de Evitamiento Tarapoto - San Martín																	
Equipo y Ubicación: Nivel de Ingeniero - Aguas Arriba																	
N° Tren de Carga: N° 01 - Aguas Arriba																	
Hora:	6:15 AM															T - C°	23°
	Tiempo			0 min		20 min		40 min		60 min							
	Esatdo de Carga		Sin Carga		C/Aguas Arriba		C/Aguas Arriba		C/Aguas Arriba		C/Aguas Arriba		Descarga				
	Punto	Distancia	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	
	Estribo 1	0,00	1347	1347	1347	1347	1348	1348	1347	1348	1349	1349	1347	1347	1347	1347	
	2	3,30	1367	1367	1372	1372	1372	1372	1372	1371	1372	1372	1368	1368	1368	1368	
	3	6,60	1379	1380	1386	1386	1388	1388	1388	1387	1388	1389	1380	1380	1380	1380	
	4	9,90	1388	1389	1402	1402	1400	1401	1400	1400	1400	1400	1390	1390	1390	1390	
	5	13,20	1402	1403	1412	1412	1414	1415	1414	1413	1415	1416	1402	1402	1402	1402	
	6	16,50	1408	1408	1420	1420	1423	1424	1424	1425	1423	1423	1409	1409	1409	1409	
	7	19,80	1413	1412	1422	1423	1425	1423	1425	1426	1424	1423	1412	1412	1412	1412	
	8	23,10	1412	1413	1424	1423	1422	1421	1421	1422	1422	1422	1411	1411	1411	1411	
	9	26,40	1418	1418	1420	1421	1418	1417	1418	1418	1418	1418	1416	1417	1417	1417	
	10	29,70	1410	1409	1412	1413	1415	1416	1416	1417	1417	1417	1410	1410	1410	1410	
	Estribo 11	33,00	1390	1391	1390	1391	1395	1394	1394	1390	1390	1391	1390	1390	1390	1390	
		Deflexión Teórica (mm)				Control de deflexion.											
Punto	Distancia (m)	HS 20-44	Camión Pru.	Max	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	
Centro de Luz	16,50	60,93	56,75	45,40	14,00	13,00	13,00	13,00	13,00	15,00	15,00	15,00	15,00	14,00	14,00	14,00	
		Carga Aguas Arriba															
Punto	Distancia (m)	Sin Carga		1° Ingreso	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	
Centro de Luz	16,50	1408		1422	1421	1421	1421	1421	1421	1423	1423	1423	1423	1422	1422	1422	

Anexo 11.2: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ABAJO.

Plantilla de Medicion - Agua Abajo.																
Puente: Puente Shilcayo																
Ubicación : Via de Evitamiento Tarapoto - San Martín																
Equipo y Ubicación: Nivel de Ingeniero - Aguas Abajo																
N° Tren de Carga: N° 01 - Aguas Arriba																
Hora:		6:00 AM												T - C°	23°	
		Tiempo		0 min		20 min		40 min		60 min						
		Esatdo de Carga	Sin Carga		C/Aguas Arriba		C/Aguas Arriba		C/Aguas Arriba		C/Aguas Arriba		Descarga			
		Punto	Distancia	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	
		Estribo 1	0,00	1228	1226	1227	1227	1229	1229	1228	1228	1228	1228	1227	1227	
		2	3,30	1240	1240	1244	1244	1244	1244	1245	1245	1244	1244	1239	1239	
		3	6,60	1251	1252	1260	1260	1261	1261	1261	1261	1260	1260	1252	1252	
		4	9,90	1254	1254	1265	1265	1266	1266	1266	1266	1266	1266	1255	1255	
		5	13,20	1265	1267	1280	1280	1280	1280	1279	1279	1280	1280	1267	1267	
		6	16,50	1274	1275	1286	1287	1288	1288	1288	1288	1289	1289	1275	1275	
		7	19,80	1288	1290	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1300	1290	1290	
		8	23,10	1298	1297	1308	1308	1308	1308	1308	1308	1308	1308	1300	1300	
		9	26,40	1308	1307	1315	1315	1315	1315	1315	1315	1315	1315	1310	1310	
		10	29,70	1315	1315	1320	1320	1319	1319	1320	1320	1320	1320	1317	1317	
		Estribo 11	33,00	1320	1320	1322	1322	1321	1321	1320	1320	1321	1321	1321	1322	
		Deflexión Teórica (mm)				Control de deflexión.										
Punto	Distancia (m)	HS 20-44	Camión Pru.	Max.	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	
Centro de Luz	16,50	60,93	56,75	45,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Carga Aguas Abajo														
Punto	Distancia (m)	Sin Carga		1° Ingreso	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	
Centro de Luz	16,50															

Anexo 11.3: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ABRIBA.

Plantilla de Medicion - Agua Arriba.																
Puente: Puente Shilcayo																
Ubicación : Via de Evitamiento Tarapoto - San Martín																
Equipo y Ubicación: Nivel de Ingeniero - Aguas Arriba																
N° Tren de Carga: N° 02 - Aguas Abajo																
Hora:	9:10 AM														T - C°	23°
	Tiempo			0 min		20 min		40 min		60 min		Descarga				
	Esatdo de Carga		Sin Carga		C/Aguas Abajo		C/Aguas Abajo		C/Aguas Abajo		C/Aguas Abajo					
	Punto	Distancia	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.		
	Estribo 1	0,00	1347	1347	1347	1346	1346	1346	1346	1346	1348	1348	1347	1347		
	2	3,30	1367	1367	1371	1371	1371	1371	1371	1371	1371	1371	1366	1366		
	3	6,60	1379	1380	1386	1386	1386	1386	1386	1387	1386	1386	1380	1380		
	4	9,90	1388	1389	1399	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1390	1390		
	5	13,20	1402	1403	1413	1413	1413	1413	1413	1413	1414	1414	1402	1402		
	6	16,50	1408	1408	1420	1421	1420	1420	1420	1421	1420	1420	1410	1410		
	7	19,80	1413	1412	1422	1422	1424	1424	1424	1425	1423	1423	1412	1412		
	8	23,10	1412	1413	1421	1421	1422	1422	1422	1422	1422	1422	1412	1412		
	9	26,40	1418	1418	1420	1421	1421	1421	1421	1420	1420	1421	1418	1418		
	10	29,70	1410	1409	1412	1412	1412	1412	1412	1412	1412	1412	1410	1410		
	Estribo 11	33,00	1390	1390	1390	1390	1390	1390	1390	1390	1390	1390	1390	1390		
	Deflexión Teórica (mm)				Control de deflexion.											
Punto	Distancia (m)	HS 20-44	Camión Pru.	Max	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	
Centro de Luz	16,50	60,93	56,75	45,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Carga Aguas Arriba															
Punto	Distancia (m)	Sin Carga		1° Ingreso	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	
Centro de Luz	16,50															

Anexo 11.4: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ABAJO.

Plantilla de Medicion - Agua Abajo.																
Puente: Puente Shilcayo																
Ubicación : Via de Evitamiento Tarapoto - San Martín																
Equipo y Ubicación: Nivel de Ingeniero - Aguas Abajo																
N° Tren de Carga: N° 02 - Aguas Abajo																
Hora:	9:10 AM														T - C°	23°
	Tiempo			0 min		20 min		40 min		60 min						
	Esatdo de Carga		Sin Carga		C/Aguas Abajo		C/Aguas Abajo		C/Aguas Abajo		C/Aguas Abajo		Descarga			
	Punto	Distancia	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.		
	Estribo 1	0,00	1227	1227	1227	1227	1227	1227	1227	1227	1230	1230	1228	1228		
	2	3,30	1239	1239	1244	1244	1244	1244	1244	1244	1244	1244	1239	1239		
	3	6,60	1252	1252	1260	1260	1260	1260	1260	1260	1262	1262	1252	1252		
	4	9,90	1255	1255	1266	1266	1266	1266	1266	1266	1268	1268	1255	1255		
	5	13,20	1267	1267	1280	1280	1280	1280	1280	1280	1280	1280	1268	1268		
	6	16,50	1275	1275	1290	1290	1290	1290	1290	1290	1290	1290	1276	1276		
	7	19,80	1290	1290	1302	1303	1303	1303	1303	1303	1303	1303	1290	1290		
	8	23,10	1300	1300	1310	1310	1310	1310	1310	1310	1311	1311	1300	1300		
	9	26,40	1310	1310	1318	1318	1318	1318	1317	1317	1317	1317	1310	1310		
	10	29,70	1317	1317	1320	1320	1320	1320	1320	1320	1320	1320	1315	1315		
	Estribo 11	33,00	1321	1322	1322	1322	1322	1322	1322	1322	1322	1322	1320	1320		
			Deflexión Teórica (mm)			Control de deflexion.										
Punto	Distancia (m)	HS 20-44	Camión Pru.	Max.	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	
Centro de Luz	16,50	60,93	56,75	45,40	15,00	14,00	14,00	14,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00	
			Carga Aguas Abajo													
Punto	Distancia (m)	Sin Carga		1° Ingreso	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	
Centro de Luz	16,50	1275		1290	1289	1289	1289	1290	1290	1290	1290	1290	1290	1290	1290	

Anexo 11.5: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ARRIBA.

Plantilla de Medicion - Agua Arriba.																
Puente: Puente Shilcayo																
Ubicación : Vía de Evitamiento Tarapoto - San Martín																
Equipo y Ubicación: Estación Total - Aguas Arriba																
N° Tren de Carga: N° 01 - Aguas Arriba																
Hora:	6:15 AM														T - C°	23°
Punto	Distancia	Tiempo		0 min		20 min		40 min		60 min		Descarga		1° Med.	2° Med.	
		Esatdo de Carga	Sin Carga	C/Aguas Arriba	C/Aguas Arriba	C/Aguas Arriba	C/Aguas Arriba	C/Aguas Arriba	C/Aguas Arriba							
Estribo 1	0.00	260658	260660	260658	260657	260658	260657	260658	260659	260657	260657	260659	260659	260659	260659	
2	3.30	260632	260630	260627	260626	260625	260628	260625	260627	260627	260626	260629	260631	260629	260631	
3	6.60	260614	260613	260608	260606	260606	260605	260605	260606	260606	260603	260613	260613	260613	260613	
4	9.90	260618	260619	260605	260605	260605	260608	260606	260608	260607	260607	260617	260617	260617	260617	
5	13.20	260605	260603	260592	260592	260591	260591	260591	260592	260591	260592	260604	260603	260604	260603	
6	16.50	260586	260588	260576	260576	260572	260571	260570	260572	260571	260571	260586	260586	260586	260586	
7	19.80	260588	260589	260579	260579	260578	260578	260575	260576	260576	260575	260588	260588	260588	260588	
8	23.10	260595	260595	260586	260587	260585	260586	260584	260583	260584	260584	260596	260597	260596	260597	
9	26.40	260604	260603	260601	260602	260600	260601	260602	260599	260600	260601	260605	260605	260605	260605	
10	29.70	260602	260601	260598	260598	260596	260595	260597	260595	260594	260594	260601	260600	260601	260600	
Estribo 11	33.00	260622	260623	260623	260623	260621	260622	260620	260621	260623	260621	260622	260622	260622	260622	

		Deflexion Teórica (mm)			Control de deflexion.											
Punto	Distancia (m)	HS 20-44	Camión Pru.	Max	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min
Centro de Luz	16,50	60,93	56,75	45,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		Carga Aguas Arriba			5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min
Punto	Distancia (m)	Sin Carga		1° Ingreso												
Centro de Luz	16,50															

Anexo 11.6: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ABAJO.

Plantilla de Medicion - Agua Abajo.																
Puente: Puente Shilcayo																
Ubicación : Vía de Evitamiento Tarapoto - San Martín																
Equipo y Ubicación: Esatación Total - Aguas Abajo																
N° Tren de Carga: N° 01 - Aguas Arriba																
Hora:	6:00 AM														T - C°	23°
	Tiempo			0 min		20 min		40 min		60 min						
	Esatdo de Carga		Sin Carga		C/Aguas Arriba		C/Aguas Arriba		C/Aguas Arriba		C/Aguas Arriba		Descarga			
	Punto	Distancia	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.		
	Estribo 1	0,00	260502	260506	260503	260505	260501	260502	260503	260503	260503	260503	260503	260503	260505	
	2	3,30	260489	260489	260486	260484	260484	260485	260483	260485	260484	260484	260490	260489		
	3	6,60	260481	260483	260473	260475	260473	260473	260472	260473	260470	260472	260482	260481		
	4	9,90	260472	260470	260460	260459	260460	260461	260458	260460	260460	260458	260469	260471		
	5	13,20	260468	260467	260455	260453	260453	260454	260454	260455	260454	260453	260465	260468		
	6	16,50	260451	260452	260439	260440	260438	260439	260438	260438	260437	260437	260452	260450		
	7	19,80	260428	260429	260418	260417	260417	260417	260419	260417	260416	260418	260426	260424		
	8	23,10	260427	260427	260416	260417	260417	260417	260417	260416	260416	260417	260425	260424		
	9	26,40	260411	260411	260403	260404	260404	260404	260403	260405	260403	260405	260409	260408		
	10	29,70	260397	260397	260393	260392	260393	260393	260392	260392	260392	260392	260394	260395		
	Estribo 11	33,00	260395	260397	260394	260396	260395	260396	260396	260396	260396	260396	260395	260394		
		Deflexión Teórica (mm)			Control de deflexion.											
Punto	Distancia (m)	HS 20-44	Camión Pru.	Max.	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	
Centro de Luz	16,50	60,93	56,75	45,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		Carga Aguas Abajo														
Punto	Distancia (m)	Sin Carga		1° Ingreso	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	
Centro de Luz	16,50															

Anexo 11.7: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ARRIBA.

Plantilla de Medicion - Agua Arriba.																
Puente: Puente Shilcayo																
Ubicación : Via de Evitamiento Tarapoto - San Martín																
Equipo y Ubicación: Estación Total - Aguas Arriba																
N° Tren de Carga: N° 02 - Aguas Abajo																
Hora:	9:10 AM														T - C°	23°
	Tiempo			0 min		20 min		40 min		60 min						
	Esatdo de Carga		Sin Carga		C/Aguas Abajo		C/Aguas Abajo		C/Aguas Abajo		C/Aguas Abajo		Descarga			
	Punto	Distancia	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.		
	Estribo 1	0,00	260658	260659	260658	260660	260659	260660	260659	260660	260657	260658	260658	260659		
	2	3,30	260632	260632	260628	260628	260628	260628	260628	260628	260628	260628	260632	260633		
	3	6,60	260614	260613	260608	260606	260608	260606	260607	260606	260607	260607	260612	260614		
	4	9,90	260618	260618	260607	260607	260606	260607	260607	260606	260607	260606	260616	260617		
	5	13,20	260595	260595	260583	260585	260584	260585	260584	260585	260583	260584	260595	260596		
	6	16,50	260586	260587	260577	260571	260574	260575	260574	260574	260574	260574	260584	260585		
	7	19,80	260588	260587	260578	260578	260577	260575	260576	260575	260577	260577	260588	260588		
	8	23,10	260595	260596	260588	260588	260586	260586	260586	260586	260588	260584	260596	260596		
	9	26,40	260604	260604	260602	260601	260600	260603	260602	260601	260601	260602	260604	260604		
	10	29,70	260602	260601	260600	260599	260599	260599	260600	260598	260598	260600	260601	260601		
	Estribo 11	33,00	260622	260623	260623	260622	260621	260622	260623	260622	260622	260623	260623	260622		
	Deflexion Teórica (mm)				Control de deflexion.											
Punto	Distancia (m)	HS 20-44	Camión Pru.	Max	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	
Centro de Luz	16,50	60,93	56,75	45,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
	Carga Aguas Arriba															
Punto	Distancia (m)	Sin Carga		1° Ingreso	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	
Centro de Luz	16,50															

Anexo 11.8: PLANTILLA DE MEDICIÓN – AGUA ABAJO.

Plantilla de Medicion - Agua Abajo.																
Puente: Puente Shilcayo																
Ubicación : Vía de Evitamiento Tarapoto - San Martín																
Equipo y Ubicación: Estación Total - Aguas Abajo																
N° Tren de Carga: N° 02 - Aguas Abajo																
Hora:		9:10 AM												T - C°	23°	
		Tiempo		0 min		20 min		40 min		60 min						
		Esatdo de Carga	Sin Carga		C/Aguas Abajo		C/Aguas Abajo		C/Aguas Abajo		C/Aguas Abajo		Descarga			
Punto	Distancia	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	1° Med.	2° Med.	
Estribo 1	0,00	260490	260492	260491	260491	260490	260491	260491	260491	260491	260491	260490	260490	260490	260490	
2	3,30	260484	260488	260481	260481	260481	260482	260482	260482	260480	260482	260480	260485	260485	260485	
3	6,60	260471	260472	260464	260463	260464	260464	260464	260462	260462	260461	260462	260470	260470	260470	
4	9,90	260472	260474	260462	260462	260462	260462	260462	260462	260462	260461	260460	260472	260473	260473	
5	13,20	260450	260445	260433	260435	260435	260435	260435	260434	260435	260434	260435	260445	260447	260447	
6	16,50	260447	260447	260431	260433	260432	260432	260432	260432	260432	260431	260433	260446	260445	260445	
7	19,80	260434	260434	260422	260421	260421	260422	260422	260422	260420	260422	260420	260432	260434	260434	
8	23,10	260419	260417	260407	260410	260408	260408	260408	260408	260408	260408	260406	260419	260417	260417	
9	26,40	260405	260404	260396	260395	260396	260397	260398	260397	260397	260397	260398	260404	260404	260404	
10	29,70	260400	260400	260396	260398	260396	260398	260397	260397	260397	260397	260397	260398	260400	260400	
Estribo 11	33,00	260398	260397	260397	260397	260398	260395	260396	260398	260396	260398	260398	260398	260398	260398	

		Deflexión Teórica (mm)			Control de deflexión.											
Punto	Distancia (m)	HS 20-44	Camión Pru.	Max.	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min
Centro de Luz	16,50	60,93	56,75	45,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		Carga Aguas Abajo			5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min	5 min
Punto	Distancia (m)	Sin Carga		1° Ingreso												
Centro de Luz	16,50															

Anexo 12: REGISTRO DE PESAJE EN CAMIONES DE PRUEBA.

CAMIÓN N°01.

BALANZA ELECTRONICA CHONTAMUYO	
CARRETERA IIRSA NORTE KM 11.7 SECTOR CHONTAMUYO - SHILCAYO - TARAPOTO	
R.U.C. 10167799260 CEL 956841884 / 942943251	Ticket : 3515
Placa : TOA-768 Carreta : NINGUNO	
Conductor : [3] NINGUNO	
Transportista : NINGUNO	
Razon Social : [3] NINGUNO	
Producto : HORMIGON	
Documento : NINGUNO	
Observaciones : PRECIO 20 VOLVER A DESTARAR	
Fecha Inicial : 8/02/2020 17:10:30	Peso Inicial: 14930 kg Peso Bruto:
Fecha final :	Peso Final : Peso Tara :
Usu Inicial : JHON ROQUE CUB	Peso Neto :
Usu final :	

Peso Neto.

BALANZA ELECTRONICA CHONTAMUYO	
CARRETERA IIRSA NORTE KM 11.7 SECTOR CHONTAMUYO - SHILCAYO - TARAPOTO	
R.U.C. 10167799260 CEL 956841884 / 942943251	Ticket : 3517
Placa : COA-768 Carreta : NINGUNO	
Conductor : [3] NINGUNO	
Transportista : NINGUNO	
Razon Social : [3] NINGUNO	
Producto : HORMIGON	
Documento : NINGUNO	
Observaciones : PRECIO 0 VOLVER A DESTARAR	
Fecha Inicial : 8/02/2020 17:42:55	Peso Inicial: 6380 kg Peso Bruto:
Fecha final :	Peso Final : Peso Tara :
Usu Inicial : JHON ROQUE CUB	Peso Neto :
Usu final :	

Peso del primer eje cargado.

BALANZA ELECTRONICA CHONTAMUYO

CARRETERA IIRSA NORTE KM 11.7 SECTOR CHONTAMUYO - SHILCAYO - TARAPOTO

R.U.C. 10167799260 CEL 956841884 / 942943251

Ticket : 3517

Placa : COA-768 Carreta : NINGUNO

Conductor : [3] NINGUNO

Transportista : NINGUNO

Razon Social : [3] NINGUNO

Producto : HORMIGON

Documento : NINGUNO

Observaciones : PRECIO 0 DESTARADO

Fecha Inicial : 8/02/2020 17:42:55 Peso Inicial: **6380 kg** Peso Bruto: **25790 kg**Fecha final : 8/02/2020 17:44:37 Peso Final : **25790 kg** Peso Tara : **6380 kg**Usu Inicial : JHON ROQUE CUB Peso Neto : **19410 kg**

Usu final : JHON ROQUE CUB

Peso Bruto.

CAMIÓN N°02.**BALANZA ELECTRONICA CHONTAMUYO**

CARRETERA IIRSA NORTE KM 11.7 SECTOR CHONTAMUYO - SHILCAYO - TARAPOTO

R.U.C. 10167799260 CEL 956841884 / 942943251

Ticket : 3516

Placa : E7I-781 Carreta : NINGUNO

Conductor : [3] NINGUNO

Transportista : NINGUNO

Razon Social : [3] NINGUNO

Producto : HORMIGON

Documento : NINGUNO

Observaciones : PRECIO 20 VÓLVER A DESTARAR

Fecha Inicial : 8/02/2020 17:13:24 Peso Inicial: **12780 kg** Peso Bruto:

Fecha final : Peso Final : Peso Tara :

Usu Inicial : JHON ROQUE CUB Peso Neto :

Usu final :

Peso Neto.

BALANZA ELECTRONICA CHONTAMUYO

CARRETERA IIRSA NORTE KM 11.7 SECTOR CHONTAMUYO - SHILCAYO - TARAPOTO

R.U.C. 10167799260 CEL 956841884 / 942943251

Ticket : 3518

Placa : D7I-781 Carreta : NINGUNO

Conductor : [3] NINGUNO

Transportista : NINGUNO

Razon Social : [3] NINGUNO

Producto : HORMIGON

Documento : NINGUNO

Observaciones : VOLVER A DESTARAR

Fecha Inicial : 8/02/2020 17:47:36 Peso Inicial: **5240 kg** Peso Bruto:

Fecha final : Peso Final : Peso Tara :

Usu Inicial : JHON ROQUE CUB Peso Neto :

Usu final :

Peso del primer eje cargado.

BALANZA ELECTRONICA CHONTAMUYO

CARRETERA IIRSA NORTE KM 11.7 SECTOR CHONTAMUYO - SHILCAYO - TARAPOTO

R.U.C. 10167799260 CEL 956841884 / 942943251

Ticket : 3518

Placa : D7I-781 Carreta : NINGUNO

Conductor : [3] NINGUNO

Transportista : NINGUNO

Razon Social : [3] NINGUNO

Producto : HORMIGON

Documento : NINGUNO

Observaciones : DESTARADO

Fecha Inicial : 8/02/2020 17:47:36 Peso Inicial: **5240 kg** Peso Bruto: **27450 kg**Fecha final : 8/02/2020 17:49:42 Peso Final : **27450 kg** Peso Tara : **5240 kg**Usu Inicial : JHON ROQUE CUB Peso Neto : **22210 kg**

Usu final : JHON ROQUE CUB

Peso Bruto.

Anexo 13: MAPA EÓLICO.

