

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE
DOMINGO SAVIO DEL SECTOR PALIAN,
DISTRITO DE HUANCAYO, PROVINCIA DE
HUANCAYO – JUNÍN**

PRESENTADO POR:

Bach. EVELYN YURIKO AYLLÓN ALBIÑO

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERA CIVIL

HUANCAYO – PERÚ

2019

HOJA DE CONFORMIDAD DE JURADOS

Dr. CASIO AURELIO TORRES LÓPEZ
PRESIDENTE

Ph.D. MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED
JURADO

Ing. RANDO PORRAS OLARTE
JURADO

Ing. CHRISTIAN MALLAUPOMA REYES
JURADO

Mg. MIGUEL ÁNGEL CARLOS CANALES
SECRETARIO DOCENTE

DEDICATORIA

A Dios por brindarme salud, sabiduría, fortaleza y permitirme hacer realidad este sueño de culminar otra etapa de mi vida.

A mis padres Zósimo Wilfredo Ayllón Hilario y Brígida Rosaura Albiño Loardo por su amor y apoyo incondicional para que pudiera lograr la meta de ser profesional. Y por ser mis guías hacia el camino de la superación.

A toda mi familia y amigos, por la confianza, apoyo y ánimo que me dieron siempre, lo cual me motivó aún más a concluir mis estudios.

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Peruana Los Andes, alma mater, del cual me siento orgullosa de haber pertenecido y egresado.

A mi familia por el apoyo incondicional en mi formación como profesional.

A los catedráticos de la Universidad Peruana Los Andes, por su contribución a mi desarrollo académico y profesional.

A mis compañeros de clase, con quienes pasamos innumerables horas durante el aprendizaje de los distintos temas que involucra la Ingeniería Civil.

ÍNDICE

DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO	iv
ÍNDICE	v
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE TABLAS	xiii
RESUMEN	xv
ABSTRACT	xvi
INTRODUCCIÓN	xvii

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Problema	20
1.1.1. Problema general	20
1.1.2. Problemas específicos	20
1.2. Objetivos	20
1.2.1. Objetivo General	20
1.2.2. Objetivo Específicos	21
1.3. Justificación	21
1.3.1. Practica	21
1.3.2. Metodológica	22
1.4. Delimitación	22
1.4.1. Espacial	22
1.4.2. Temporal	23
1.4.3. Económica	23

CAPÍTULO II

MARCO TEORICO

2.1. Antecedentes	24
2.1.1. Antecedentes nacionales	24
2.1.2. Antecedentes internacionales	26
2.2. Marco conceptual	29
2.2.1. ¿Qué es un puente?	29
2.2.2. Partes fundamentales de un puente	31
2.2.3. Clasificación de los puentes	31
2.2.4. Estudios básicos de ingeniería para el diseño de puentes	32
2.2.4.1. Estudios topográficos	32
2.2.4.2. Estudios de hidrología e hidráulicos	33
2.2.4.3. Estudios geológicos y geotécnicos	33
2.2.4.4. Estudios de riesgo sísmico	33
2.2.4.5. Estudios de impacto ambiental	33
2.2.4.6. Estudios de tráfico	33
2.2.4.7. Estudios complementarios	34
2.2.4.8. Estudios de trazo y diseño vial de los accesos	34
2.2.4.9. Estudio de alternativas a nivel de anteproyecto	34
2.2.5. Geometría	34
2.2.5.1. Sección transversal	34
2.2.5.2. Ancho de vía (calzada)	35
2.2.5.3. Bermas	36
2.2.5.4. Veredas	36
2.2.5.5. Cordón barrera	37
2.2.5.6. Barandas	37
2.2.5.7. Barreras de concreto	38
2.2.5.8. Pavimento	39
2.2.5.9. Losas de transición	39
2.2.5.10. Drenaje	40
2.2.5.11. Gálibos	40
2.2.5.12. Juntas de dilatación	41

2.2.6. Normatividad	42
2.2.6.1. Manual de diseño de puentes MTC 2018	42
2.2.6.2. Especificaciones AASHTO-LRFD 2014	42
2.2.6.3. Manual for bridge evaluation	43
2.2.7. Filosofía de diseño para puentes de concreto armado según LRFD	44
2.2.7.1. Definición de Estados Limites	44
2.2.7.2. Estados Limites	46
2.2.7.2.1. Estado Límite de Servicio	48
2.2.7.2.2. Estados Límite de Fatiga y Fractura	48
2.2.7.2.3. Estado Límite de Resistencia	48
2.2.7.2.4. Estado Límite de Evento Extremo	49
2.2.7.2.5. Ductilidad	49
2.2.7.2.6. Redundancia	50
2.2.7.2.7. Importancia Operativa	51
2.2.7.3. Tipos de cargas en el diseño de puentes	55
2.2.7.2.1. Cargas Permanentes	56
2.2.7.2.2. Cargas Variables	59
2.2.7.2.3. Fuerzas Centrífugas: CE	64
2.2.7.2.4. Fuerza de frenado: BR	64
2.2.7.2.5. Carga sobre veredas, barandas y sardineles	65
2.2.7.2.6. Fuerza de colisión de un vehículo: CT	68
2.2.7.2.7. Cargas hidráulicas: WA	68
2.2.7.2.8. Carga de viento: WL y WS	71
2.2.7.2.9. Efectos Sísmicos: EQ	75
2.2.7.2.10. Deformaciones superpuestas: TU, TG, SH, CR, SE, PS	84

CAPÍTULO III METODOLOGÍA

3.1. Tipo de estudio	88
3.2. Nivel de estudio	88
3.3. Diseño del estudio	88
3.4. Población y muestra	89
3.4.1. Población	89
3.4.2. Muestra	89
3.5. Técnica e instrumentos de recolección y análisis de datos	89
3.5.1. Técnica	89
3.5.2. Instrumento	89

CAPÍTULO IV DESARROLLO DEL INFORME

4.1. Resultados	90
4.1.1. Análisis de la superestructura	90
4.1.1.1. Predimensionamiento de los elementos del puente	90
4.1.1.2. Comparaciones de predimensionamiento entre el expediente técnico y la norma de diseño de puentes	93
4.1.1.3. Análisis de la superestructura con Csi Bridge	94
4.1.1.3.1. Materiales	95
4.1.1.3.2. Definición de carriles	96
4.1.1.3.3. Sección transversal	97
4.1.1.3.4. Diafragmas	98
4.1.1.3.5. Apoyos fijo y móvil	100
4.1.1.3.6. Suelo de fundación	101
4.1.1.3.7. Estribos	101
4.1.1.3.8. Definir cargas	103
4.1.1.3.9. Metrado de cargas	104

4.1.1.3.10. Asignación de cargas	108
4.1.1.3.11. Combinación de cargas	110
4.1.1.3.12. Revisión de deflexiones	112
4.1.1.3.13. Revisión de momentos	115
4.1.1.3.14. Revisión de cortante	116
4.1.1.3.15. Revisión de fuerza axial	117
4.1.1.3.16. Revisión de reacciones	117
4.1.2. Análisis de la superestructura	120
4.1.2.1. Dimensionamiento de estribo	120
4.1.2.1.1. Predimensionamiento	121
4.1.2.1.2. Cálculo del coeficiente de empuje activo	121
4.1.2.1.3. Cálculo de fuerza sísmica	122
4.1.2.1.4. Caso I: Estribo con puente cargas verticales	123
4.1.2.1.5. Caso I: Estribo con puente momentos de estabilidad por cargas verticales	123
4.1.2.1.6. Caso I: Estribo con puente cargas horizontales	124
4.1.2.1.7. Caso I: Estribo con puente momentos de estabilidad por cargas horizontales	124
4.1.2.1.8. Chequeo de estabilidad y esfuerzos	124
4.1.2.1.9. Verificación por corte en la pantalla	128
4.1.2.1.10. Diseño de acero en la pantalla	129
4.1.2.1.11. Diseño de acero en la cimentación	130
CONCLUSIONES	132
RECOMENDACIONES	134
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	135
ANEXOS	136

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1. Ubicación del puente Domingo Savio	23
Figura N° 2. Vista de planta de un puente	30
Figura N° 3. Elevación de un puente	30
Figura N° 4. Sección transversal de un puente	30
Figura N° 5. Sección transversal de un puente viga losa	35
Figura N° 6. Aceras peatonales	36
Figura N° 7. Típica acera sobreelevada	37
Figura N° 8. Baranda peatonal típica	38
Figura N° 9. Barrera vehicular típica	39
Figura N° 10. Losa de Transición Armada	39
Figura N° 11. Sección transversal con drenaje	40
Figura N° 12. Sección transversal con medidas de galibo	41
Figura N° 13. Junta con sello de compresión	42
Figura N° 14. Camión de diseño	60
Figura N° 15. Tándem de diseño	61
Figura N° 16. Carga de carril	61
Figura N° 17. Fuerzas de diseño en una baranda metálica, verticales y horizontales uniformemente distribuidas	68
Figura N° 19. Espectro de Respuesta de Diseño	80
Figura N° 20. Sección transversal del puente	95
Figura N° 21. Definición de materiales	95
Figura N° 22. Carril 01	96
Figura N° 23: Carril 02	96
Figura N° 24: Visualización de carriles	97
Figura N° 25: Modelado de la sección transversal del puente Domingo Savio	97
Figura N° 26: Visualización de la sección transversal del puente Domingo Savio	98
Figura N° 27: Distribución de diafragmas según expediente técnico	98
Figura N° 28: Creación de diafragmas del puente Domingo Savio	99
Figura N° 29: Asignación de diafragmas en el puente Domingo Savio	99

Figura N° 30: Visualización de los diafragmas del puente Domingo Savio	100
Figura N° 31: Apoyos del puente Domingo Savio	100
Figura N° 32: Suelo de fundación del puente Domingo Savio	101
Figura N° 33: Estribos del puente Domingo Savio	101
Figura N° 34: Apoyo fijo del puente Domingo Savio	102
Figura N° 35: Apoyo móvil del puente Domingo Savio	102
Figura N° 36: Vehículo HL-93M - Puente Domingo Savio	103
Figura N° 37: Vehículo HL-93K - Puente Domingo Savio	103
Figura N° 38: Sobrecarga HL-93 - Puente Domingo Savio	104
Figura N° 39: Carga muerta - Puente Domingo Savio	104
Figura N° 40: Cargas de baranda izquierda y derecha	105
Figura N° 41: Visualización de cargas en barandas	106
Figura N° 42: Cargas de vereda izquierda y derecha	106
Figura N° 43: Visualización de cargas de vereda	107
Figura N° 44: Carga de asfalto	107
Figura N° 45: Visualización de carga de asfalto	108
Figura N° 46: Asignación de cargas de baranda	108
Figura N° 47: Asignación de cargas de vereda y asfalto	109
Figura N° 48: Asignación de cargas móvil	109
Figura N° 49: Combinación de carga por Resistencia I	110
Figura N° 50: Combinación de carga por Servicio I	111
Figura N° 51: Combinación de carga caso móvil	112
Figura N° 52: Deflexión por carga muerta	112
Figura N° 53: Visualización de la deflexión por carga muerta	113
Figura N° 54: Deflexión por carga viva	114
Figura N° 55: Visualización de la deflexión por carga viva	114
Figura N° 56: Visualización de momentos por Resistencia I	115
Figura N° 57: Visualización de momentos en franja exterior	116
Figura N° 58: Visualización de cortante	116
Figura N° 59: Visualización de fuerza axial	117
Figura N° 60: Reacciones por carga muerta	117
Figura N° 61: Visualización de reacciones por carga muerta	118

Figura N° 62: Reacciones por carga viva	118
Figura N° 63: Visualización de reacciones por carga viva	119
Figura N° 64: Reacciones por carga de asfalto	119
Figura N° 65: Visualización de reacciones por carga de asfalto	120

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1. Valores adoptados del Estado de Minnesota	52
Tabla N° 2. Factores de Carga y Combinaciones	53
Tabla N° 3. Factores de Carga para Cargas Permanentes, γP	55
Tabla N° 4: Factores de Carga para Cargas Permanentes debido a Deformaciones Sobreimpuestas, γP	55
Tabla N° 5. Pesos Unitarios	57
Tabla N° 6. Factor de Presencia Múltiple	62
Tabla N° 7. Incremento por Carga Dinámica, IM	63
Tabla N° 8. Fuerzas de diseño para barandas	67
Tabla N° 9. Coeficiente de Arrastre Longitudinal	69
Tabla N° 10. Coeficiente de Arrastre Lateral	70
Tabla N° 11. Valores de las constantes V_0 y Z_0	72
Tabla N° 12. Presiones básicas P_B correspondientes a $V_B = 160$ km/h	72
Tabla N° 13. P_B para diferentes ángulos de ataque ($V_B = 160$ km/h)	73
Tabla N° 14. Componentes del viento sobre la sobrecarga viva	74
Tabla N° 15. Definición clase de sitio	76
Tabla N° 16. Valores de Factor de Sitio, F_{pga} En Periodo-Cero en el Espectro de Aceleración	78
Tabla N° 17. Valores de Factor de Sitio, F_a , Para rango de Periodo Corto en el Espectro de Aceleración	78
Tabla N° 18: Valores de Factor de Sitio, F_v , Para rango de Periodo Largo en el Espectro de Aceleración	79
Tabla N° 20: Zonas sísmicas	82
Tabla N° 21: Factores de modificación de respuesta - Subestructuras	83
Tabla N° 22: Factores de modificación de respuesta - Uniones	84
Tabla N° 23: Rangos de Temperatura ($^{\circ}C$)	85
Tabla N° 24: Temperaturas que definen los Gradientes ($^{\circ}C$)	86
Tabla N° 25: Luces de puentes de concreto construidos	91

Tabla N° 26: Peraltes mínimos tradicionales para superestructuras de profundidad constante	91
Tabla N° 27: Cuadro comparativo de la geometría del puente	93
Tabla N° 28: Cuadro comparativo de predimensionamiento de elementos del puente	94
Tabla N° 29: Metrado desagregado de cargas en la superestructura	105
Tabla N° 30: Combinación de cargas	110
Tabla N° 31: Factor de Presencia Múltiple	111
Tabla N° 32: Resumen de reacciones del puente Domingo Sabio	120

RESUMEN

El presente informe de trabajo de investigación parte de la problemática: ¿Cuáles son las características estructurales que debe cumplir el puente Domingo Savio de acuerdo a las normas y guías actuales en base a los momentos, fuerzas de flexión y corte, derivas que se obtienen en base a AASHTO LRFD en el distrito de Huancayo? El objetivo general consiste en: Determinar las características estructurales que debe cumplir el puente Domingo Savio de acuerdo a las normas y guías actuales en base a los momentos, fuerzas de flexión y corte, derivas que se obtienen en base a AASHTO LRFD en el distrito de Huancayo.

Respecto a la metodología, el tipo de investigación utilizado fue aplicada, de nivel descriptivo - comparativo y diseño no experimental. La población con la que se realizó la investigación fueron los puentes de la ciudad de Huancayo, en total son N= 15 de éstos se seleccionó una muestra que conforma el proyecto: “Mejoramiento del puente Domingo Savio del sector Palian, distrito de Huancayo, provincia de Huancayo – Junín” que fue escogida mediante muestreo aleatorio simple.

Por lo tanto, se tiene como conclusión del presente proyecto de investigación: Se determinó que las características estructurales del diseño de la superestructura y la estructura del puente Domingo Savio, cumple con las normas y guías actuales peruanas y AASTHO LRFD 2014.

Palabras claves: Verificación estructural, puente Domingo Savio, AASHTO LRFD 2014, CSI Bridge v20.

ABSTRACT

This research work report starts from the problem: What are the structural characteristics that the Domingo Savio bridge must comply with according to current standards and guidelines based on the moments, bending and shear forces, drifts obtained in based on AASHTO LRFD in the district of Huancayo? The general objective consists of: Determining the structural characteristics that the Domingo Savio bridge must meet according to the current standards and guidelines based on the moments, bending and shear forces, and drifts obtained based on AASHTO LRFD in the district of Huancayo.

Regarding the methodology, the type of research used was applied, descriptive-comparative level and non-experimental design. The population with which the research was carried out was the bridges of the city of Huancayo, in total there are $N = 15$ of these, a sample was selected that makes up the project: "Improvement of the Domingo Savio bridge in the Palian sector, district of Huancayo, province de Huancayo - Junín" that was chosen by simple random sampling.

Therefore, the conclusion of this research project is: It was determined that the structural characteristics of the design of the superstructure and the structure of the Domingo Savio Bridge, complies with current Peruvian standards and guidelines and AASTHO LRFD 2014.

Keywords: Structural verification, Domingo Savio bridge, AASHTO

LRFD 2014, CSI Bridge v20.

INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras muy importantes para el progreso del país, cuya proyección se debe realizar según las exigencias del ambiente y deben impulsar el desarrollo de país. Se debe considerar el incremento de cargas, siempre asegurando el circulamiento óptimo de vehículos y peatones, y tener longitudes adecuadas de visibilidad en los accesos y la estructura.

La presente investigación titulada “Evaluación estructural del puente Domingo Savio del sector Palian, distrito de Huancayo, Provincia de Huancayo – Junín”; se desarrolló con la finalidad de solucionar problemas sobre la mala elaboración y ejecución de proyectos de construcción de puentes, ya sea deficientes o sobredimensionados contribuye a la grande lista de proyectos deficientes en el distrito de Huancayo, por ello con la finalidad de disminuir esas cifras hacemos la verificación del puente Domingo Savio, a fin de identificar si cumple con todos los requerimientos mínimos de acuerdo al manual de diseño de puentes MTC y AASTHO LRFD.

La sistematización del presente trabajo de investigación, ha seguido las pautas del esquema de informe de trabajo de suficiencia profesional, las cuales están dividido en cuatro capítulos, cada una de las cuales desarrolladas con sus respectivas características.

En el Capítulo I denominado Planteamiento del problema, contiene el área problemática, la delimitación y definición del problema, el sistema problemático que contiene que el problema general, problemas específicos, objetivo general, objetivos específicos, la justificación (práctica y metodológica) y la delimitación (espacial y temporal) que se presentaron para el desarrollo de la investigación.

En el Capítulo II, está referido al marco teórico, en el que están planteados los antecedentes de la investigación, las bases teóricas y la definición de los términos básicos que sustentan el desarrollo adecuado del trabajo, pues a través de este capítulo se determinan los términos básicos que se ha empleado en todo el desarrollo de la investigación para evitar cualquier confrontación de significados temáticos o equivocaciones de interpretación de los resultados y, por consiguiente, caer en contradicciones.

En el Capítulo III, se ha considerado la metodología utilizada para realizar el contraste de las hipótesis, para lo cual se ha respetado el tipo, nivel y diseño de investigación desarrollados, mediante el procedimiento de la técnica e instrumentos de recolección y análisis de datos para la contratación de la hipótesis a través del tratamiento estadístico.

En el Capítulo IV, denominado desarrollo del informe que consta de los resultados y la discusión de los resultados.

A partir de los resultados obtenidos se ha planteado las conclusiones y recomendaciones pertinentes, y finalmente se consigna la bibliografía utilizada y los anexos respectivos.

Bach. Evelyn Yuriko Ayllón Albiño

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En la actualidad la evaluación del diseño de puentes en el Perú se realiza con un procedimiento ambiguo, haciendo uso del manual de puentes MTC, por lo que es necesario hacer uso de normas de diseños de puentes más modernos y actualizados que nos permitan tener un resultado con mayor confiabilidad.

Debido al cambio climático mundial, el territorio peruano ha sufrido fuertemente impactos en las últimas décadas por los desastres naturales, lo cual ha afectado a millones de personas siendo afectados gran cantidad de puentes que sufrieron daños durante los mismos.

Según el colegio de ingenieros (2018), exponen que los puentes en la ciudad de Huancayo inspeccionados necesitan mayor atención de los entes competentes, para así cuanto antes planificar y ejecutar el debido mantenimiento, esto previo a una evaluación estructural de la infra estructura y la súper estructura, con diseños que complementen los accesos y la debida señalización, esto a fin de evitar el deterioro de los mismos, que a la larga puedan afectar en la seguridad de población y el tránsito continuo de vehículos.

Cabe mencionar que el colapso de un puente es catastrófico, ya que aísla los poblados rurales de los urbanos, interrumpiendo las vías de comunicación. Esto ocurre debido a la deficiente ejecución de proyectos de puentes debido a la mala ejecución de expedientes técnico que no se regulan a las normas vigentes y factores tanto técnicos como externos.

En virtud de lo anterior es necesario reconocer que urge implementar la revisión y actualización teórica y práctica del diseño de los puentes utilizando un software idóneo como lo proponemos en la presente a investigación, siendo este CSI Bridge; usarse para la evaluación de puentes existentes buscando eventualmente mejorar la capacidad de soporte de los mismos.

1.1. Problema

1.1.1. Problema general

¿Cuáles son las características estructurales que debe cumplir el puente Domingo Savio de acuerdo a las normas y guías actuales en base a los momentos, fuerzas de flexión y corte, derivas que se obtienen en base a AASHTO LRFD en el Distrito de Huancayo?

1.1.2. Problemas específicos

- a) ¿Cuáles son las normas actuales para la verificación estructural del puente Domingo Savio en el distrito de Huancayo?
- b) ¿Cuál es el software más adecuado para la verificación estructural del puente viga losa Domingo Savio en el Distrito de Huancayo?
- c) ¿Cuál es el procedimiento para la evaluación estructural de la superestructura y subestructura del puente viga losa Domingo Savio bajo la norma AASHTO LRFD 2014 en el distrito de Huancayo?
- d) ¿Cuáles son los resultados obtenidos de la evaluación estructural del puente Domingo Savio en el distrito de Huancayo?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Determinar las características estructurales que debe cumplir el puente Domingo Savio de acuerdo a las normas y guías actuales en

base a los momentos, fuerzas de flexión y corte, derivas que se obtienen en base a AASHTO LRFD en el distrito de Huancayo.

1.2.2. Objetivos específicos

- a) Identificar las normas actuales para la verificación estructural del puente Domingo Savio en el distrito de Huancayo.
- b) Seleccionar el software más adecuado para la verificación estructural del puente viga losa Domingo Savio en el distrito de Huancayo.
- c) Describir el procedimiento para la evaluación estructural de la superestructura y subestructura del puente viga losa Domingo Savio bajo la norma AASHTO LRFD 2014 en el distrito de Huancayo.
- d) Identificar los resultados obtenidos de la evaluación estructural del puente Domingo Savio en el distrito de Huancayo.

1.3. Justificación

1.3.1. Practica

El presente informe se realiza porque existe la necesidad de verificar si los proyectos ejecutados por los gobiernos locales especialmente puentes, cumplen con todas las especificaciones técnicas mencionados en las normas peruanas, no se trata de verificar si el puente resiste o no, sino de comprobar su aptitud frente a las cargas de servicio, ya que, la prueba tiene por objeto esencial verificar que el puente se comporte de acuerdo con las previsiones de cálculo y que no presente anomalías; a la vez, da información valiosa y necesaria sobre el funcionamiento del puente y su capacidad para soportar acciones más agresivas, siempre que esté bien organizada en todos sus detalles y sea llevada a cabo con cuidado.

Cabe mencionar que la investigación que se desarrolla puede servir como un insumo a tomar en cuenta en la creación de una normativa

local que regule el diseño y construcción de puentes además estudios posteriores en la evaluación de puente de concreto armado, medidas reglamentarias y económicas en el diseño de puentes, mayor eficiencia y seguridad en diseño de puentes.

1.3.2. Metodológica

Los resultados de la presente investigación son útiles para instituciones de educación superior (Universidades), empresas privadas inmobiliarias, constructoras, Municipalidades, Gobiernos nacionales, regionales, locales y otros que estén relacionados con la industria de la construcción, asimismo quienes pudieran trabajar en el diseño de puentes de concreto armado.

1.4. Delimitación

1.4.1. Espacial

El presente trabajo se centra en el análisis y diseño de puentes de concreto armado. El tipo de puente será el de viga losa. Para el análisis se tomará como modelo el puente Domingo Savio. El puente se ubica en el Distrito y Provincia de Huancayo, Departamento de Junín.

El proyecto consiste en un puente tipo viga losa con una luz de 15.00 metros y una sección de vía de 12.00 m, con vigas y diafragmas de concreto armado con vigas de concreto más una losa de 9.00 m x 6.00 m de concreto armado. Por ello, a través del presente informe se realiza el análisis estructural de este puente continuo empleando las normas de diseño de puentes actuales que se emplean en el Perú y en conjunto a la norma del RNE E-030 2016.

Figura N° 1. Ubicación del puente Domingo Savio



Fuente: Google Earth, 2019

1.4.2. Temporal

El estudio sobre el análisis estructural del puente tipo viga losa Domingo Savio se llevó a cabo durante los meses de setiembre a noviembre del presente año.

1.4.3. Económica

El desarrollo de la investigación ha sido financiado en el 100% por parte del autor.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. Antecedentes nacionales

- a) El Bach. Jorge Antonio Umpire Portocarrero, sustentó el año (2018) su Informe de Suficiencia: Evaluación estructural del Puente Nochoz en el Tramo II, Villa Rica –Puerto Bermúdez, Oxapampa, a Universidad Nacional de Ingeniería, con la finalidad de optar el Grado Académico de ingeniero civil.

Se concluyó que los procedimientos para la clasificación de carga computarizada de puentes de concreto están basados en suposiciones que los materiales y construcción son de una buena calidad y que no hay pérdida de resistencia del diseño del material, o, cuando es garantizado, la resistencia del material ha sido establecido por pruebas, y otras reducciones en áreas debido a la deterioración han sido consideradas

Esta revisión es llevada a cabo usando la combinación de Servicio I donde todas las cargadas son tomadas en sus valores teóricos normales. Debe ser notado que, en el diseño, el Servicio I no es usado para investigar la tensión de tracción del acero en componentes de concreto. Respecto a esto, constituye una salida de las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD.

- b)** Los Bach. Álvaro Paulo Aronés Villavicencio, y Carlos Víctor Cortés Anderson, sustentaron el año (2018) la tesis: Evaluación estructural del puente Huaracane con las especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD 2014 y norma técnica peruana sismorresistente E.030 2016, a la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, con la finalidad de optar el Grado Académico de ingeniero civil.

La tesis llegó a la conclusión de que la norma peruana E.030 2016 y la norma internacional AASHTO LRFD 2014 otorgan lineamientos de diseño en el rango elástico conservadores. El código de diseño estructural ATC-40 brinda una guía de diseño pensada para el rango no-lineal, con lo cual exige un mayor grado de seguridad ante sollicitaciones sísmicas. Al comparar los resultados mediante las normativas empleadas en la presente tesis con los resultados obtenidos a través del ATC-40 observamos una adecuada similitud. Con eso se puede concluir que las normativas consideradas en la tesis ofrecen un amplio grado de seguridad ante esfuerzos sísmicos. Asimismo, se asegura que el puente se mantenga operacional luego de un evento sísmico.

- c)** El Bach. Cesar Isidoro Vargas Bejarano, sustentó el año (2017) su tesis: Evaluación del desempeño sísmico de puentes continuos, a la Pontificia Universidad Católica del Perú, con la finalidad de optar el Grado de Magister en Ingeniería Civil.

La tesis llegó a la conclusión de que según los resultados del análisis dinámico incremental los dos puentes muestran que para sismos frecuentes y ocasionales la estructura se encuentra en la zona de servicio. Para sismos raros la estructura algunas veces ingresa a la zona de control de daños con cierta probabilidad, pero en ningún caso para ese nivel de peligro ingresa a la zona de límite de seguridad. Para sismos muy raros las estructuras alcanzan solo la zona de límite de seguridad, pero en ningún caso llegan a la zona de

prevención de colapso. Remarcando que solo el puente 1 en la dirección Y alcanza la zona de límite de seguridad.

- d) El Bach. Reyme Gonzalo Salas Müller, sustentó el año (2018) su tesis: Revisión y análisis crítico del diseño estructural del puente peatonal Solidaridad ubicado en el Malecón Checa, límite entre los distritos de San Juan de Lurigancho y el Agustino (Lima), a la Pontificia Universidad Católica del Perú, con la finalidad de optar el Grado Académico de ingeniero civil.

La tesis llegó a la conclusión: De la evaluación del diseño estructural de los elementos, hemos obtenido que en las secciones A-A, B-B y C-C de la torre las fuerzas por Evento Extremo I superan a las fuerzas resistentes de las secciones por un margen mínimo. Sin embargo, cabe recalcar que para las fuerzas de Resistencia I si cumplen los diseños de los elementos.

Por otro lado, en el análisis de la resistencia de los cables, las fuerzas axiales para cada estado límite no superan el esfuerzo admisible (54.1 ton), a excepción del estado límite de Evento Extremo I. Sin embargo, las fuerzas últimas se encuentran por debajo de la fuerza última de rotura (90.8 ton). Finalmente, en la evaluación de la viga de acero se obtuvo que por Evento Extremo I la viga metálica en la sección B-B donde se apoya en la torre no satisface los requerimientos de diseño ($\phi Mn < Mu$). Es allí donde se ubicó la falla local luego de que ocurriera el desastre natural.

2.1.2. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

- a) Los Bach. Marvin Alexander Cardoza Quijada y José Eduardo Villalobos Zetino, sustentaron el año (2005) su tesis: Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática; a la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad de El Salvador, con la finalidad de optar el Grado Académico de ingeniero civil.

La tesis concluyó en que los puentes en nuestro país, al igual que en cualquier parte del mundo, constituyen estructuras de vital importancia para el desarrollo de las actividades productivas y para la comunicación entre distintas comunidades; razón por la cual se vuelve imperante la necesidad de asegurar que tanto los existentes, así como los que se construyan en el futuro sean adecuados desde los puntos de vista estructural y funcional.

- b)** Los Bach. Henry Paul Cain Guambo y Lenin Marcelo Arcos Armijos, sustentaron en el año (2016) su tesis: Evaluación estructural y funcional del puente cebadas, ubicado en el kilómetro 32 del tramo Guamoto macas (ruta e46), aplicando la metodología del sistema de administración de estructuras de puentes (S.A.E.P.), para su rehabilitación y conservación, a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Chimborazo, con la finalidad de optar el Grado Académico de ingeniero civil.

Se concluyó que mediante estas evaluaciones se determinó que el puente es susceptible a la degradación de los estribos, a la pérdida parcial de apoyo de las vigas principales sobre la viga cabecal del estribo y asentamiento de los accesos del puente, de ahí la importancia de realizar las reparaciones necesarias al puente para asegurar su buen funcionamiento y comportamiento estructural ante cargas de servicio y minimizar el nivel de riesgo asociado ante eventos extremos.

Considerando el grado de daño, las patologías y su vez analizando la condición general del puente Cebadas se determinó que este debe ser intervenido mediante un plan de reparación y reforzamiento estructural aplicando refuerzos a flexión en vigas de hormigón mediante la colocación de polímeros reforzados con fibras de carbono, asimismo este plan contará con un modelo económico referencial para su rehabilitación, conservación y mantenimiento.

- c) El Bach. Arturo Urrutia Piña, sustentó su tesis (2011) “Análisis y diseño del puente congreso – San Nicolás del estado de Puebla, Pue”, a la Universidad Veracruzana, con la finalidad de optar el Grado Académico de ingeniero civil.

A la conclusión que llegó la tesis es que la investigación lo más completa y detallada en la medida en la que nos fue posible; siempre con el mismo propósito de lograr obtener la información más importante y verídica, acorde a nuestras necesidades, para que de esta manera el resultado de este trabajo fuera lo más semejante a la realidad. A sí mismo se pretende que esta información que aquí presentamos en conjunto con la ya existente a la fecha, sirva de apoyo a toda aquella persona que decida consultar a cerca de este tema, que corresponde a un área tan importante dentro de la ingeniería civil, como lo es en el área de caminos y puentes.

- d) El Bach. Diego Josué López Salamea, sustentó su tesis (2018) “Diagnóstico y propuesta de intervención del Puente Ochoa León”, a la Universidad de Cuenca, con la finalidad de optar el Grado Académico de ingeniero civil.

La conclusión de la tesis fue que, entre las causas de las patologías encontradas, se determinó que en las vigas se debe a posibles errores durante la construcción, pues no se respetó un adecuado recubrimiento de la armadura inferior principal y al momento de vibrar el hormigón no se lo hizo de manera adecuada por lo que se generaron zonas de segregación, lo que dio paso a que los aceros queden expuestos y por ende vulnerables a la corrosión.

Finalmente debido a la presencia de patologías importantes en las vigas del tablero y los estribos se optó por proponer una alternativa de reparación con el objeto de restituir la resistencia inicial de los elementos afectados y proteger a los mismos de las

causas que generaron las patologías descritas. Para las vigas se propone dar un adecuado recubrimiento a las barras de acero de refuerzo después de una correcta limpieza de los agentes corrosivos presentes. Para los estribos se propone una alternativa de reparación que está conformada de dos partes, una en donde se refuerza al elemento con dos losas bidireccionales de hormigón armado, una en cada cara del estribo, conectadas entre sí por un anclaje que atraviesa el elemento, para aumentar su capacidad e intentar recuperar el estado monolítico de estos elementos estructurales y la otra en donde se libera la mayor parte de presión ejercida por el suelo y su desplazamiento, mediante la construcción de un muro de contención de manera que la zona en donde esta fracturado el estribo quede libre de empujes.

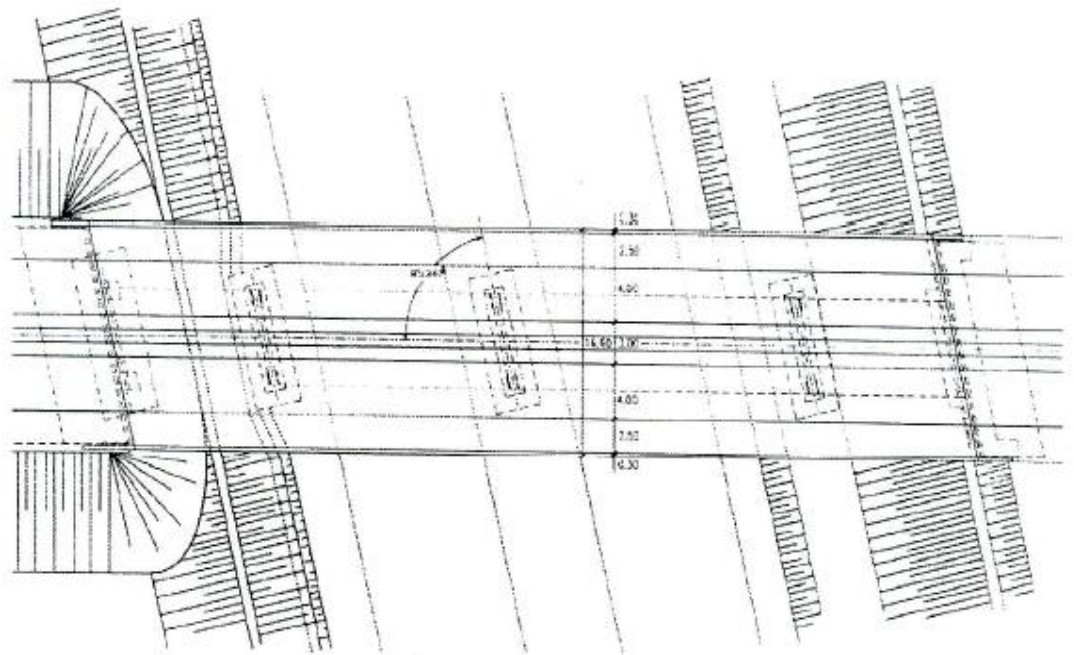
2.2. Marco conceptual

2.2.1. ¿Qué es un puente?

Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía.

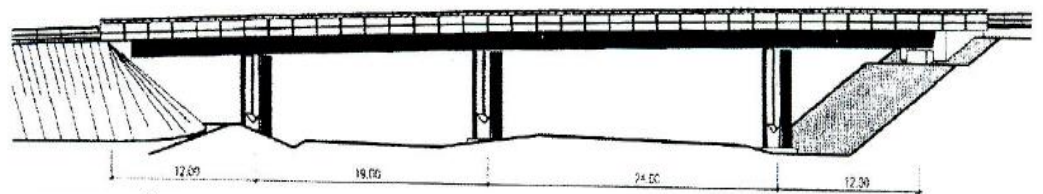
Los puentes que soportan un canal o conductos de agua se llaman acueductos. Aquellos construidos sobre terreno seco o en un valle, viaductos. Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman pasos elevados.” (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Figura 2. Vista de planta de un puente



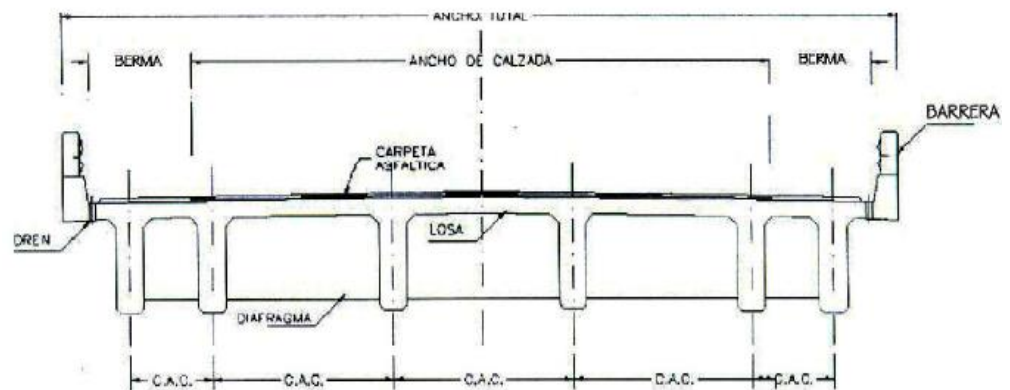
Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

Figura 3. Elevación de un puente



Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

Figura 4. Sección transversal de un puente



Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

2.2.2. Partes fundamentales de un puente

Los puentes constan fundamentalmente de dos partes:

- a)** La superestructura conformada por: tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

- b)** La infraestructura conformada por: pilares (apoyos centrales); estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.3. Clasificación de los puentes

A los puentes podemos clasificarlos:

- a)** Según su función:
 - Peatonales
 - Carreteros
 - Ferroviarios
 - Acueductos
 - Puentes para aviones en los aeropuertos

- b)** Por los materiales de construcción
 - Madera
 - Mampostería
 - Acero Estructural
 - Sección Compuesta
 - Concreto Armado
 - Concreto Presforzado
 - Materiales compuestos: fibras de vidrio, fibras de carbón, etc.

c) Por el tipo de estructura

- Simplemente apoyados
- Continuos
- Simples de tramos múltiples
- Cantilever (brazos voladizos)
- En Arco
- Atirantado (utilizan cables rectos que atirantan el tablero)
- Colgantes
- Levadizos (basculantes)
- Pontones: denominación para plataformas flotantes. También con esa denominación son referidos los puentes pequeños cuya longitud no supera los 10m.

d) Por su geometría en planta

- Rectos
- Esviajados
- Curvos

e) Según el tiempo de vida

- Definitivo: puente diseñado para una vida en servicio de 75 años. Las especificaciones se han elaborado con ese objetivo.
- Temporal: puente que se usa por un tiempo limitado, no mayor a 5 años. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.4. Estudios básicos de ingeniería para el diseño de puentes

2.2.4.1. Estudios topográficos

Posibilitan la definición precisa de la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales, así como información básica para los otros estudios. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.4.2. Estudios de hidrología e hidráulicos

Establecen las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.4.3. Estudios geológicos y geotécnicos

Establecen las características geológicas, tanto locales como generales de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran, identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.4.4. Estudios de riesgo sísmico

Tienen como finalidad determinar los espectros de diseño que definen las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.4.5. Estudios de impacto ambiental

Identifican el problema ambiental, para diseñar proyectos con mejoras ambientales y evitar, atenuar o compensar los impactos adversos. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.4.6. Estudios de tráfico

Cuando la magnitud de la obra lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, para determinar las características de la infraestructura vial y la

superestructura del puente. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.4.7. Estudios complementarios

Son estudios complementarios a los estudios básicos como: instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, señalización, coordinación con terceros y cualquier otro que sea necesario al proyecto. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.4.8. Estudios de trazo y diseño vial de los accesos

Definen las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.4.9. Estudio de alternativas a nivel de anteproyecto

Propuesta de diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación técnica económica, elegir la solución más conveniente. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

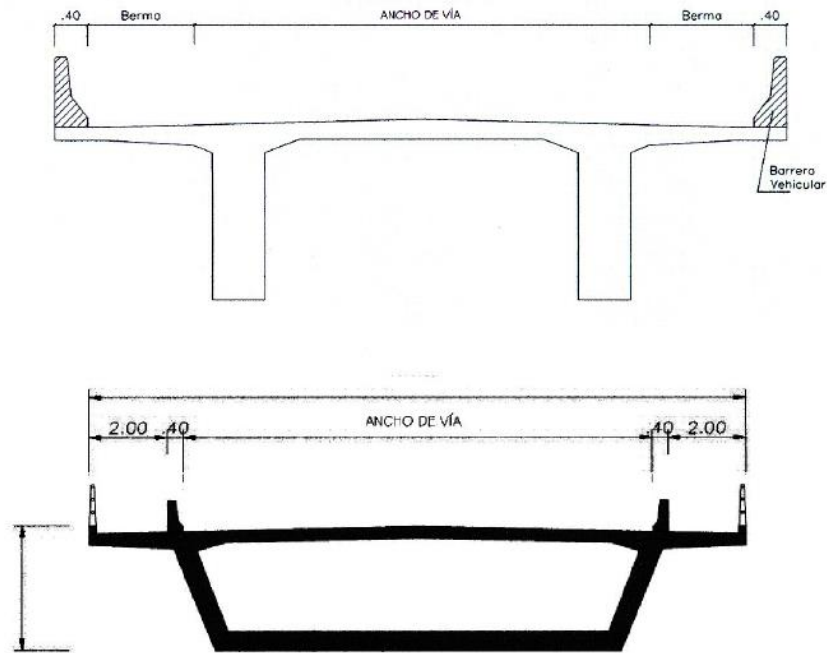
2.2.5. Geometría

2.2.5.1. Sección transversal

El ancho de la sección transversal de un puente no será menor que el ancho del camino de acceso al puente, y podrá contener: vías de tráfico, vías de seguridad (bermas), veredas, ciclovia, barreras y barandas, elementos de drenaje.

El puente debe estar integrado completamente al desarrollo del proyecto geométrico de la carretera tanto en planta como en perfil. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Figura 5. Sección transversal de un puente viga losa



Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

2.2.5.2. Ancho de vía (calzada)

Siempre que sea posible, los puentes se deben construir de manera de poder acomodar el carril de diseño estándar y las bermas adecuadas.

El número de carriles de diseño según AASTHO Art. 3.6.1.1.1, se determina tomando la parte entera de la relación $w/3.6$, siendo w el ancho libre de calzada(m). Cuando las vías de tráfico tienen menos de 3.60m el número de vías de diseño se toma igual al número de vías de tráfico.

Los anchos de calzada entre 6.00 y 7.20 m tendrán dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

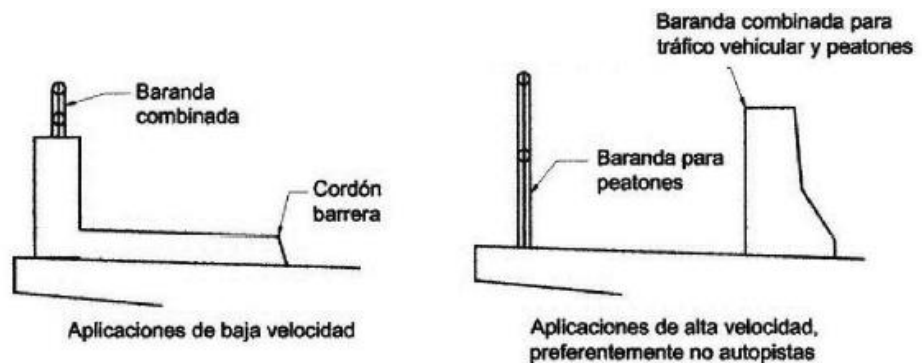
2.2.5.3. Bermas

Una berma es la porción contigua al carril que sirve de apoyo a los vehículos que se estacionan por emergencias. Su ancho varía desde un mínimo de 0.60 m en carreteras rurales menores, siendo preferible 1.8 a 2.4 m, hasta al menos 3.0 m, y preferentemente 3.6 m, en carreteras mayores. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que anchos superiores a 3.0 m predisponen a su uso no autorizado como vía de tráfico. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.5.4. Veredas

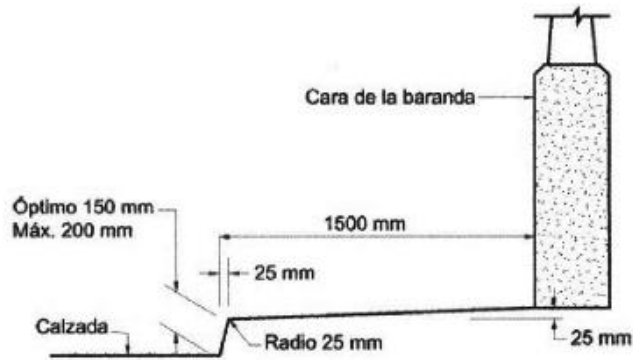
Son utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento. Para velocidades de hasta 70 km/h es posible colocar veredas directamente, en cambio para velocidades mayores se deben agregar barreras para proteger el tránsito peatonal. El ancho mínimo de las veredas es 1.00m. En zonas urbanas las veredas peatonales deben tener como mínimo 1.50m de ancho. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Figura 6. Aceras peatonales



Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

Figura 7. Típica acera sobreelevada



Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

2.2.5.5. Cordón barrera

Tiene entre otros propósitos el control del drenaje y delinear el borde de la vía de tráfico. Su altura varía en el rango de 15 a 20 cm, y no son adecuados para prevenir que un vehículo deje el carril. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

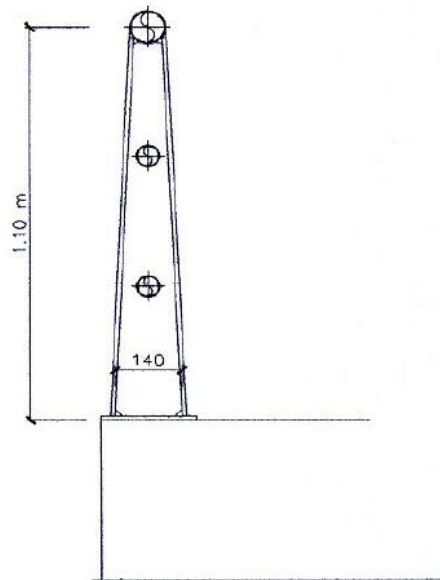
2.2.5.6. Barandas

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1.10 m, en ciclovías será no menor que 1.40 m.

Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera.

Sin embargo, su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es 70 km/h. Para velocidades mayores, a fin de proteger a los peatones es preferible utilizar una barrera de concreto. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Figura 8. Baranda peatonal típica



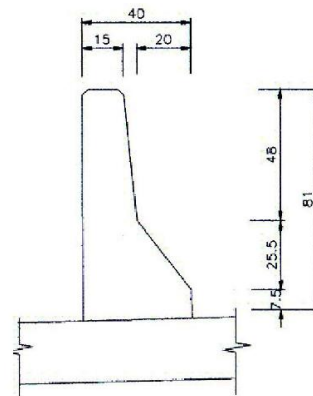
Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

2.2.5.7. Barreras de concreto

Su propósito principal es contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura, por lo que deben estructural y geoméricamente resistir al choque. Brindan además seguridad al tráfico peatonal, ciclista y bienes situados en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura. Deben ubicarse como mínimo a 0.60 m del borde de una vía y como máximo a 1.20 m. En puentes de dos vías de tráfico puede disponerse de una barrera como elemento separador entre las vías.

No debe colocarse barandas peatonales (excepto barandas diseñadas para usos múltiples) en lugar de las barreras, pues tienen diferente función. Mientras las barandas evitan que los peatones caigan del puente, las barreras contienen y protegen el tránsito vehicular. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Figura 9. Barrera vehicular típica



Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

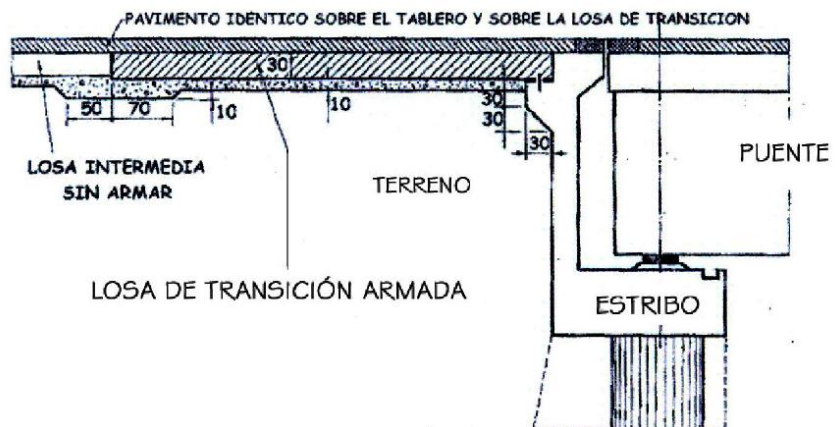
2.2.5.8. Pavimento

Puede ser rígido o flexible y se dispone en la superficie superior del puente y accesos. El espesor del pavimento se define en función al tráfico esperado en la vía. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.5.9. Losas de transición

Son losas de transición con la vía o carretera, apoyadas en el terraplén de acceso. Se diseñan con un espesor mínimo de 0.20 m. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Figura 10. Losa de Transición Armada



Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

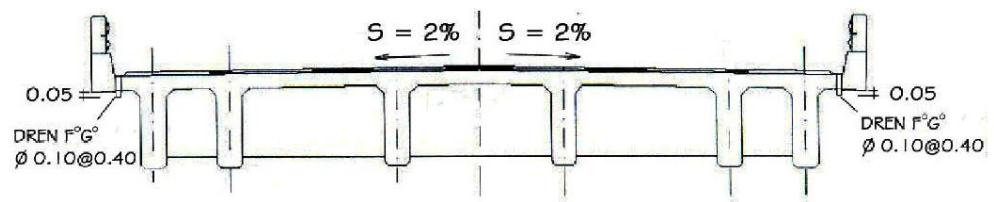
2.2.5.10. Drenaje

La pendiente de drenaje longitudinal debe ser la mayor posible, recomendándose un mínimo de 0.5%.

La pendiente de drenaje transversal mínima es de 2% para las superficies de rodadura.

En caso de rasante horizontal, se utilizan también sumideros o lloraderos, de diámetro suficiente y número adecuado. Son típicos drenes de material anticorrosivo, $\approx 0.10\text{m}$ cada 0.40m , sobresaliendo debajo del tablero 5cm como mínimo. El agua drenada no debe caer sobre las partes de la estructura. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Figura 11. Sección transversal con drenaje



Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

2.2.5.11. Gálibos

Los gálibos horizontal y vertical para puentes urbanos serán el ancho y la altura necesarios para el paso del tráfico vehicular. El gálibo vertical no será menor que 5.50 m.

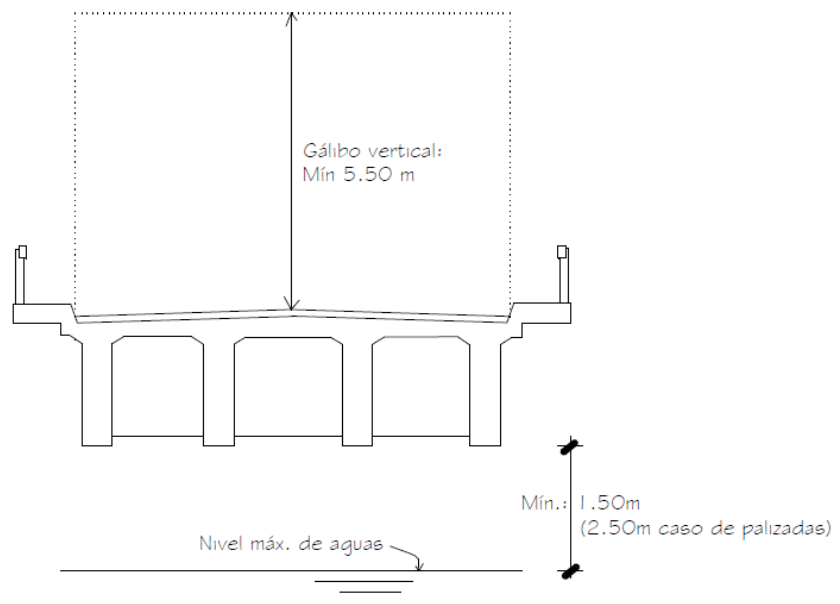
Los gálibos especificados pueden ser incrementados si el asentamiento precalculado de la superestructura excede los 2.5 cm.

El gálibo vertical en los puentes peatonales será 0.30m más alto que el de los vehiculares.

En puentes sobre cursos de agua se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50m sobre el nivel máximo de las aguas. Para el caso de ríos que arrastran palizadas y troncos se considerará una altura libre de 2.50m.

Los puentes construidos sobre vías navegables deben considerar los gálibos de navegación de esas vías; a falta de información precisa, el gálibo horizontal podrá ser, por lo menos, dos veces el ancho máximo de las embarcaciones, más un metro. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Figura 12. Sección transversal con medidas de galibo



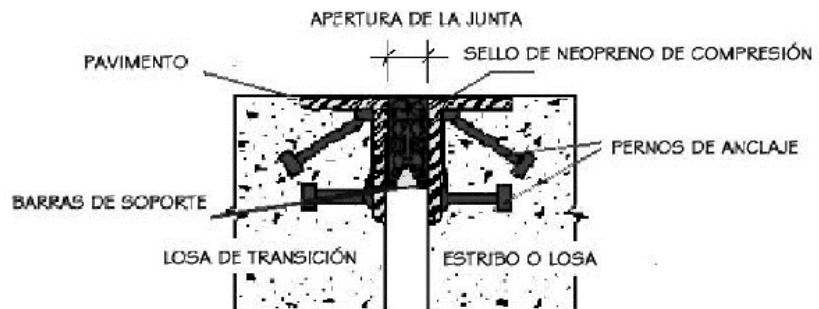
Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

2.2.5.12. Juntas de dilatación

Para permitir la expansión o la contracción de la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se colocan juntas en sus extremos y otras secciones intermedias en que se requieran. Las juntas deben sellarse con materiales flexibles, capaces de tomar las expansiones y contracciones

que se produzcan y ser impermeables. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Figura 13. Junta con sello de compresión



Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

2.2.6. Normatividad

2.2.6.1. Manual de diseño de puentes MTC 2018

El Manual de Puentes brinda las pautas necesarias para el planeamiento, el análisis y el diseño, de puentes carreteros. Se especifican en cada caso los requisitos mínimos, quedando a criterio del ingeniero estructural utilizar los límites más estrictos o complementar estas Especificaciones en lo que resulte pertinente. (Manual de Diseño de Puentes, 2018)

2.2.6.2. Especificaciones AASHTO-LRFD 2014

Los principios de diseño sísmico de las especificaciones AASHTO son las siguientes:

- Los puentes sujetos a sismos de pequeños a moderados deberían resistir en el rango elástico de los componentes estructurales sin daños significativos.

- En los procedimientos de diseño se deberán utilizar las fuerzas obtenidas a partir de intensidades de movimiento del terreno realistas.
- La exposición del puente a grandes movimientos del terreno no debe inducir al colapso del puente o de parte de sus componentes estructurales. (AASHTO LRFD, 2014)

En este documento se introdujo el método LRFD: Load and Resistance Factor Design, el cual corresponde a un método de estados límites últimos, que considera factores para cada carga y para cada resistencia nominal. Otro aspecto importante que introdujo esta norma es la forma de combinar las cargas, ya que ésta considera algunos factores que van a cambiar el margen de seguridad del puente, dando una mayor confiabilidad a la estructura. Estos factores corresponden a coeficientes de ductilidad, redundancia e importancia de la estructura. (AASHTO LRFD, 2014)

Esta norma, además, introdujo una nueva forma de combinar el modelo de carga vehicular, debido a que se establecen tres tipos de cargas vivas vehiculares: Camión de Diseño, Tándem de Diseño y Carga de Faja de Diseño. (AASHTO LRFD, 2014)

2.2.6.3. Manual for bridge evaluation

Esta norma de revisión de puentes existentes está concebida para hacer un balance entre la seguridad y la economía y tiene dos opciones de evaluación:

- a) Factores de clasificación (“Factor rating”) de carga y resistencia basados en la filosofía de AASHTO-LRFD.

- b) Factores de clasificación de carga y esfuerzos admisibles basados en la filosofía de la AASHTO.

En este caso se describe los aspectos principales basados en la primera metodología de evaluación:

2.2.7. Filosofía de diseño para puentes según Manual de Puentes MTC 2018

Los puentes deberán ser diseñados teniendo en cuenta los Estados Límite que se especificarán, para cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética.

La ecuación 1 deberá cumplirse para todos los efectos de fuerza y combinaciones especificadas sin tener en cuenta el tipo de análisis usado.

En muchos casos las Resistencias de Componentes y Conexiones son determinados teniendo en cuenta el comportamiento inelástico, aunque los efectos de las fuerzas son calculados usando análisis elástico.

Esta inconsistencia es común en la mayoría de las especificaciones vigentes de puentes debido a la falta de conocimiento del análisis inelástico en estructuras. (Manual de Puentes MTC, 2018)

2.2.7.1. Definición de Estados Límites

Resistencia I: Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

Resistencia II: Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

Resistencia III: Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

Resistencia IV: Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

Resistencia V: Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

Evento extremo I: Combinación de cargas que incluye sismos.

Evento Extremo II: Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.

Servicio I: Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.

Servicio II: Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

Servicio III: Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

Servicio IV: Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

Fatiga I: Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la vida de fatiga infinita por carga inducida. El concepto de vida de fatiga infinita es usado en puentes con volumen de tráfico alto.

Fatiga II: Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la vida de fatiga finita por carga inducida. El concepto de vida de fatiga finita es usado en puentes con volumen de tráfico bajo. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.7.2. Estados Limites

El Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) requiere satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_i \geq 0.95$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_i} \leq 1.0$$

Siendo:

γ_i = factor de carga

ϕ = factor de resistencia

n_i = factor de modificación de las cargas

n_D = factor relacionado con la ductilidad

n_R = factor relacionado con la redundancia

n_I = factor relacionado con la importancia operativa

Q_i = sollicitación

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia mayorada = ϕR_n (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

La ductilidad, la redundancia y la importancia operacional son aspectos significantes que afectan el margen de seguridad de los puentes. Los dos primeros aspectos relacionan directamente a la resistencia física, el último aspecto se refiere a las consecuencias que ocurren cuando un puente está fuera de servicio. Como se ve, estos aspectos referentes a las cargas son arbitrarios. Sin embargo, esto constituye un primer esfuerzo de codificación. Una aproximación subjetiva, debido a la ausencia de información más precisa es que cada efecto, excepto para fatiga y fractura, es estimado como un $\pm 5\%$ geoméricamente acumulado. Con el tiempo una cuantificación mejorada de estos aspectos y su interacción y la sinergia del sistema podrían ser alcanzadas. Posiblemente esto conducir a un arreglo de la ecuación en el cual esos efectos podrían aparecer sobre uno de los lados o en ambos lados de la ecuación. (Manual de Puentes MTC, 2018)

2.2.7.2.1. Estado Límite de Servicio

El estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio.

El estado límite de servicio proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones Estadísticas o de resistencia. (Manual de Puentes MTC, 2018)

2.2.7.2.2. Estados Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número esperado de ciclos correspondientes a ese rango de esfuerzos.

El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un conjunto de requisitos de tenacidad del material.

El estado límite de fatiga intenta limitar el crecimiento de grietas bajo cargas repetitivas para prevenir la fractura durante la vida de diseño de puentes. (Manual de Puentes MTC, 2018)

2.2.7.2.3. Estado Límite de Resistencia

El estado límite de resistencia debe ser considerado para asegurar la resistencia y estabilidad. Ambas, local y global son dadas para resistir las combinaciones de cargas especificadas

estadísticamente que se espera que un puente experimente durante su vida de diseño.

Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga. (Manual de Puentes MTC, 2018)

2.2.7.2.4. Estado Límite de Evento Extremo

El estado límite de evento extremo debe ser considerado para asegurar la supervivencia estructural de un puente durante un sismo importante o durante inundaciones o cuando es colisionado por un buque, vehículos o flujos de hielo, posiblemente bajo condiciones severas de socavación.

O período de retorno que puede ser significativamente mayor que la vida útil del diseño del puente. (Manual de Puentes MTC, 2018)

2.2.7.2.5. Ductilidad

El sistema estructural de un puente será proporcionado y detallado de tal forma que se asegure en los estados límites de resistencia y evento extremo el desarrollo de significantes deformaciones inelásticas visibles antes de la falla.

Se puede aceptar el uso de aparatos disipadores de energía para proveer ductilidad.

Los disipadores de energía pueden ser sustituidos por sistemas convencionales de resistencia sísmica dúctil

Valores de n_D para el Estado Límite de Resistencia:

$n_D \geq 1,05$ para elementos y conexiones no dúctiles

= 1,00 para diseños y detalles convencionales que cumplen con estas Especificaciones

$\geq 0,95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por estas Especificaciones.

Para todos los demás estados límites:

$n_D = 1,00$ (Manual de Puentes MTC, 2018)

2.2.7.2.6. Redundancia

Se define la redundancia como: “La capacidad del sistema estructural de un puente de llevar cargas después de ser dañados o fallados uno o más de sus miembros.”

Deberán usarse rutas múltiples de carga y estructuras continuas a menos que se tengan razones convincentes de lo contrario.

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa que provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como

sistema no redundante. Alternativamente, los elementos de falla crítica en tensión se pueden diseñar como de fractura crítica.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el estado límite de resistencia

$n_D \geq 1.05$ para miembros no redundantes

= 1.00 para niveles convencionales de redundancia, elementos de fundación donde % ya cuenta para redundancia

≥ 0.95 para niveles excepcionales de redundancia más allá de la continuidad de la viga y sección transversal cerrada a la torsión.

Para los demás estados límite:

$n_D = 1.00$

Para cada combinación de carga y estado límite considerado, la clasificación de redundancia de los miembros, es decir si son redundantes o no redundantes, estará basado en la contribución de los miembros a la seguridad del puente. (Manual de Puentes MTC, 2018)

2.2.7.2.7. Importancia Operativa

Este artículo será aplicado solamente a los Estados Límite de Resistencia y Evento Extremo.

El propietario puede declarar si un puente, una conexión o una componente estructural tienen importancia operativa

Para el estado límite de resistencia:

$n_D \geq 1.05$ para puentes críticos o esenciales

= 1.00 para puentes típicos

≥ 0.95 para puentes de relativa menor importancia

Para los demás estados límites:

$n_D = 1.00$ (Manual de Puentes MTC, 2018)

Nota.- Observar que para los estados límites de Servicio y Fatiga, $n = 1.0$ ($n_D = n_R = n_I = 1$)

Aunque en muchas estructuras cada uno de los modificadores de carga será 1.0, para un número limitado de puentes los valores son distintos de 1.0.

A continuación se detallan:

TABLA 01: Valores adoptados por el Departamento de Transportes del Estado de Minnesota

Modificador	Valor	Condición
Ductilidad (n_D)	1.00	Estructuras de acero, puentes de madera, estructuras de concreto dúctiles
	1.05	Estructuras de concreto no dúctiles
Redundancia (n_R)*	1.00	Redundantes
	1.05	No redundantes
Importancia (n_I)**	0.90	Puentes temporales
	0.95	ADT < 500
	1.00	500 ≤ ADT ≤ 40,000
	1.05	Cruces en ríos mayores ó con ADT > 40,000 ó en puentes de vías interestatales

Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

Notas.-

* Las superestructuras tipo viga con 4 ó más vigas por tramo se consideran redundantes

** Usar el modificador de carga por Importancia sólo para el diseño de la superestructura; no aplicable al diseño de cubiertas en puentes con cubiertas sobre vigas. Usar sólo en puentes nuevos.

ADT= tráfico diario promedio

Los factores modificadores de carga no necesitan ser aplicados para casos de cargas de construcción. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

TABLA 02: Factores de Carga y Combinaciones

Combinación de Cargas Estado Límite	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (excepto notas)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Resistencia III	γ_p	—	1.00	1.4 0	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Resistencia IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.4 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.3 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Servicio II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Servicio III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Servicio IV	1.00	—	1.00	0.7 0	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatiga I— LL, IM & CE solamente	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatiga II— LL, IM & CE solamente	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

Notas.-

- El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.
- El factor de carga para sobrecarga γ_{EQ} en la combinación de Evento Extremo I se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto. En ediciones anteriores de AASHTO se usaba $\gamma_{EQ} = 0$, y aunque este tema no ha sido resuelto, se debería considerar la posibilidad de sobrecarga parcial con sismos, es decir $\gamma_{EQ} < 1.0$, Podría ser razonable $\gamma_{EQ} = 0.5$, para un amplio rango de valores de tráfico.
- Los factores de carga γ_{TG} y γ_{SE} SE se deben adoptar en base a las características específicas de cada proyecto, γ_{TG} se puede tomar si no hay información: 0.0 en estados límites de resistencia y evento extremo, 1.0 en estado límite de servicio cuando no se considera la sobrecarga, y 0.50 en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga. γ_{SE} se puede tomar si no hay información: 1.0 (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Tabla 3: Factores de Carga para Cargas Permanentes, γ_P

Tipo de Carga, Fundación y Método Usado para Calcular Fricción Negativa (Downdrag)	Factor de Carga		
	Máximo	Mínimo	
DC: Elemento y Accesorios	1.25	0.90	
DC: Sólo Resistencia IV	1.50	0.90	
DD: Downdrag	Pilotes, Método Tomlinson α	1.4	0.25
	Pilotes, Método λ	1.05	0.30
	Ejes perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficies de Rodamiento e Instalaciones para Servicios	1.50	0.65	
EH : Presión Horizontal del Terreno:	• Activa	1.50	0.90
	• En Reposo	1.35	0.90
	• AEP para muros anclados	1.35	N/A
	EL: Tensiones Residuales en Construcción	1.00	1.00
EV: Presión Vertical del Terreno	• Estabilidad Global	1.00	N/A
	• Muros de Sostenimiento y Estribos	1.35	1.00
	• Estructura Rígida Enterrada	1.30	0.90
	• Marcos Rígidos	1.35	0.90
	• Estructuras Flexibles Enterradas		
	o Alcantarillas Cajón Metálicas y de Placas Estructurales con Corrugaciones Profundas	1.5	0.9
	o Alcantarillas Termoplásticas	1.3	0.9
	o Todas las demás	1.95	0.9
ES: Sobrecarga de Suelo	1.50	0.75	

Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

Tabla 4: Factores de Carga para Cargas Permanentes debido a Deformaciones Sobreimpuestas, γ_P

Componente del Puente	PS	CR, SH
Superestructuras - Segmentadas	1.0	Ver γ_p para DC, Tabla 3.4.1-2
Subestructuras de Concreto soportando Superestructuras Segmentadas (ver 3.12.4, 3.12.5)		
Superestructuras de concreto - no segmentadas	1.0	1.0
Subestructuras soportando Superestructuras no segmentadas	• usando I_g	0.5
	• usando $I_{effective}$	1.0
	Subestructuras de Acero	1.0

Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

2.2.7.2. Tipos de cargas en el diseño de puentes

El diseño estructural de puentes necesita cubrir el efecto de una gran variedad de cargas o fuerzas, tales como las cargas gravitatorias de los elementos de la estructura, cargas de impacto debido al movimiento de los vehículos, efectos del sismo en el puente, entre otros.

Es importante que los ingenieros identifiquen de forma exhaustiva todas las cargas posibles que puedan ser aplicadas al puente durante su vida útil, incluso durante su fase constructiva. De esta forma, uno podrá escoger apropiadamente los modelos de carga para el análisis estructural y combinar razonablemente los efectos de las diferentes cargas que se presenten.

El documento AASHTO LRFD 2014 abarca una gran variedad de las cargas que soportan los puentes y sus efectos. Muchos documentos referentes al diseño de puentes dividen las cargas en dos categorías, las cuales son cargas permanentes y transitorias. Es importante resaltar que no todas las cargas deben ser consideradas en un diseño. Así, por ejemplo, a un puente ubicado en la costa no debería aplicarse los efectos de cargas de hielo. A continuación, se describirán estos dos grupos y sus principales componentes (AASHTO LRFD, 2014).

2.2.7.2.1. Cargas Permanentes

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite.

Corresponden a este grupo el peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura o al balasto, los rieles y durmientes de ferrocarriles. También se consideran cargas permanentes el empuje de tierra, sobrecarga de tierra, la fricción superficial negativa, y otros. (Manual de Puentes MTC, 2018)

Cargas Muertas: DC, DW, y EV

El peso propio (DC) se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas (DW) incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos y cables.

El peso propio y las cargas muertas serán estimados sobre la base de las dimensiones indicadas en planos y en cada caso considerando los valores medios de los correspondientes pesos específicos. (Manual de Puentes MTC, 2018)

A falta de una información precisa, podrán usarse los pesos específicos de la tabla siguiente:

Tabla 5: Pesos Unitarios

MATERIAL	(kN/m³)	(kgf/m³)
<i>Agua dulce</i>	9,8	(1000)
<i>Agua salada</i>	10,0	(1020)
<i>Acero</i>	76,9	(7850)
<i>Aluminio</i>	27,4	(2800)
<i>Arena, tierra o grava sueltas, arcilla</i>	15,7	(1600)
<i>Arena, tierra o grava compactas</i>	18,9	(1900)
<i>Asfalto, Macadam</i>	22,0	(2200)
<i>Concreto ligero</i>	17,4	(1740)
<i>Concreto normal</i>	23,5	(2400)
<i>Concreto Armado</i>	25,0	(2500)
<i>Hierro forjado</i>	70,6	(7200)
<i>Balasto</i>	22,0	(2250)
<i>Madera</i>	10,0	(1020)
<i>Mampostería de piedra</i>	26,6	(2700)
<i>Rieles y accesorios (por metro lineal de vía férrea)</i>	3 kN/m	300kgf/m

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

Cargas de suelo: EH, ES, y DD

Las cargas que inciden en los estribos y otras partes de la estructura que retienen tierra deberán diseñarse para resistir las correspondientes presiones del empuje del suelo (EH), sobrecarga del suelo (ES) y fricción superficial negativa (DD) (Downdrag), las mismas que serán calculadas de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos.

Las características supuestas para el material de relleno deberán ser verificadas con el material en obra y, en caso sea necesario, deberán hacerse los ajustes necesarios para corregir cualquier discrepancia.

En todos los casos el diseño incluirá un sistema de drenaje del material de relleno. No obstante, deberá considerarse la posibilidad que el suelo se sature total o parcialmente, a uno o a ambos lados de la estructura de contención.

Cuando se prevea tráfico a una distancia horizontal, medida desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la mitad de su altura, las presiones serán incrementadas añadiendo una sobrecarga vertical no menor que la equivalente a 0,60 m de altura de relleno. Cuando se diseñe una losa de aproximación soportada en un extremo del puente, no será necesario considerar dicho incremento de carga.

En caso la estructura de contención forme parte de un pórtico rígido, solamente podrá considerarse en

el diseño de losas o vigas hasta el 50% de cualquier efecto favorable debido al empuje de tierra. (Manual de Puentes MTC, 2018)

2.2.7.2.2. Cargas Variables

Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas, las fuerzas laterales sobre rieles. También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y subpresiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento. (Manual de Puentes MTC, 2018)

1. Número de vías

En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/12.0$ ($w/3.60$ en m.), siendo w el ancho libre de calzada entre sardineles, cordones y/o barreras, en ft; (mm). También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 12.0ft (3.60 m) de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el

ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre 20.0 a 24.0 ft (6.00 y 7.20 m) deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada. (Manual de Puentes MTC, 2018)

Sobrecargas Vivas (LL y PL)

LL= sobrecarga vehicular

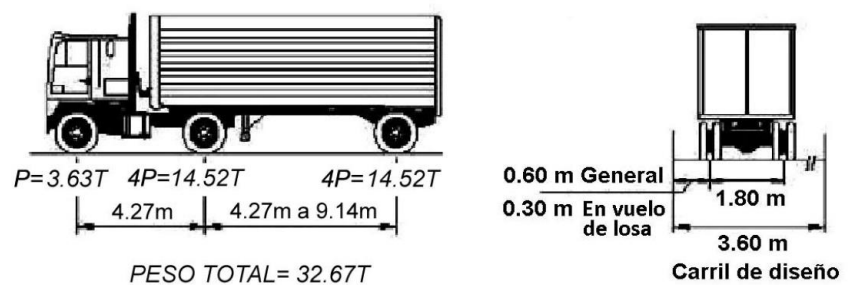
PL= sobrecarga peatonal

La Carga HL-93 es un modelo teórico expresado por:

1. Carga HL-93:

a) Camión de diseño:

Figura 14: Camión de diseño

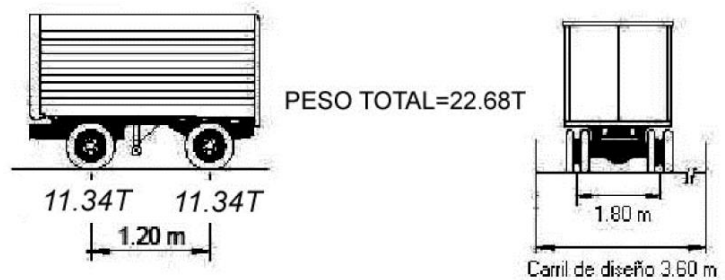


Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

La distancia entre los dos ejes más pesados se toma como aquella que, estando entre los límites de 4.27m y 9.14m., resulta en los mayores efectos.

b) Tándem de diseño:

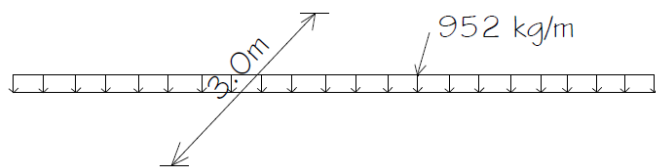
Figura 15: Tándem de diseño



Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

c) Carga de carril de diseño:

Figura 16: Carga de carril



Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

APLICACIÓN:

- a) La sobrecarga vehicular de diseño es considerada como una combinación de: Camión de diseño o tándem de diseño + Carga de carril de diseño.
- b) Para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo carga uniforme, así como en la reacción de pilares interiores se considera: 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño (con ejes posteriores a 4.27 m) separados como mínimo 15.24 m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90

por ciento de la solicitación debida a la carga del carril de diseño. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2. Carga de Fatiga

- Para el chequeo por fatiga se utiliza un camión similar al camión de diseño, pero con los ejes posteriores separados 9.14m. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Presencia de Múltiples Sobrecargas

- La solicitación extrema correspondiente a sobrecargas se determinará considerando las posibles combinaciones de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple. No es aplicable al estado límite de fatiga. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Tabla 6: Factor de Presencia Múltiple

<i>Número de Vías Cargadas</i>	<i>Factor Presencia múltiple, m</i>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
4 ó más	0,65

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

No es aplicable para el estado de Fatiga, para el cual se utiliza la carga de fatiga sin importar el número de carriles. Los factores de distribución de los Art. 4.6.2.2 y 4.6.2.3 (excepto cuando se utiliza el método estático) se deberán dividir por 1.20

Las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

3. Incremento por Carga Dinámica: IM

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar en los siguientes porcentajes:

Tabla 7: Incremento por Carga Dinámica, IM

<i>Componente</i>	<i>Porcentaje (IM)</i>
<i>Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)</i>	75%
<i>Para otros elementos</i>	
• <i>Estados límite de fatiga y fractura</i>	15%
• <i>Otros estados límite</i>	33%

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

Nota.- No se aplica a cargas peatonales ni a cargas de carril de diseño. Tampoco en muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura ni en componentes de fundaciones que estén completamente por debajo del nivel del terreno. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

En caso de componentes enterrados como en el caso de alcantarillas, el porcentaje se deberá tomar como:

$$IM = 33(1.0 - 0.41D_E) \geq 0\%$$

Siendo D_E = profundidad mínima de la cubierta de tierra sobre la estructura (m). (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.7.2.3. Fuerzas Centrífugas: CE

Se toman como el producto entre los pesos por eje del camión o tandem de diseño y el factor C, dado por:

$$C = f \frac{V^2}{gR}$$

Siendo:

f = 1.0 para el estado de fatiga y 4/3 para otras combinaciones

V = velocidad de diseño de la carretera (m/s)

R = radio de curvatura del carril de circulación (m)

g = 9.81 m/s²

Las fuerzas centrífugas se aplican horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la calzada. Se deben emplear además los factores de presencia múltiple. No se aplica el incremento por carga dinámica IM. Se desprecia la carga de carril (sobrecarga distribuida). (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.7.2.4. Fuerza de frenado: BR

Se toma como el mayor valor de:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión o tándem de diseño
- 5 por ciento del camión o tándem de diseño más la carga de carril

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección. Se

emplean los factores de presencia múltiple. No se aplica el incremento por carga dinámica IM. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.7.2.5. Carga sobre veredas, barandas y sardineles

Sobrecargas en Veredas

Se deberá aplicar una carga peatonal de 366 kg/m² en todas las aceras de más de 0.60m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño, excepto cuando los vehículos pueden subir sobre la vereda. Si la condición de carga incluye cargas peatonales combinadas con uno o más carriles con sobrecarga vehicular, las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

Los puentes para uso peatonal y para el tráfico de bicicletas se diseñan para una carga viva de 420 kg/m². Sin embargo, deberá evaluarse también la posible circulación de vehículos de emergencia o mantenimiento los cuales no se incrementan por efectos dinámicos ni son combinados con la carga viva de diseño. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Fuerzas sobre Sardineles

Los sardineles se diseñarán para resistir una fuerza lateral no menor que 760 kg por metro de sardinel, aplicada en el tope del sardinel o a una elevación de 0.25 m sobre el tablero si el sardinel

tuviera mayor altura. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Fuerzas sobre Barandas

Las fuerzas se toman de la Tabla siguiente Se aplica el estado límite de evento extremo para el diseño. No es necesario aplicar las cargas transversales y longitudinales simultáneamente con las cargas verticales. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

TL-1 Nivel de Ensayo Uno

Usado en zonas donde las velocidades permitidas son bajas y para las calles locales de muy bajo volumen y baja velocidad. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

TL-2 Nivel de Ensayo Dos

Usado en zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras en las cuales las condiciones del emplazamiento son favorables; también donde se prevé un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

TL-3 Nivel de Ensayo Tres

Usado para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad donde la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del emplazamiento son favorables. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017).

TL-4 Nivel de Ensayo Cuatro

Usado para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

TL-5 Nivel de Ensayo Cinco

Usado para las mismas aplicaciones que el TL-4 y también cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de grandes camiones o cuando las condiciones desfavorables del emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

TL-6 Nivel de Ensayo Seis

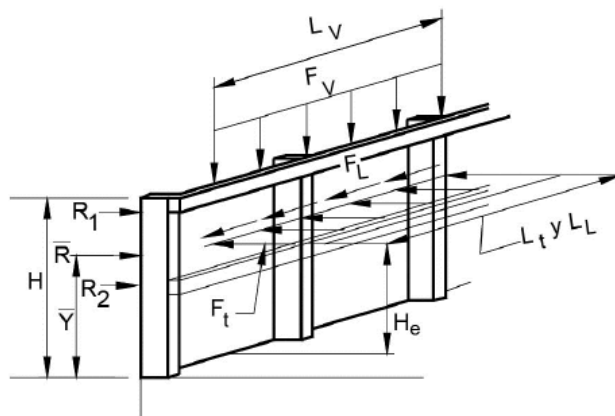
Usado cuando se anticipa la presencia de camiones tipo tanque o cisterna u otros vehículos similares de centro de gravedad elevado, particularmente cuando este tráfico se combina con condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

TABLA 8: Fuerzas de diseño para barandas

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_t (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_v (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_t y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_g (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

FIGURA 17: Fuerzas de diseño en una baranda metálica, verticales y horizontales uniformemente distribuidas



Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

2.2.7.2.6. Fuerza de colisión de un vehículo: CT

Los estribos y pilas de puentes ubicados a 9.0 m o menos del borde de la calzada se deberán diseñar para una fuerza estática equivalente de 272t, la cual se asume actúa en una dirección de 0° a 15° con el borde del pavimento en un plano horizontal, a una altura de 1.5 m sobre el nivel del terreno.

No es necesario aplicar esta fuerza, en el caso de estructuras protegidas por terraplenes o barreras antichoques. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.7.2.7. Cargas hidráulicas: WA

Presión Hidrostática.- Actúa de forma perpendicular a la superficie, y se calcula como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y g (aceleración de la gravedad). (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Flotabilidad.- Fuerza de levantamiento tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas. Actúa sobre todos los componentes debajo del nivel de agua. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Presión de Flujo.- La presión de flujo de agua, actuando en la dirección longitudinal de las subestructuras se tomará como:

$$p = 52.6 C_D V^2$$

Donde:

p = presión del agua (kg/m²)

V = velocidad del agua para la inundación de diseño (resistencia y servicio) y para la inundación de control (evento extremo), en m/s

C_D = coeficiente de arrastre para pilas

Tabla 09: Coeficiente de Arrastre Longitudinal

<i>Tipo de Estructura</i>	<i>C_D</i>
<i>Pilar con extremo semicircular</i>	<i>0,7</i>
<i>Pilar con extremo plano</i>	<i>1,4</i>
<i>Pilar con extremo en ángulo de 90° o menos</i>	<i>0,8</i>
<i>Troncos u otros escombros</i>	<i>1,4</i>

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

La fuerza de arrastre longitudinal será el producto entre la presión de flujo longitudinal y la proyección de la superficie expuesta a dicha presión. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Carga Lateral.- La presión lateral uniformemente distribuida que actúa sobre una subestructura debido a un caudal de

agua que fluye formando un ángulo θ respecto del eje longitudinal de la pila será:

$$P = 52.6 C_L V^2$$

Donde:

p = presión lateral (kg/m²)

C_L = coeficiente de arrastre lateral

Tabla 10: Coeficiente de Arrastre Lateral

Ángulo, θ , entre la dirección deL flujo y el eje longitudinal de la pila C_L	C_L
0 grados	0.0
5 gados	0.5
10 grados	0.7
20 grados	0.9
≥ 30 grados	1.0

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

Carga del Oleaje.- Se deberá considerar si se anticipa que se pueden desarrollar fuerzas de oleaje significativas. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Empuje hidrodinámico.-Presiones adicionales originadas por la masa del agua al ocurrir un sismo podrán estimarse con las fórmulas de Westergard o cualquier otro procedimiento equivalente. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Socavación.- Se deberá considerar en los estados límites de resistencia y servicio. El nivel de cimentación del puente debe estar por lo menos 1.0m por debajo de la profundidad de socavación calculada. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.7.2.8. CARGA de viento: WL y WS

WL = viento sobre la sobrecarga

WS= viento sobre la estructura

Presión Horizontal del Viento.- La carga de viento se asume está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. Para puentes a más de 9.15m sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño se deberá ajustar con:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_g}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

Donde:

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

V_0 = velocidad friccional (km/h)

V_g = velocidad del viento a 9.15m sobre el nivel del terreno o agua de diseño (km/h). En ausencia de datos $V_g = V_B = 160$ km/h

V_B = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 9.15m

Z_0 = longitud de fricción que trae el viento aguas arriba (m)

Z = altura de la estructura > 9.15m (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Tabla 11: Valores de las constantes V0 y Z0

Condición	Terreno abierto		Área Suburbana		Área urbana	
	Área Suburbana					
V ₀	8.20 mph	13.2 km/h	10.9 mph	17.6 km/h	12.00 mph	19.3 Km/h
Z ₀	0.23 ft	70 mm	3.28 ft	1000 mm	8.20 ft	2500 mm

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

Presión de Viento sobre las Estructuras: WS

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{160} \right)^2$$

P_D = presión del viento de diseño (kg/m²)

P_B = presión básica del viento (kg/m²)

Tabla 12: Presiones básicas PB correspondientes a VB = 160 km/h

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO (kg/m ²)	CARGA A SOTAVENTO (kg/m ²)
Reticulados, columnas y arcos	245	122
Vigas	245	No Aplicable
Grandes superficies planas	195	No Aplicable

Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 445 kg/m en el plano de un cordón a barlovento ni 223 kg/m en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 445 kg/m en componentes de vigas o vigas cajón. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Cargas de las Superestructuras.- Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento PB para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar según la Tabla 13. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de

una perpendicular al eje longitudinal. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Tabla 13: PB para diferentes ángulos de ataque (VB = 160 km/h)

Ángulo de oblicuidad del viento (°)	Reticulados, columnas y arcos		Vigas	
	Carga lateral Kg/m ²	Carga longitudinal Kg/m ²	Carga lateral Kg/m ²	Carga longitudinal Kg/m ²
0	365	0	245	0
15	342	60	215	30
30	317	137	200	60
45	230	200	160	78
60	117	245	83	93

Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

Para los puentes viga y losa comunes que tienen longitud de tramos individuales no mayores a 38m y una altura máxima de 9.15m sobre el nivel del terreno o agua, se pueden utilizar las siguientes cargas de viento:

- 245 kg/m², transversal
- 60 kg/m², longitudinal

Fuerzas Aplicadas Directamente a la Subestructura.- Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 195 Kg/m². Para direcciones del viento oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones

posterior y frontal de la subestructura. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Presión de Viento sobre los Vehículos: WL

Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se aplicará tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de 150 kg/m actuando normal a la calzada y 1.80m sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Si el viento sobre los vehículos no es normal a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga viva se pueden tomar como:

Tabla 14: Componentes del viento sobre la sobrecarga viva

Ángulo de oblicuidad respecto a la normal a la superficie (°)	Componente normal (kg/m)	Componente Paralela (kg/m)
0	150	0
15	130	18
30	122	36
45	98	48
60	50	57

Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

Para los puentes viga y losa comunes que tienen longitud de tramos individuales no mayores a 38m y una altura máxima de 9.15m sobre el nivel del terreno o agua, se pueden utilizar las siguientes cargas de viento:

- 150 kg/m, transversal

- 60 kg/m, longitudinal

Presión Vertical del Viento.- En el diseño de puentes y componentes estructurales que pueden ser sensibles al viento, se debe considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 100kg/m² por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal. Se debe aplicar sólo para los estados límites Resistencia III y Servicio IV que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga, y sólo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Se aplicará en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Inestabilidad Aeroelástica.- Todos los puentes y sus componentes estructurales, cuya relación longitud de tramo/ancho o profundidad sea superior a 30, se deberán considerar sensibles al viento, y por lo tanto deberán considerar en su diseño, solicitaciones aeroelásticas. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.7.2.9. Efectos Sísmicos: EQ

Las cargas sísmicas se toman como solicitaciones horizontales determinadas en base al coeficiente de respuesta elástica, C_{sm} , y al peso equivalente de la superestructura, ajustados por el factor de modificación de respuesta, R . (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Procedimiento general

Se usarán los coeficiente de aceleración del terreno máxima PGA(0.0s) y los de periodos espectrales corto Ss(0.2s) y largo Sl(1.0s) para 5% de amortiguamiento crítico. Dichos valores se determinan con los mapas de isoaceleración obtenidos para un suelo tipo roca B. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Clases de Sitio

Los sitios se clasifican según la Tabla 3.10.3.1-1, de acuerdo a su rigidez determinada por la velocidad de la onda de corte superior a 100ft. La prueba de penetración estándar (SPT), el número de golpes y la resistencia al corte de las muestras de suelo no drenadas también pueden usarse para la clasificación. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Tabla 15: Definición clase de sitio

<i>Clases de Sitio</i>	<i>Tipo de Suelo y Perfil</i>
A	<i>Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $v_s > 5,000$ ft/s</i>
B	<i>Roca con $2,500$ ft /s < v_s < $5,000$ ft/s</i>
C	<i>Suelo muy denso y roca suelo $1,200$ ft/s < v_s < $2,500$ ft/s, o con cualquiera $N > 50$ golpes/ ft, o $S_u > 2.0$ ksf</i>
D	<i>Suelo rígido con 600 ft/s < v_s < $1,200$ ft/s, o con cualquiera $15 < N < 50$ golpes/ ft, o $1.0 < S_u < 2.0$ ksf</i>
E	<i>Perfil de suelo con $v_s < 600$ ft/s o con cualquiera $N < 15$ golpes/ ft o $S_u < 1.0$ ksf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$, $w > 40$ por ciento y $S_u < 0.5$ ksf</i>
F	<i>Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como:</i> <ul style="list-style-type: none">• <i>Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 10$ ft de turba o arcilla altamente orgánica donde H = espesor del suelo)</i>• <i>Arcillas de alta plasticidad ($H > 25$ ft con $PI > 75$)</i>• <i>Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas ($H > 120$ ft)</i>

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

Excepciones:

Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de Sitio E o F no serán supuestas a no ser que la Entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.

Donde:

V_s = Promedio de la velocidad de onda de corte para perfiles de suelo superiores a los 100 ft

N = Promedio de la cantidad de golpes (golpes/ ft) de la prueba SPT (ASTM D1586) para perfiles de suelo superiores a 100 ft

S_u = Promedio de resistencia al corte no drenada en ksf (ASTM D2166 o ASTM D2850) para perfiles de suelo superiores a 100 ft

PI = Índice plástico (ASTM D4318)

w = Contenido de humedad (ASTM D2216)

Factores de Sitio

Los factores de sitio F_{pga} , F_a y F_v , serán usados en el período cero y en el rango de períodos corto y largo. Estos factores se determinan usando la clase de sitio dada en la Tabla 3.10.3.1-1, y los valores de los coeficientes PGA , S_s y S_l que se elaboren mediante estudios para las distintas zonas del país.

Tabla 16: Valores de Factor de Sitio, Fpga En Periodo-Cero en el Espectro de Aceleración

Clase de sitio	Coeficiente aceleración pico del terren (PGA) ¹				
	PGA < 0.10	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA > 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

Notas:

1. Usar línea recta de interpolación para valores intermedios de PGA.
2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

Tabla 17: Valores de Factor de Sitio, Fa, Para rango de Periodo Corto en el Espectro de Aceleración

Clase de sitio	Coeficiente aceleración espectral en Periodo 0.2 sec (Ss) ¹				
	SS < 0.25	SS = 0.50	SS = 0.75	SS = 1.00	SS > 1.25
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

Notas:

1. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de Ss.

2. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

Tabla 18: Valores de Factor de Sitio, F_v , Para rango de Periodo Largo en el Espectro de Aceleración

Clase de sitio	Coeficiente aceleración espectral en Periodo 1.0 sec (S_1) ¹				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F ²	*	*	*	*	*

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

Notas:

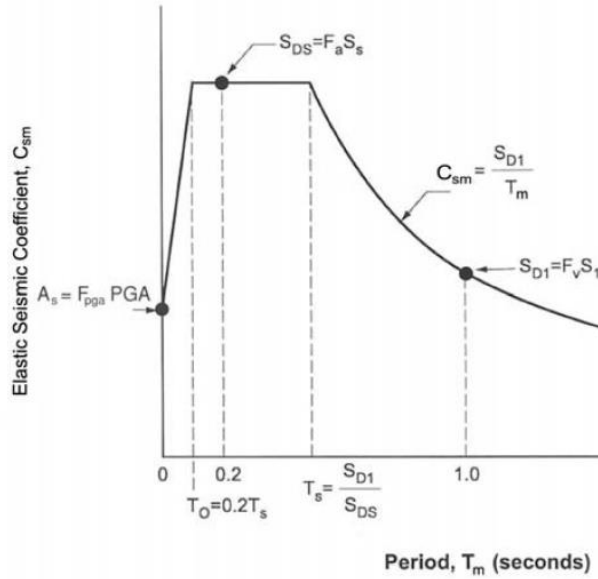
3. Usar la interpolación lineal para valores intermedios de S_1 .
4. Llevar a cabo investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis de respuesta dinámica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

Espectro de Respuesta de Diseño

El espectro de respuesta al 5% de diseño amortiguado se efectúa tal como se especifica en la Fig. 3.10.4.1-1. Este espectro se calcula usando los picos mapeados de los coeficientes de aceleración del terreno y los coeficientes de aceleración espectral escalados en los periodos corto, largo y de los factores de sitio F_{pga} , F_a

y F_v respectivamente. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Figura 19: Espectro de Respuesta de Diseño



Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

Coeficiente de Respuesta Sísmico Elástico

Para periodos menores o iguales a T_0 , el coeficiente sísmico elástico para el movimiento m th de vibración, C_{sm} , será:

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s)(T_m/T_0)$$

Donde:

$$A_s = F_{pga}(PGA)$$

$$S_{DS} = F_a S_s$$

PGA= coeficiente de aceleración pico del terreno sobre la roca (Sitio Clase B)

SS = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo sobre roca (Sitio Clase B)

T_m = periodo de vibración del modo mth (s)

T_o = periodo de referencia usado para definir la figura espectral=0.2Ts(s)

TS = esquina del periodo en el cual los cambios de espectro de ser independiente del periodo pasa a ser transversalmente proporcional al periodo = S_{DI}/S_{DS} (s)

Para periodos mayores o iguales a T_o y menores o iguales a T_s , el coeficiente de respuesta sísmico elástico será tomado como:

$$C_{sm} = S_{DS}$$

Para periodos mayores que TS , el coeficiente de respuesta sísmico elástico será tomado como:

$$C_{sm} = S_{DI}/T_m$$

donde:

$$S_{DI} = F_V S_1$$

S_1 = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en periodo de 1.0 seg sobre roca (Sitio Clase B) (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Categoría según la importancia del puente

Puentes críticos: son puentes que deben permanecer abiertos para el tránsito de todos los

vehículos luego del sismo de diseño y poder ser usados por los vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un sismo importante (periodo de recurrencia de 2500 años).

Puentes esenciales: son aquellos que deberían como mínimo estar abiertos para el tránsito de vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después del sismo de diseño (periodo de recurrencia de 1000 años). (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Otros puentes

Tabla 20: Zonas sísmicas

Acceleration Coefficient, S_{D1}	Seismic Zone
$S_{D1} < 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

Factores de modificación de repuesta

Las solicitaciones sísmicas de diseño para las subestructuras y las uniones entre partes de estructuras listadas en la Tabla 3.10.7.1-1, se determinarán dividiendo las solicitaciones obtenidas mediante un análisis elástico por el correspondiente factor de modificación de repuesta R, especificado en las Tablas 3.10.7.1-1 y 3.10.7.1-2 respectivamente.

A modo de alternativa al uso de los factores R especificados en la Tabla 3.10.7.1- 2, para conexiones, las uniones monolíticas entre elementos estructurales como por ejemplo las uniones columna-zapata, pueden diseñarse para transmitir las máximas solicitaciones que se pueden desarrollar por la rotulación inelástica de las columnas o los cabezales multi-columna que conectan especificado en el Art. 3.10.9.4.3.

Si se utiliza un método de análisis inelástico de historia tiempo, el factor de modificación de respuesta R, se deberá tomar igual a 1.0 para toda la subestructura y todas las uniones. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Tabla 21: Factores de modificación de respuesta - Subestructuras

Subestructura	Categoría según la importancia		
	Crítica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro - mayor dimensión	1,5	1,5	2,0
Caballetes de pilotes de hormigón armado			
• Sólo pilotes verticales	1,5	2,0	3,0
• Con pilotes inclinados	1,5	1,5	2,0
Columnas simples	1,5	2,0	3,0
Caballote de pilotes de acero o pilotes compuestos de acero y hormigón			
• Sólo pilotes verticales	1,5	3,5	5,0
• Con pilotes inclinados	1,5	2,0	3,0
Caballetes multicolumna	1,5	3,5	5,0

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

**Tabla 22: Factores de modificación de respuesta
- Uniones**

Unión	Todas las categorías
Superestructura - Estribo	0,8
Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura	0,8
Columnas, pilares o caballetes de pilotes - Viga cabecera o superestructura	1,0
Columnas o pilares - Fundaciones	1,0

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

Aplicación

Se deberá asumir que las cargas sísmicas actúan en cualquier dirección lateral.

Las solicitaciones sísmicas elásticas se deben combinar de la siguiente manera:

- 100% del valor absoluto en una de las direcciones ortogonales combinado con 30% del valor absoluto en la segunda dirección ortogonal
- 100% del valor absoluto en la segunda dirección ortogonal combinado con 30% del valor absoluto en la primera dirección ortogonal (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

2.2.7.2.10. Deformaciones superpuestas: TU, TG, SH, CR, SE, PS

Temperatura uniforme (TU)

Se deben considerar las solicitaciones internas que la fluencia lenta (creep) y la contracción provocan

en los componentes. Si es conveniente se debe incluir el efecto de gradiente de temperatura.

Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se deberá usar la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica supuesta de la construcción en el diseño.

La temperatura de referencia básica será la temperatura ambiente promedio durante las 48 horas antes del vaciado del concreto o antes de la colocación de aquellos elementos que determinan la hiperestaticidad de la estructura. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Tabla 23: Rangos de Temperatura (°C)

<i>Material</i>	<i>Costa</i>	<i>Sierra</i>	<i>Selva</i>
<i>Concreto armado o preesforzado</i>	<i>10° a 40°C</i>	<i>-10° a +35°C</i>	<i>10° a 50°C</i>
<i>Acero</i>	<i>5° a 50°C</i>	<i>-20° a +50°C</i>	<i>10° a 60°C</i>
<i>Madera</i>	<i>10° a 40°C</i>	<i>-10° a +35°C</i>	<i>10° a 50°C</i>

(Manual de Puentes, MTC Perú, 2018)

Gradiente de Temperatura (TG)

En superestructuras de concreto o de acero con tablero de concreto, se supondrá un gradiente de temperatura, adicionalmente a los cambios de temperatura especificados.

Las diferencias de temperatura T1 y T2 corresponderán a los valores positivos dados en la Tabla, ó a valores negativos obtenidos multiplicando aquellos de la Tabla por -0.5.

**Tabla 24: Temperaturas que definen los
Gradientes (°C)**

Región	Sin Asfalto		5 cm Asfalto		10 cm Asfalto	
	T_1	T_2	T_1	T_2	T_1	T_2
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

(Manual de Puentes, MTC Perú, 2018)

Contracción diferencial (SH)

Cuando corresponda deberán determinarse las deformaciones por contracción diferencial entre hormigones de diferentes edades o composiciones, y entre el hormigón y el acero. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Fluencia lenta (CR)

Las deformaciones por fluencia lenta del hormigón (creep) y la madera deben estar de acuerdo con las disposiciones de las Secciones 5 y 8. Al determinar las solicitaciones y deformaciones provocadas por la fluencia lenta se deberá considerar la dependencia del tiempo y el cambio de las tensiones de compresión. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Asentamiento (SE)

Se deberán considerar las solicitaciones provocadas por los valores extremos de los asentamientos diferenciales que ocurren en la subestructura. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

Fuerzas secundarias de elementos postensados
(PS)

La aplicación de fuerzas de postensado sobre una estructura continua produce reacciones en los apoyos y fuerzas internas denominadas fuerzas secundarias, las cuales serán consideradas. (Arturo Rodríguez Serquén, 2017)

CAPÍTULO III

METODOLOGIA

3.1. Tipo de estudio

La investigación sobre la evaluación estructural del puente Domingo Savio fue de tipo aplicada, este tipo de investigación tiene como objetivo examinar o verificar un tema o problema de investigación en la realidad.

Por otra parte, este tipo de investigación permite la observación del comportamiento de la estructura del puente Domingo Savio, a fin de obtener información del entorno y así poder verificar posteriormente si el tipo de puente propuesto cumple con todas las normativas vigentes.

3.2. Nivel de estudio

El nivel de estudio de la investigación fue descriptivo - comparativo este nivel no solo describe el problema o fenómeno observado, sino que busca establecer las diferencias y similitudes de la situación.

3.3. Diseño del estudio

El diseño de estudio del presente informe fue no experimental transversal – descriptivo. El diseño no experimental no manipula variables, se da en un solo momento y se describe la situación como se encuentra en el momento.

Su esquema es:

M ————— O

Donde:

M = Muestra

O = Observaciones

3.4. Población y muestra

3.4.1. Población

La población de estudio estuvo conformada por los puentes de la ciudad de Huancayo, siendo 15 puentes.

3.4.2. Muestra

La muestra poblacional fue el proyecto: “Mejoramiento del puente Domingo Savio del sector Palian, distrito de Huancayo, provincia de Huancayo – Junín”. Se trabajó con 01 muestra de un puente viga losa, escogida mediante muestreo aleatorio simple.

3.5. Técnica e instrumentos de recolección y análisis de datos

3.5.1. Técnica

En la investigación se utilizó la observación como técnica para la recolección de los datos. Primero se realizó la observación en campo y se complementó con investigación bibliográfica con la revisión en gabinete de planos, estudios suelos, geológicos, hidráulicos que, contenida en el expediente técnico, además se hizo la revisión de las normas correspondientes al diseño de puentes como: Manual de Puentes MTC 2018, Puentes con AASTHO LRFD 2014, Norma Técnica E.030, entre otros.

3.5.2. Instrumento

Para el procesamiento de la información se usó los siguientes programas: AutoCAD 2D para la visualización de los planos del expediente técnico, CSI Bridge V20 para el modelamiento de la superestructura del puente Domingo Savio y Finalmente se usó el Excel para realizar el diseño de estribos del puente.

CAPÍTULO IV

DESARROLLO DEL INFORME

4.1. Resultados

4.1.1. Análisis de la superestructura

Datos del expediente técnico:

Longitud	: 15.00 m
Tipo	: Viga Losa
Pendiente	: 2 % máx
Nro. De Vías	: 01 Vía
Sección de vía	: 12.00m
Nº de carril	: 2 carriles
Vigas y diafragma	: Concreto Armado
Losa de Aproximación	: De 9.00 m x 6.00 m concreto F´c=280 kg/cm ²
Veredas	: De 1.50 m de ancho
Barandas Metálicas	: En 48.6 ml
Sobrecarga de Diseño	: HL – 93

4.1.1.1. Predimensionamiento de los elementos del puente

Los puentes de vigas T simplemente apoyados se usan en luces de hasta 24m. Los puentes de vigas continuas son mejor proporcionados cuando los tramos interiores presentan una longitud 1.3 a 1.4 veces la longitud de los tramos extremos En puentes viga, con tramos exteriores de 10.5m a más, la relación sugerida es de 1.37 a 1.40.

Tabla 25: Luces de puentes de concreto construidos

SIMPLEMENTE APOYADOS	LUZ(m)
Losa	6 a 12
Vigas T	12 a 24
Placa sólida en arco	12
Vigas curvadas en arco	18

Fuente: Arturo Rodríguez Serquén, 2017

Tabla 26: Peraltes mínimos tradicionales para superestructuras de profundidad constante.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2 (S+3)}{30}$	$\frac{(S+3)}{30} \geq 0.165m$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 0.165m$	$0,027 L \geq 0.165m$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

Fuente: Manual de puentes MTC, 2018

Tableros de Concreto Apoyados en Elementos Longitudinales

La altura de un tablero de concreto deberá ser mayor o igual que 17.5 cm

a) Peralte de la viga

$$h_1 = 0.07 * l$$

$$h_1 = 0.07 * 15 = 1.05$$

$$h_2 = \left(\frac{1 + 2.75}{18} \right) * k$$

$k = 1.10$ Para elementos simplemente apoyado

$$h_2 = \left(\frac{15 + 2.75}{18} \right) * 1.10 = 1.08$$

Usar $h = 1.10\text{m}$ (para satisfacer las verificaciones de servicio)

b) Ancho de la viga

Siendo:

$S' =$ Espaciamiento entre ejes de vigas = 2.13m

$L =$ luz del puente = 15m

$b = 0.0157\sqrt{S' L}$ (Continuos Concrete Bridges, PORTLAND CEMENT ASSOCIATION)

$$b = 0.0157 \sqrt{2.13 \times 15} = 0.344$$

Adoptamos $b = 0.40\text{m}$

c) Predimensionamiento de losa

Peralte mínimo de losa:

- En tableros de concreto apoyados en elementos longitudinales:

$$t_{\min} = 0.175\text{m}$$

$$d = \frac{S + 3}{30}, \text{ donde } (S) \text{ separacion de vigas entre ejes.}$$

$$d = \frac{2.13 + 3}{30} = 0.171 < 0.175$$

Usar $d = 0.175\text{m}$

Considerando un espesor sacrificable $r = 0.015\text{m}$

$$e_{\text{losa}} = d + r = 0.175 + 0.015 = 0.19\text{m}$$

Finalmente se tendrá $e_{\text{losa}} = 0.20\text{m}$

d) Predimensionamiento de vigas diafragmadas

1. Numero de diafragmas:

Se colocará diafragmas a cada $l/3$ por lo que:

$$\frac{l}{3} = \frac{15}{3} = 5\text{m de separación}$$

Número de diafragmas a cada $\frac{15}{5} = +1 = 4$ diafragmas.

2. Ancho de la viga diafragmada:

Generalmente se consideran un ancho de diafragma de 0.20 a 0.30m, para nuestro proyecto consideramos $b_D = 0.30\text{m}$

3. Peralte de la viga diafragmada:

El peralte de la viga diafragmada será igual a la de la viga longitudinal menos 20cm, es decir:

$$h_D = 1.10 - 0.20 = 0.90\text{ m}$$

4.1.1.2. Comparaciones de predimensionamiento entre el expediente técnico y la norma de diseño de puentes.

Tabla 27. Cuadro comparativo de la geometría del puente

GEOMETRIA DEL PUENTE	EXPEDIENTE TÉCNICO	MANUAL DE PUENTES MTC 2018
Longitud	15.00 m	
Tipo	Viga Losa	Luces de puentes para viga T entre 12 – 24 m
Sección de vía N° de carril Ancho de carril	12.00 m 2 carriles 4.50 m cada uno	<u>Calzada</u> Para dos carriles de diseño (anchos entre 6.00 y 7.20 m) <u>Berma</u> Ancho mínimo de 0.60 m
Baranda	1.10 m	Altura mínima 1.10 m

Veredas	1.25 m	Velocidad de diseño menor a 70km/h ancho min 1.20 Velocidad de diseño mayor a 70km/h ancho min 1.50
Drenaje	Pendiente 2%	La pendiente de drenaje transversal mínima es de 2%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28. Cuadro comparativo de predimensionamiento de elementos del puente

ELEMENTOS DEL PUENTE	EXPEDIENTE TÉCNICO	PREDIMENSIONAMIENTO SEGÚN RECOMENDACIONES DE LA NORMA
Peralte de la Viga	1.20	1.10 m
Ancho de la Viga	0.50 m	0.40 m
N° de vigas	5 vigas	4 vigas
Peralte de Losa	0.20 m	0.20 m
Numero de diafragmas	5 diafragmas	4 diafragmas
Ancho de la viga diafragmada	0.30 m	0.30 m
Peralte de la viga diafragmada	1.00 m	0.90 m

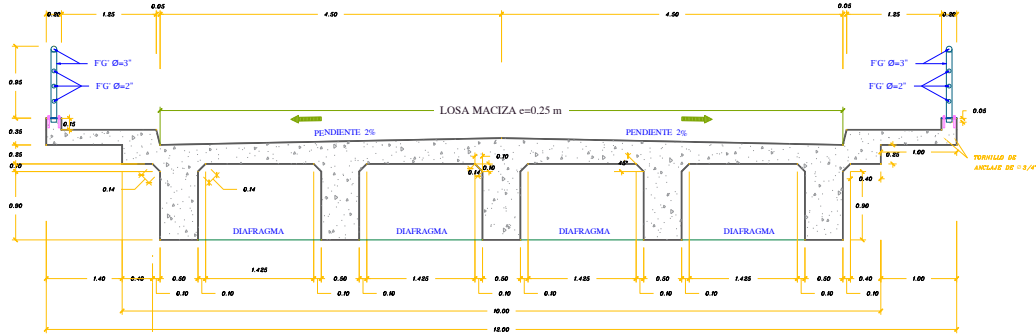
Fuente: Elaboración propia

4.1.1.3. Análisis de la superestructura con Csi Bridge

Para poder hacer el modelamiento de la superestructura del puente Domingo Savio se usó como herramienta de trabajo el SOFTWARE Csi Bridge v20.

Para realizar el análisis de las cargas que ocurren en la losa del tablero, tomamos los datos del expediente técnico:

Figura 20. Sección transversal del puente

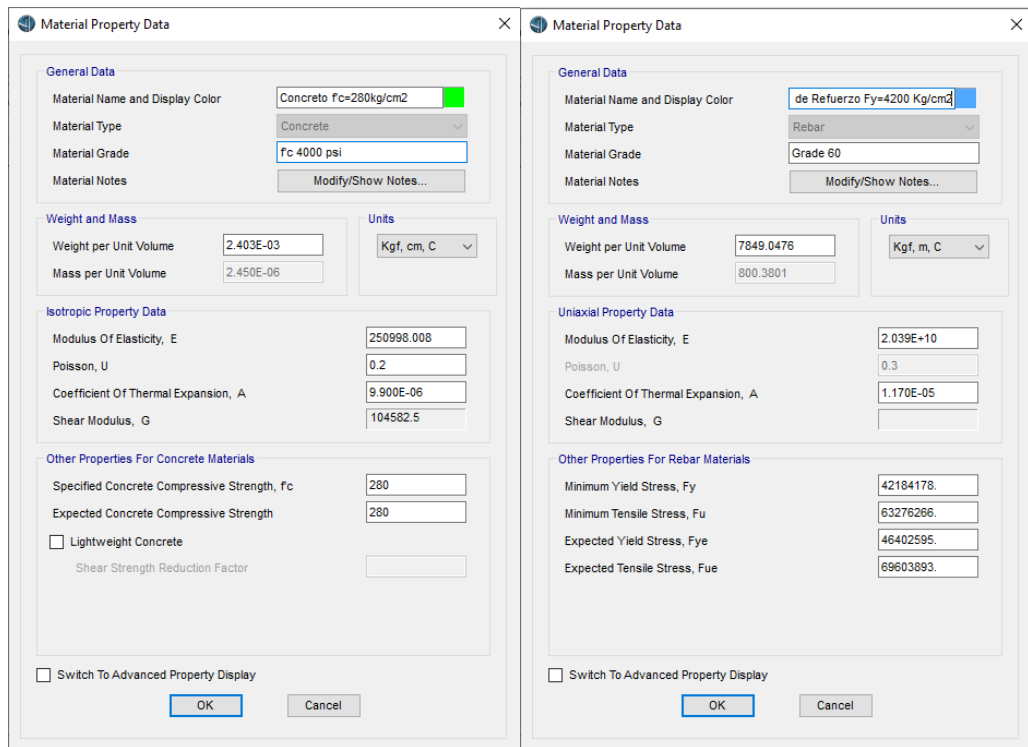


Fuente: Planos del Expediente Técnico, 2018

4.1.1.3.1. Materiales

Para la verificación de puente Domingo Savio se utilizó los siguientes materiales:

Figura 21. Definición de materiales

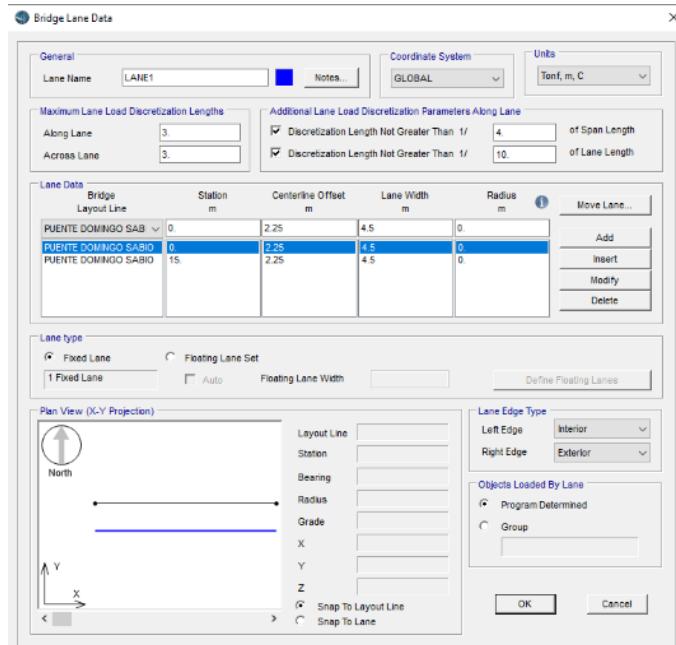


Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

4.1.1.3.2. Definición de carriles

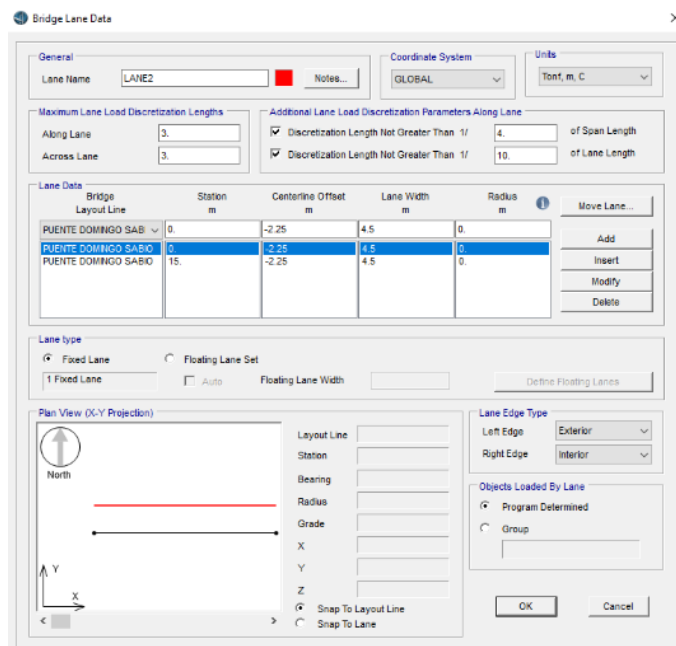
El puente Domingo Savio cuenta con 2 carriles de 4.5 m de ancho cada uno, haciendo un total de ancho de vía de 9.00 m

Figura 22. Carril 01



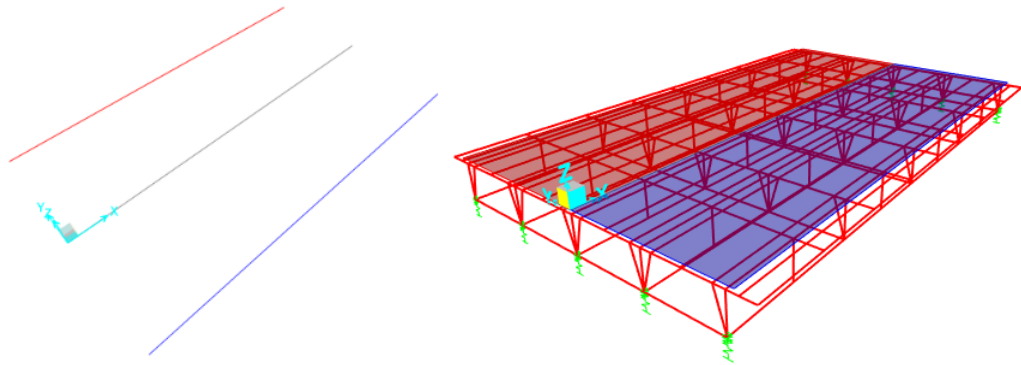
Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

Figura 23. Carril 02



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

Figura 24. Visualización de carriles

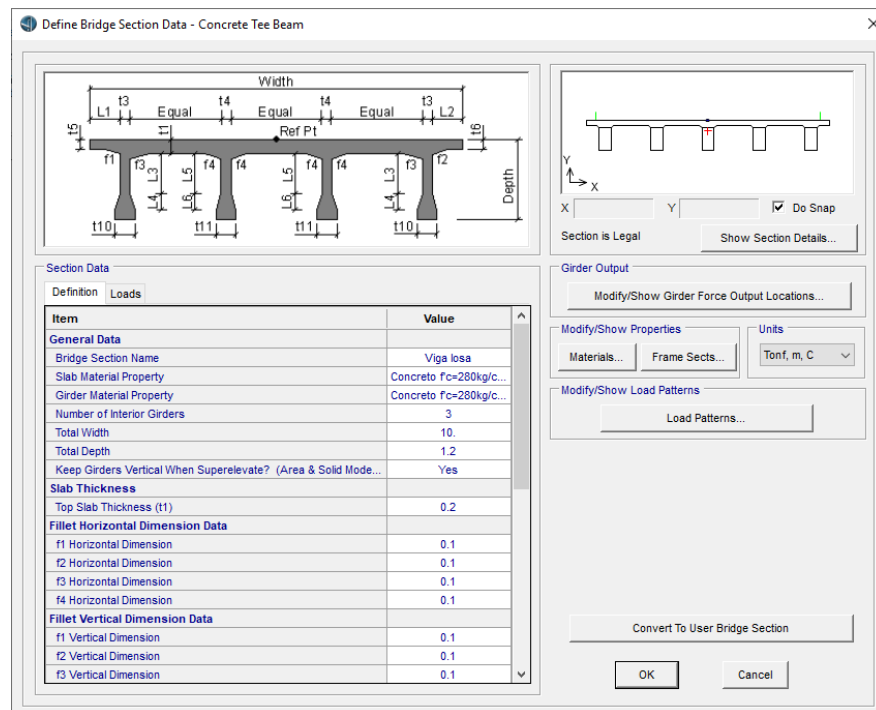


Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

4.1.1.3.3. Sección transversal

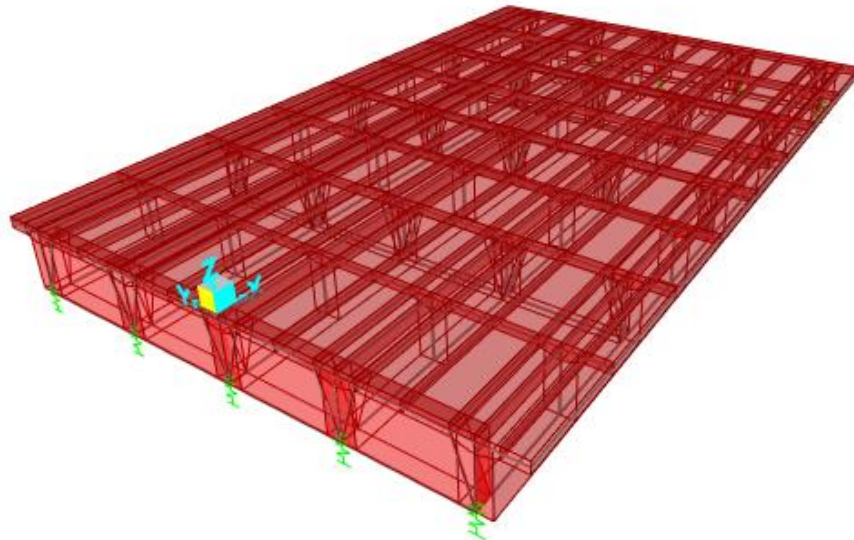
Para definir la sección transversal del puente Domingo Savio se tomó los datos del Expediente Técnico.

Figura 25. Modelado de la sección transversal del puente Domingo Savio



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

Figura 26. Visualización de la sección transversal del puente Domingo Savio

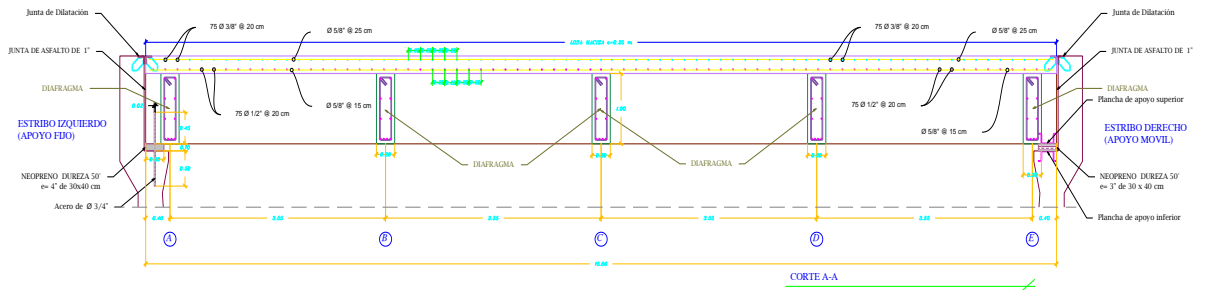


Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

4.1.1.3.4. Diafragmas

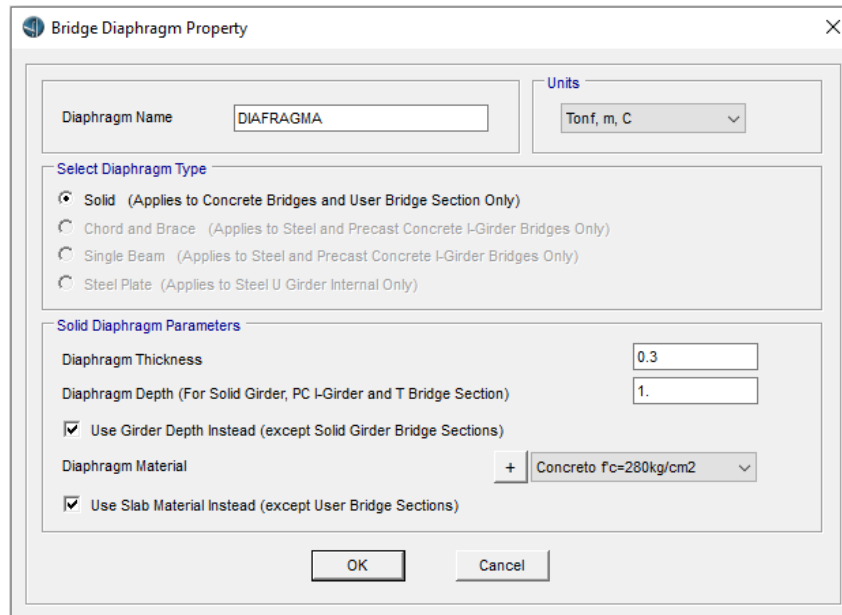
Para definir los diagramas del puente Domingo Savio se tomó los datos del Expediente Técnico.

Figura 27. Distribución de diafragmas según expediente técnico



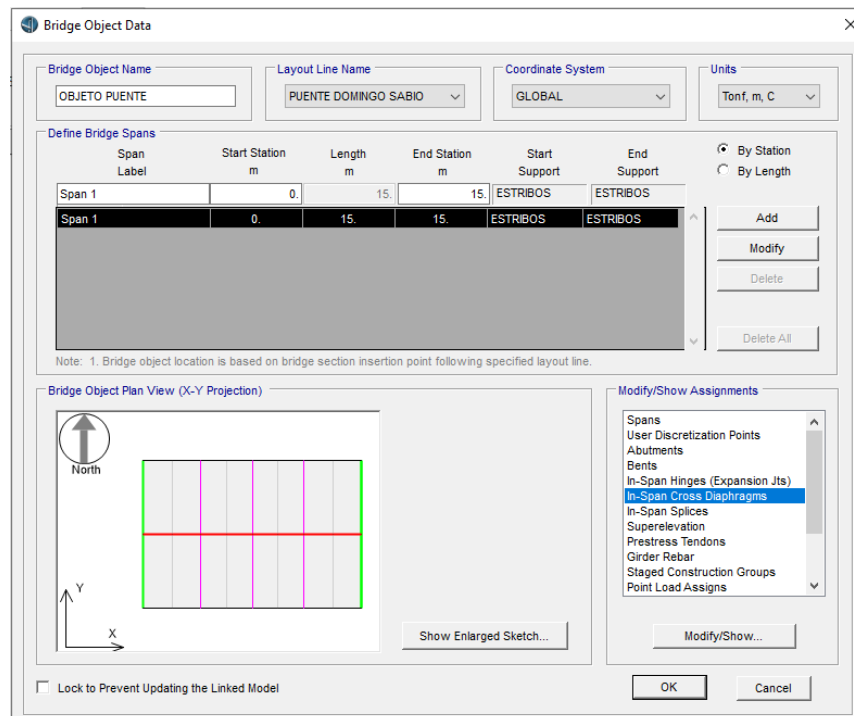
Fuente: Planos del Expediente Técnico, 2018

Figura 28. Creación de diafragmas del puente Domingo Savio



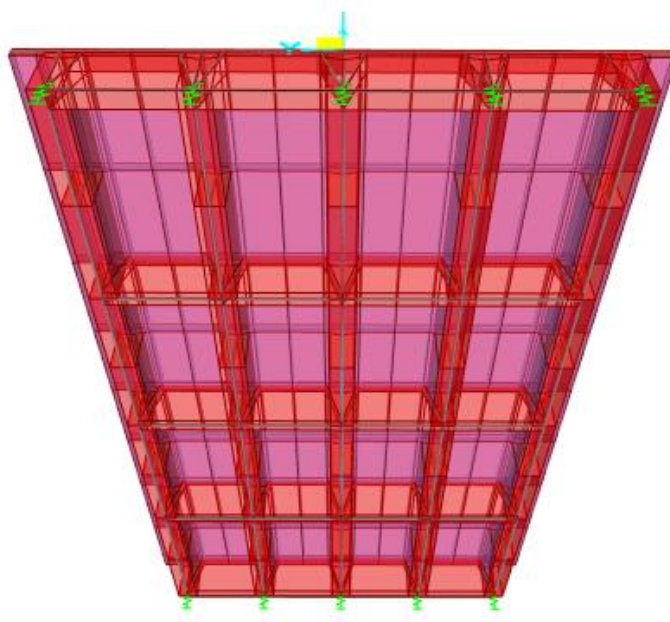
Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

Figura 29. Asignación de diafragmas en el puente Domingo Savio



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

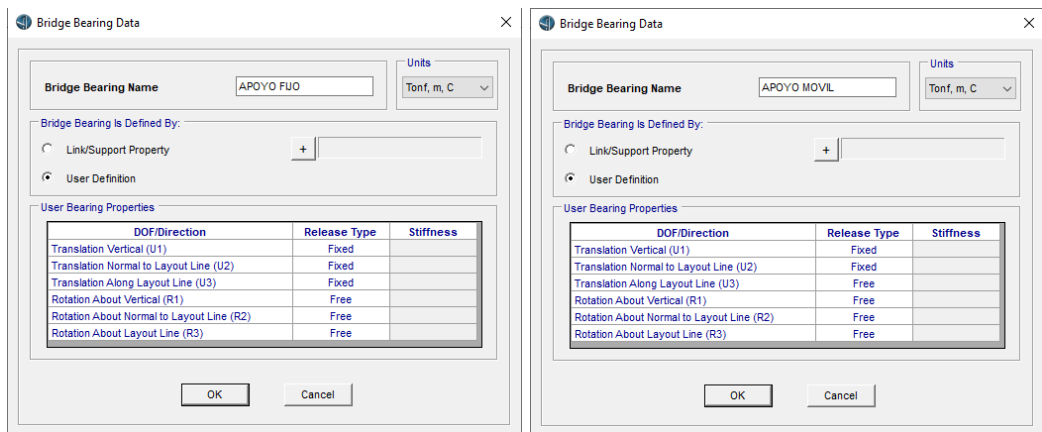
Figura 30. Visualización de los diafragmas del puente Domingo Savio



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

4.1.1.3.5. Apoyos fijo y móvil

Figura 31. Apoyos del puente Domingo Savio



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

4.1.1.3.6. Suelo de fundación

Figura 32. Suelo de fundación del puente Domingo Savio

Foundation Spring Data

Foundation Spring Name: SUELO DE FUNDACION

Units: Tonf, m, C

Foundation Spring Is Defined By:

- Link/Support Property
- User Definition
 - Property is Defined for This Length in a Line Spring: 1.
 - Property is Defined for This Area in an Area Spring: 1.

User Foundation Spring

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Along Skew (U2)	Fixed	
Translation Normal to Skew (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Fixed	
Rotation About Line Along Skew (R2)	Fixed	
Rotation About Line Normal to Skew (R3)	Fixed	

OK Cancel

Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

4.1.1.3.7. Estribos

Figura 33. Estribos del puente Domingo Savio

Bridge Abutment Data

Bridge Abutment Name: ESTRIBOS

Units: Tonf, m, C

Girder Support Condition

- Integral
- Connect to Girder Bottom Only

Substructure Type

- Foundation Spring
- Continuous Beam (Continuously Supported)
 - Section Property: +
 - Beam Length:

Foundation Spring

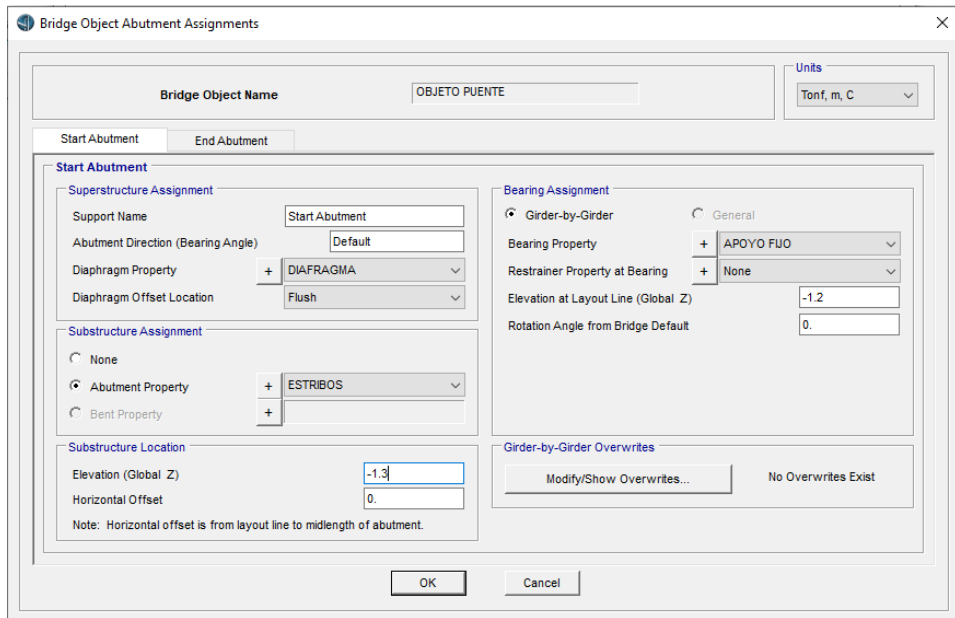
Foundation Spring Property: + SUELO DE FUNDACION

Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.

OK Cancel

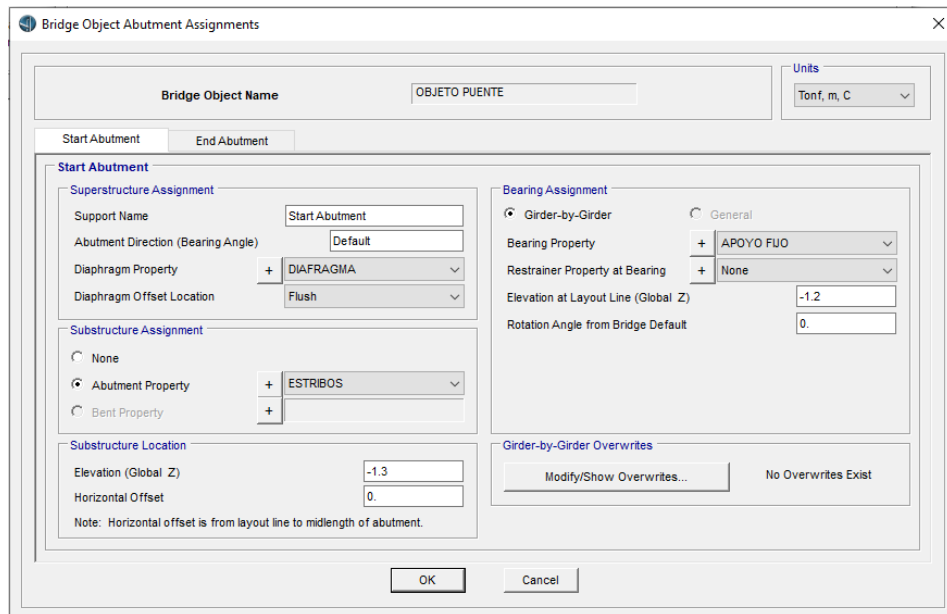
Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

Figura 34. Apoyo fijo del puente Domingo Savio



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

Figura 35. Apoyo móvil del puente Domingo Savio

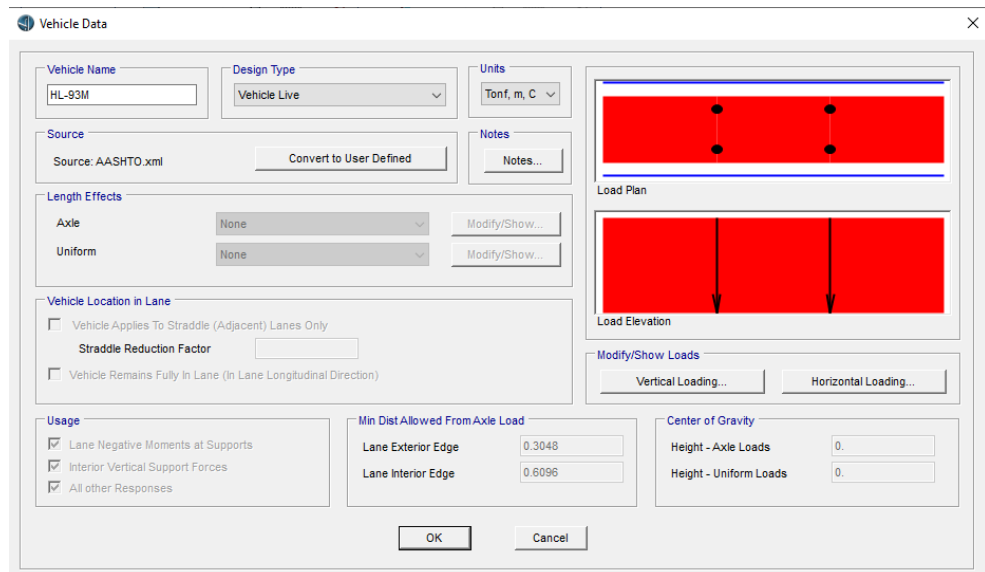


Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

4.1.1.3.8. Definir cargas

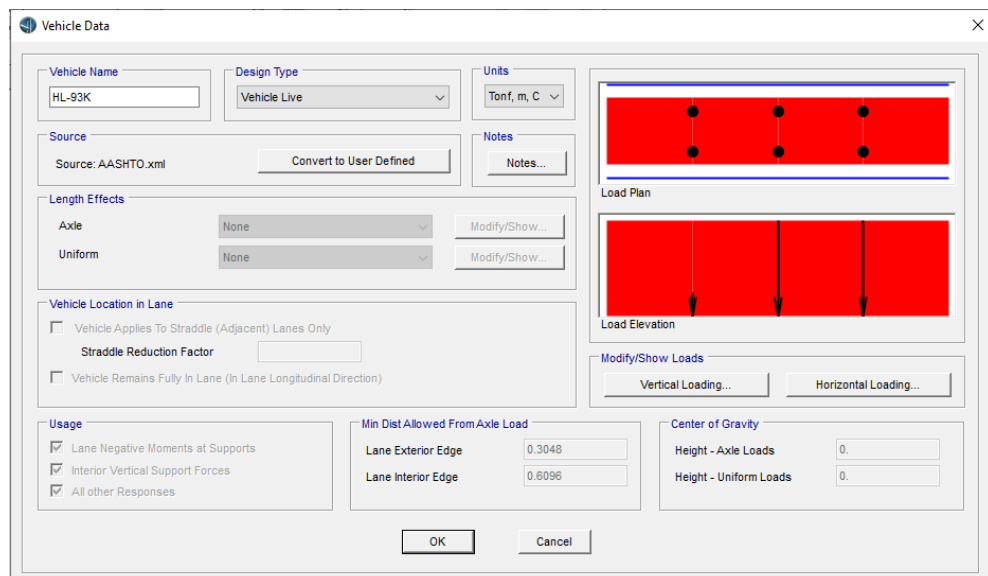
a) Cargas vivas

Figura 36. Vehículo HL-93M - Puente Domingo Savio



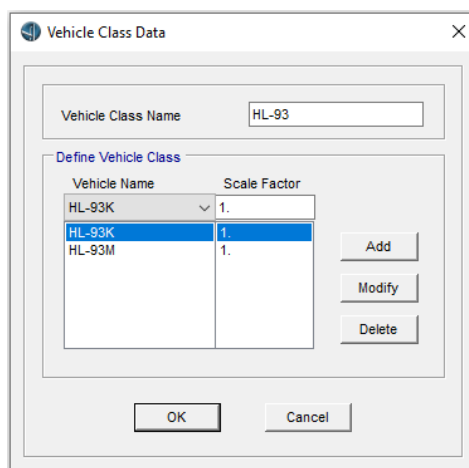
Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

Figura 37. Vehículo HL-93K - Puente Domingo Savio



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

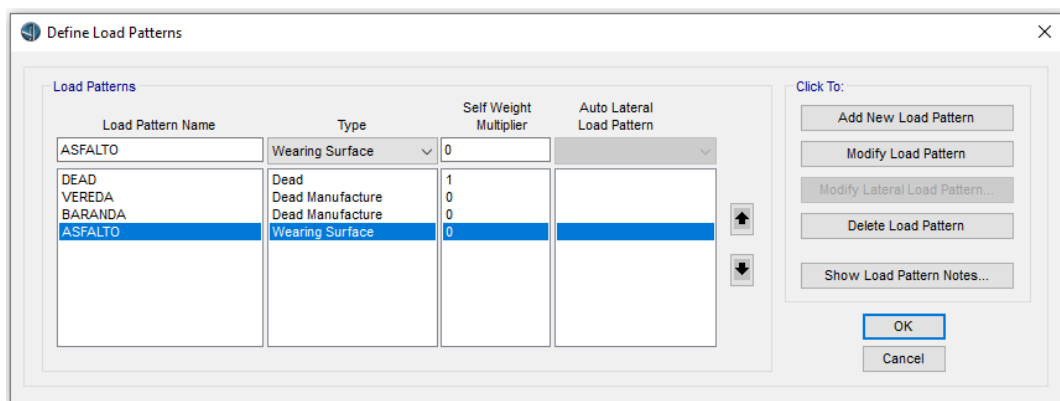
Figura 38. Sobrecarga HL-93 - Puente Domingo Savio



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

b) Cargas permanentes

Figura 39. Carga muerta - Puente Domingo Savio



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

4.1.1.3.9. Metrado de cargas

El metrado de cargas se obtiene tomando en cuenta el predimensionamiento del tablero y se presentan en la Tabla 39.

Tabla 29. Metrado desagregado de cargas en la superestructura

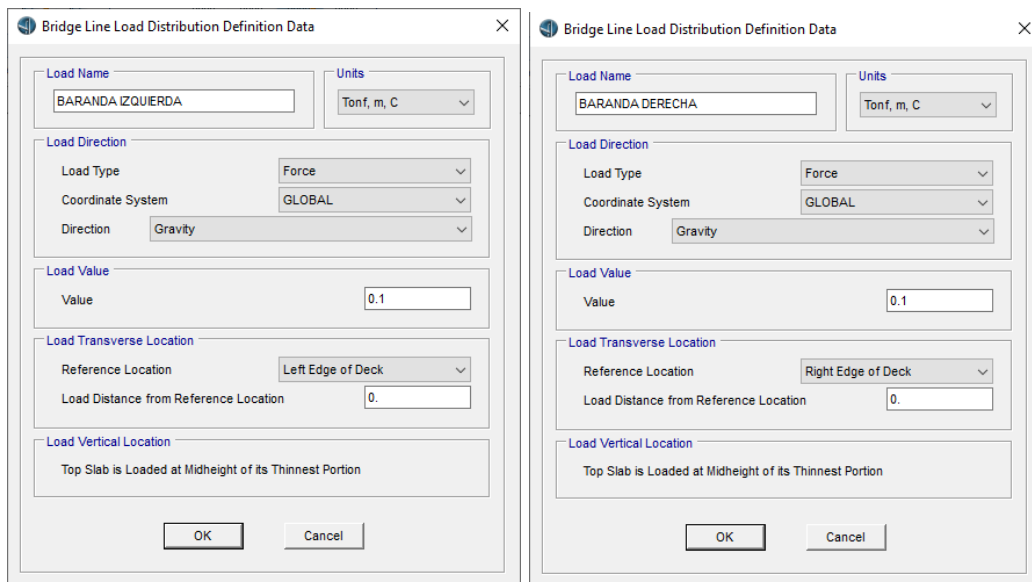
Peso de losa		0.20×1×2.4	t/m
Sobrecarga de vereda	de	0.15×1×2.4	t/m
Peso de baranda		0.1	t/m
Peso de asfalto		0.05×1×2.2	t/m
Carga Peatonal		0.36	t/m
Sobrecarga de Diseño	de	HL 93	

Fuente: Elaboración propia

Las cargas obtenidas serán repartidas de acuerdo a las longitudes de las veredas, calzada, volado y se observan en las siguientes figuras.

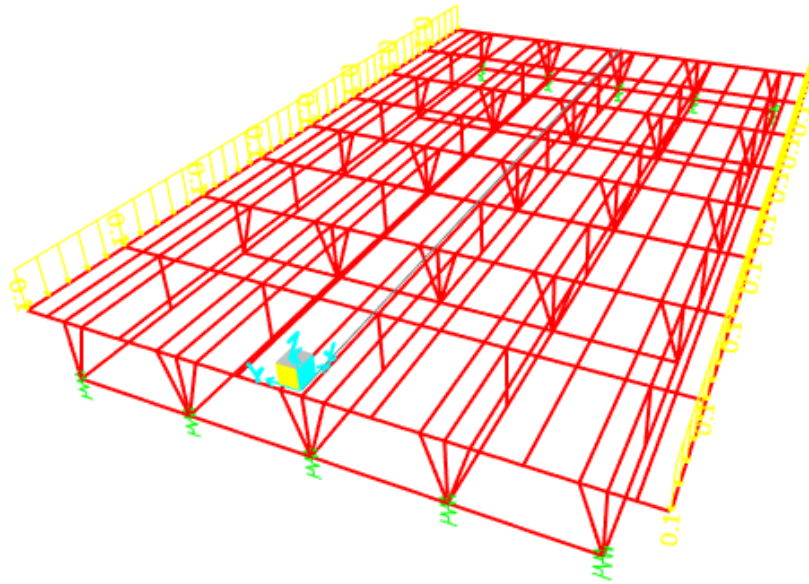
a) Cargas de baranda

Figura 40. Cargas de baranda izquierda y derecha



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

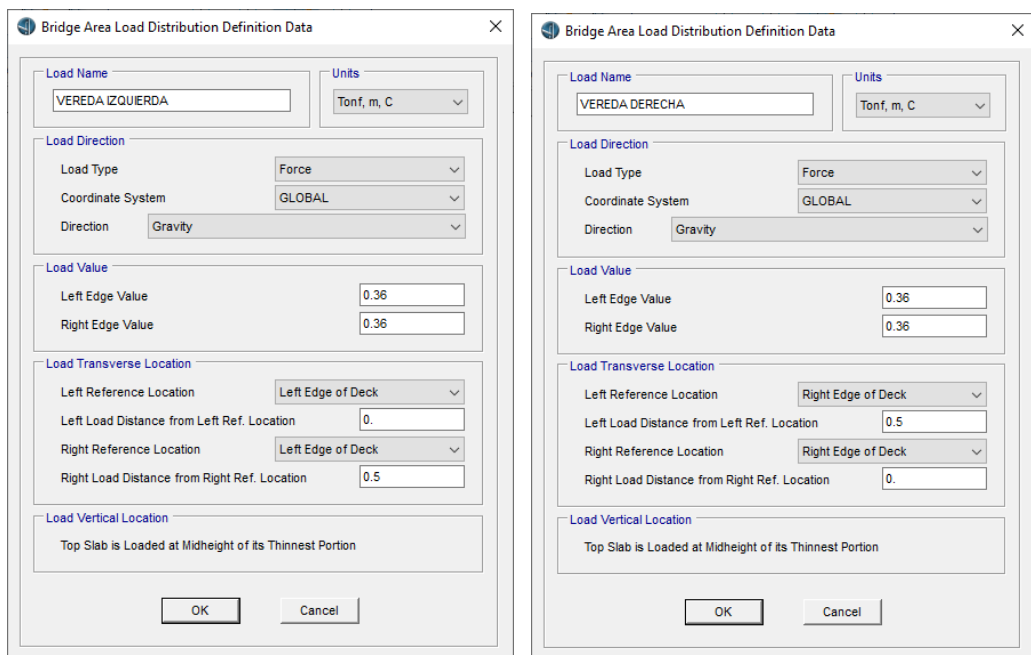
Figura 41. Visualización de cargas en barandas



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

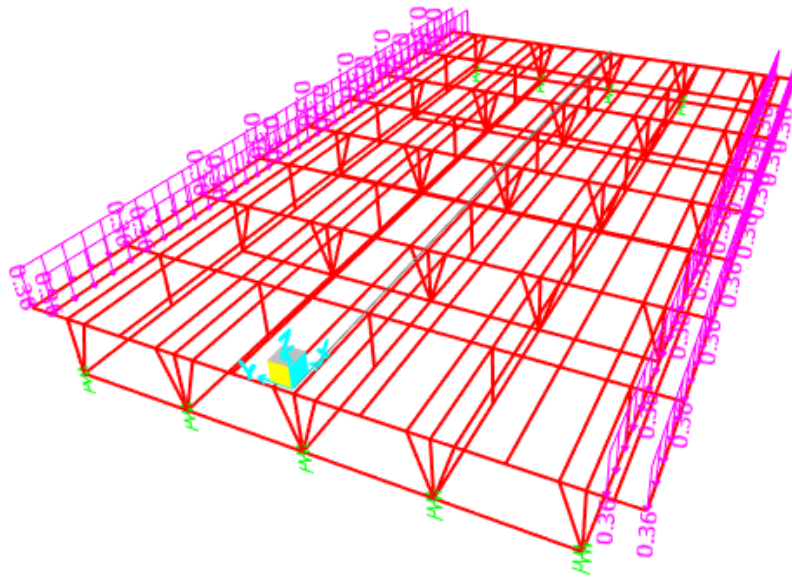
b) Cargas de vereda

Figura 42. Cargas de vereda izquierda y derecha



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

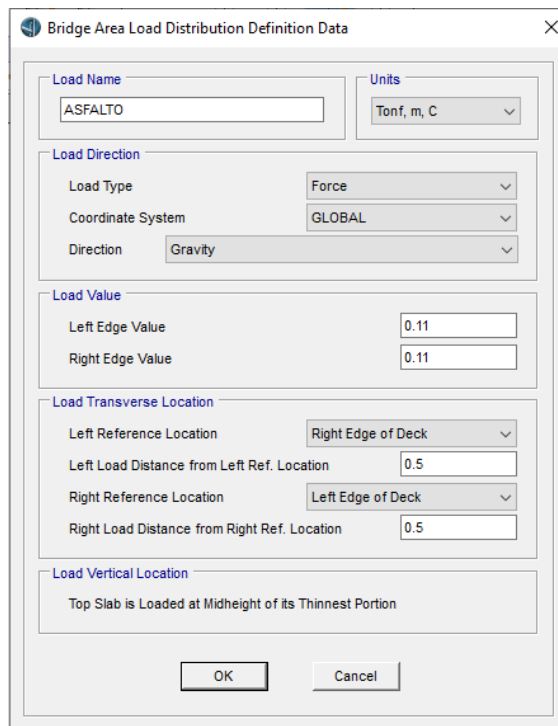
Figura 43. Visualización de cargas de vereda



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

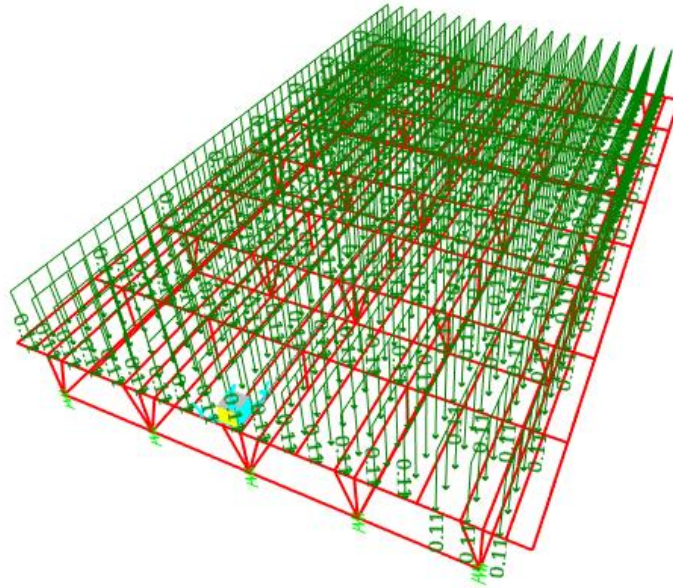
c) Carga de Asfalto

Figura 44. Carga de asfalto



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

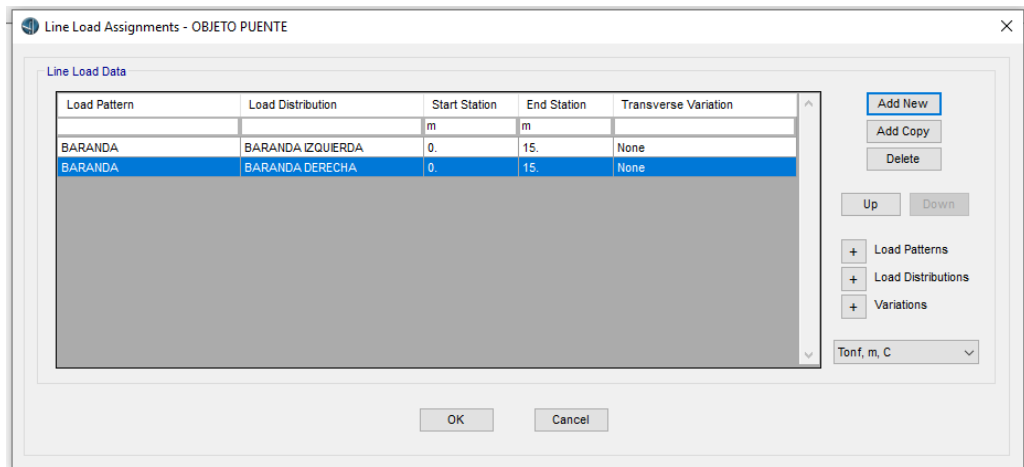
Figura 45. Visualización de carga de asfalto



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

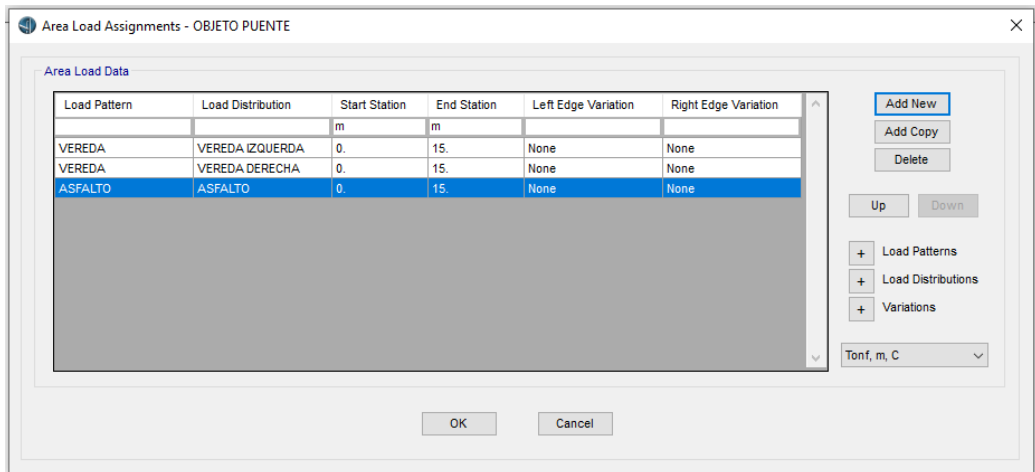
4.1.1.3.10. Asignación de cargas

Figura 46. Asignación de cargas de baranda



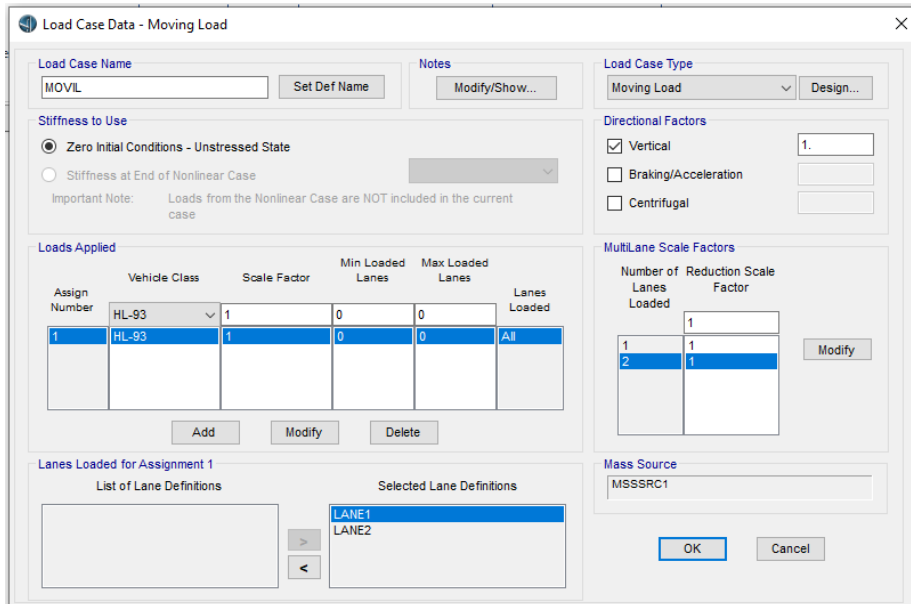
Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

Figura 47. Asignación de cargas de vereda y asfalto



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

Figura 48. Asignación de cargas móvil



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

4.1.1.3.11. Combinación de cargas

Para la obtención de momentos por flexión y fuerzas por corte se toma las combinaciones de carga por resistencia I y servicio I especificadas por la AASHTO.

Tabla 30. Combinación de cargas

Combinaciones	Cargas
Resistencia I	1.25 DC + 1.5 DW + 1.75 S/C
Servicio I	1.0 DC + 1.0 DW + 1.0 S/C

Fuente: Manual de puentes MTC, 2018

Con ello se obtienen los siguientes momentos en Resistencia 1

a) Por resistencia I

Figura 49. Combinación de carga por Resistencia I

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.25
DEAD	Linear Static	1.25
BARANDA	Linear Static	1.25
VEREDA	Linear Static	1.25
ASFALTO	Linear Static	1.5
MOVIL	Moving Load	1.75

Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

b) Por servicio I

Figura 50. Combinación de carga por Servicio I

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
MOVIL	Moving Load	1
DEAD	Linear Static	1
BARANDA	Linear Static	1
VEREDA	Linear Static	1
ASFALTO	Linear Static	1
MOVIL	Moving Load	1

Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

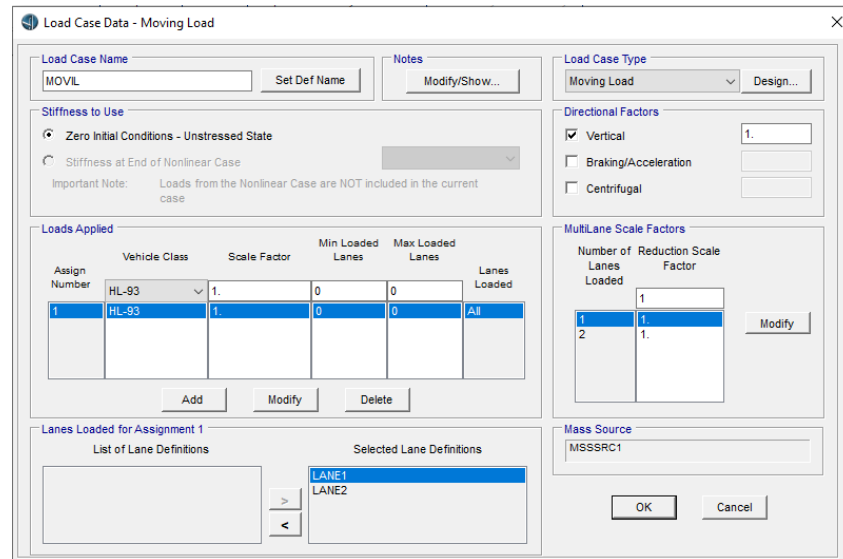
c) Caso móvil

Tabla 31: Factor de Presencia Múltiple

<i>Número de Vías Cargadas</i>	<i>Factor Presencia múltiple, m</i>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
4 ó más	0,65

Fuente: Manual de Puentes MTC, 2018

Figura 51. Combinación de carga caso móvil

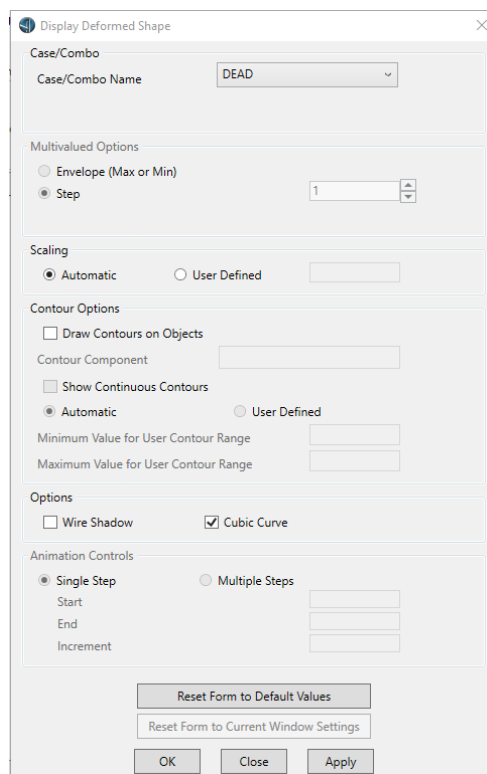


Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

4.1.1.3.12. Revisión de deflexiones

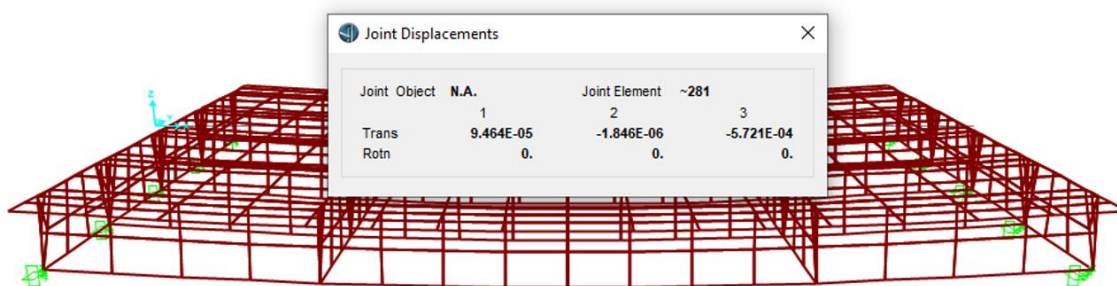
a) Deflexión por carga muerta

Figura 52. Deflexión por carga muerta



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

Figura 53. Visualización de la deflexión por carga muerta



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

La deflexión por carga muerta del puente sirve para diseño de contraflecha, para ello usamos la siguiente formula:

$$5.721 \times 3 = 17.163 \text{ mm}$$

→ 20 mm de contraflecha

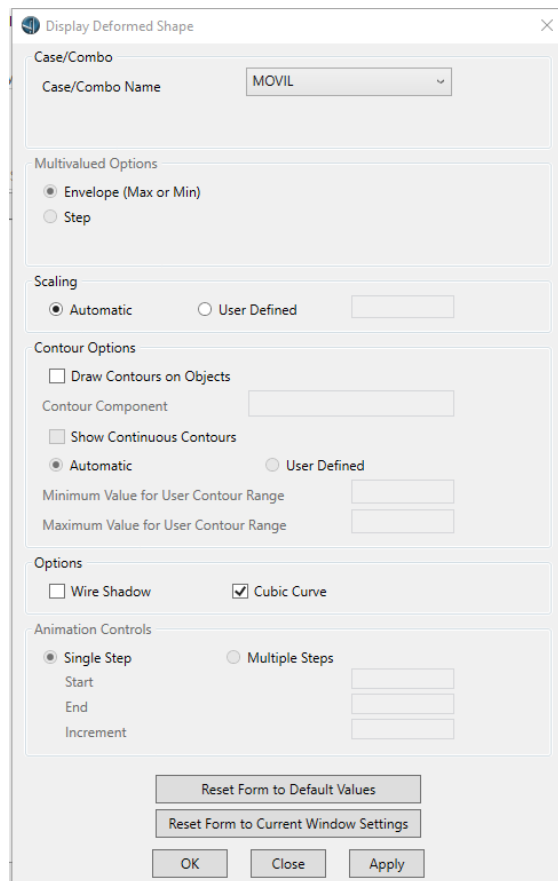
b) Deflexión por carga viva

Para hacer las revisiones de las deflexiones por carga viva se debe tener en consideración los siguientes criterios de deflexión que nos exige el Manual de puentes MTC, 2018:

En ausencia de otros criterios, para las construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

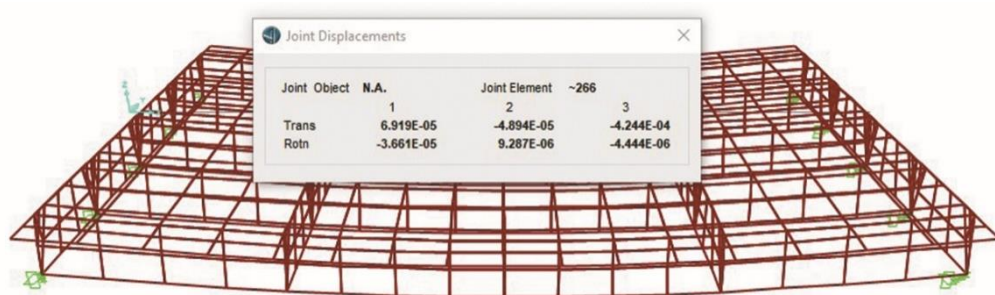
- Carga vehicular, general.....Longitud/800,
- Cargas vehiculares y peatonalesLongitud/1000,
- Carga vehicular sobre voladizos.....Longitud/300, y
- Cargas vehiculares y peatonales sobre voladizos.....Longitud/375

Figura 54. Deflexión por carga viva



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

Figura 55. Visualización de la deflexión por carga viva



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

Para verificar si el diseño del puente pasa el control de deflexión usamos la siguiente formula:

- Cargas vehiculares, general Longitud/800

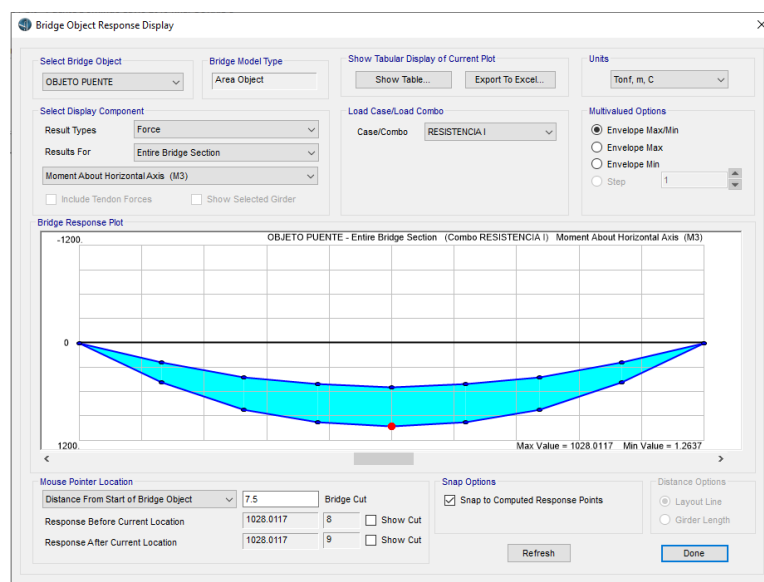
$$\frac{L}{800} = \frac{15000}{800} = 18.75 \text{ mm}$$

La deflexión por carga viva máxima es 4.244 mm por lo tanto cumple el control de deflexión.

4.1.1.3.13. Revisión de momentos

a) Momentos por Resistencia I

Figura 56. Visualización de momentos por Resistencia I



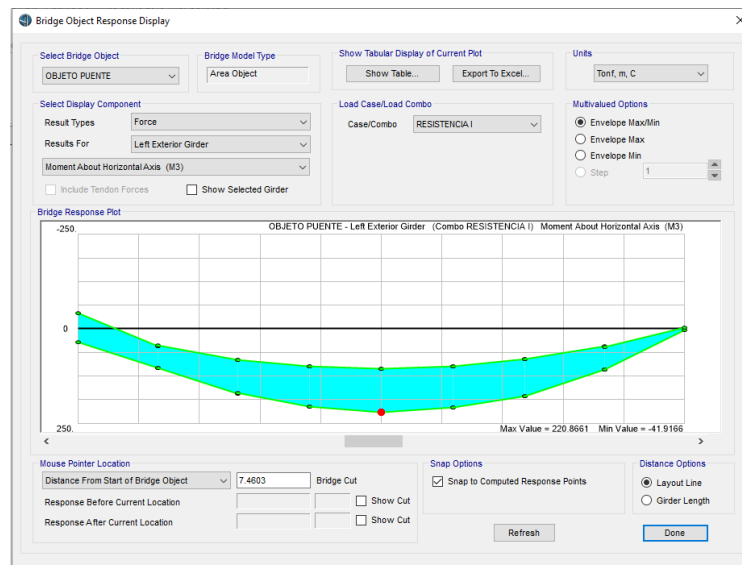
Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

Con el momento por Resistencia I (ton, m, c), podemos calcular el momento máximo del puente:

$$M = \frac{1028.0117}{7.2} = 142.78 \text{ Ton/m}$$

b) Momento último en franja exterior

Figura 57. Visualización de momentos en franja exterior



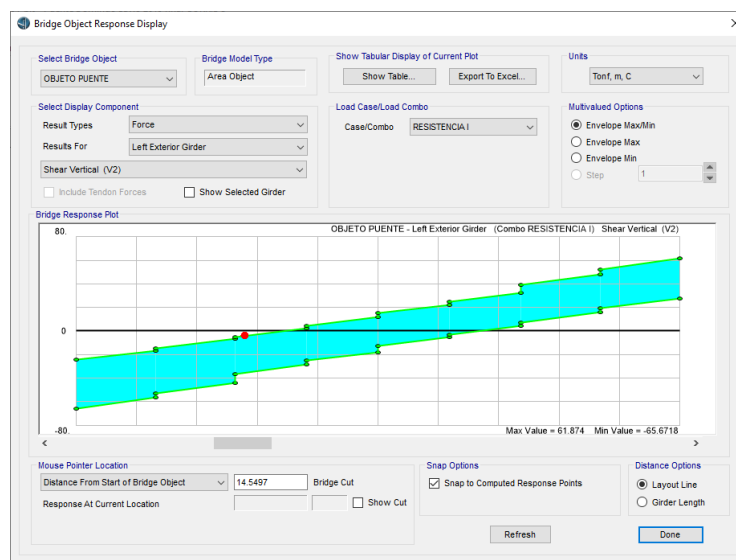
Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

El momento en la franja exterior del puente nos sirve para el diseño de acero.

$$Mu = \frac{220.8661}{4.5} = 49.08 \text{ Ton/m}$$

4.1.1.3.14. Revisión de cortante

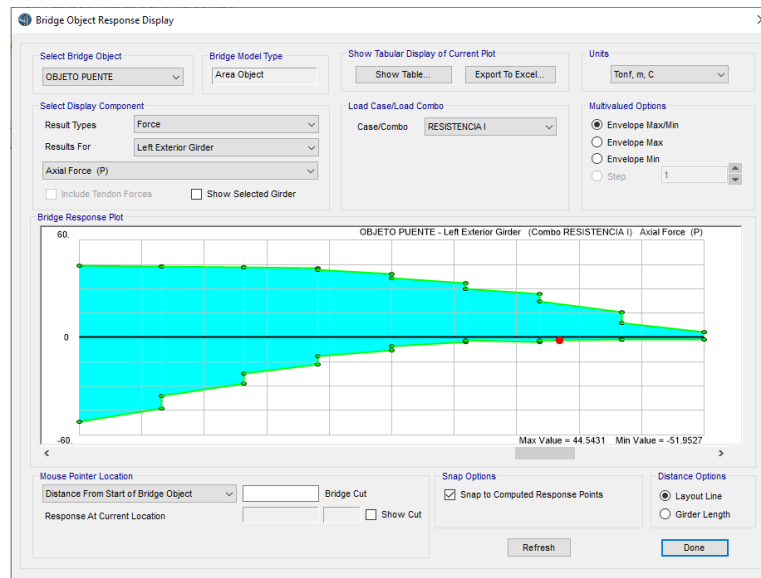
Figura 58. Visualización de cortante



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

4.1.1.3.15. Revisión de fuerza axial

Figura 59. Visualización de fuerza axial

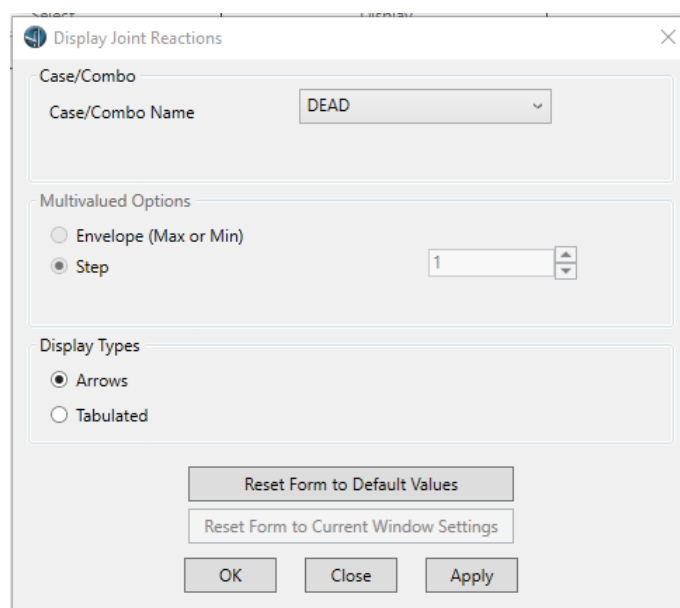


Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

4.1.1.3.16. Revisión de reacciones

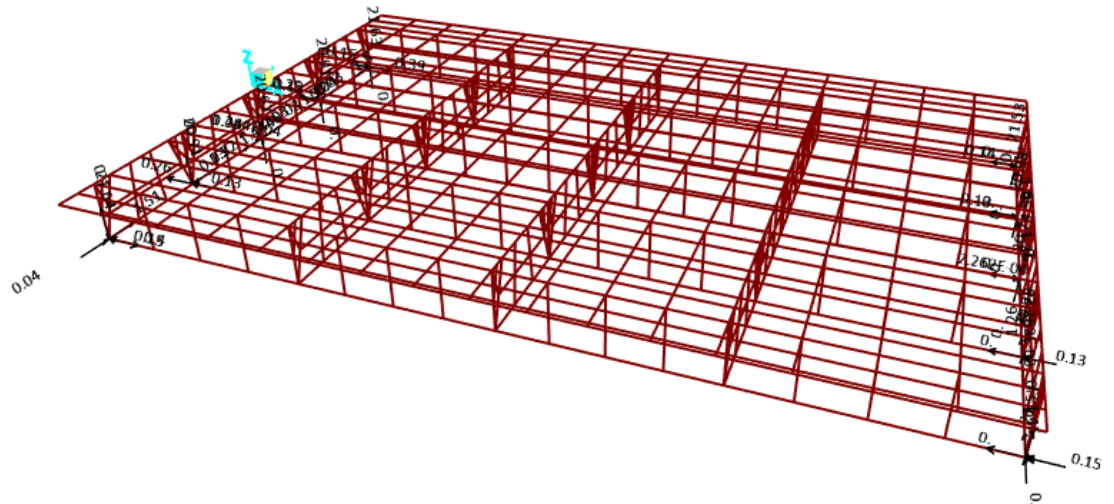
a) Por carga muerta

Figura 60. Reacciones por carga muerta



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

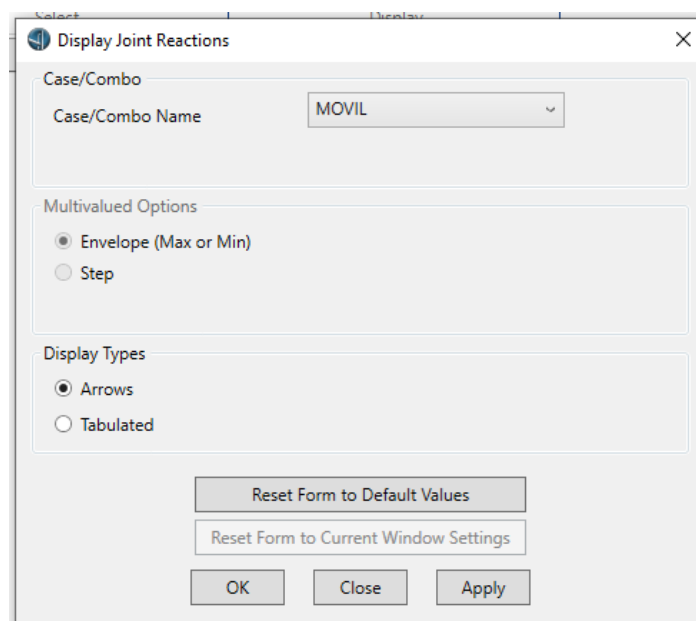
Figura 61. Visualización de reacciones por carga muerta



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

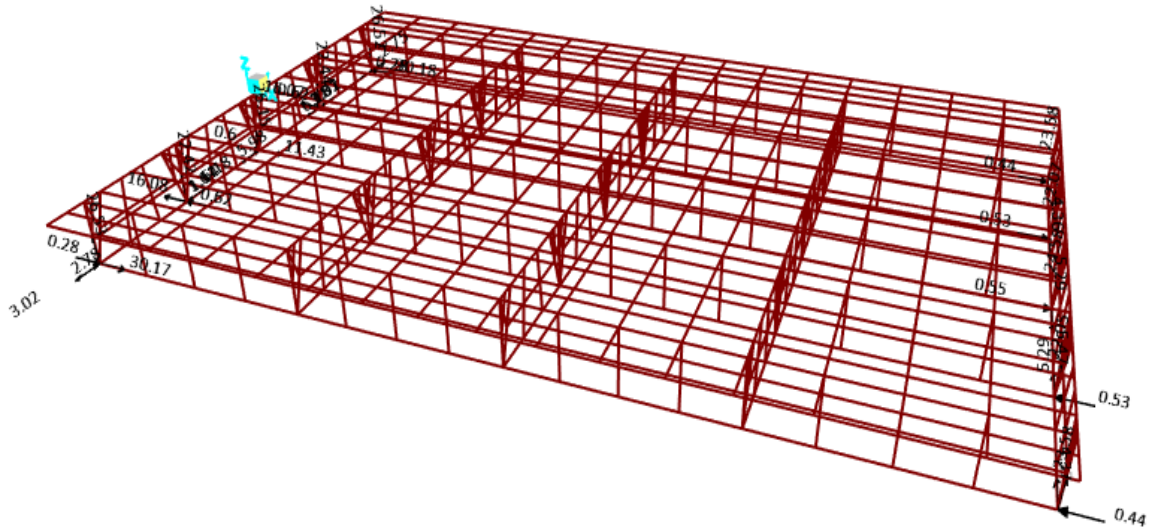
b) Por carga viva

Figura 62. Reacciones por carga viva



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

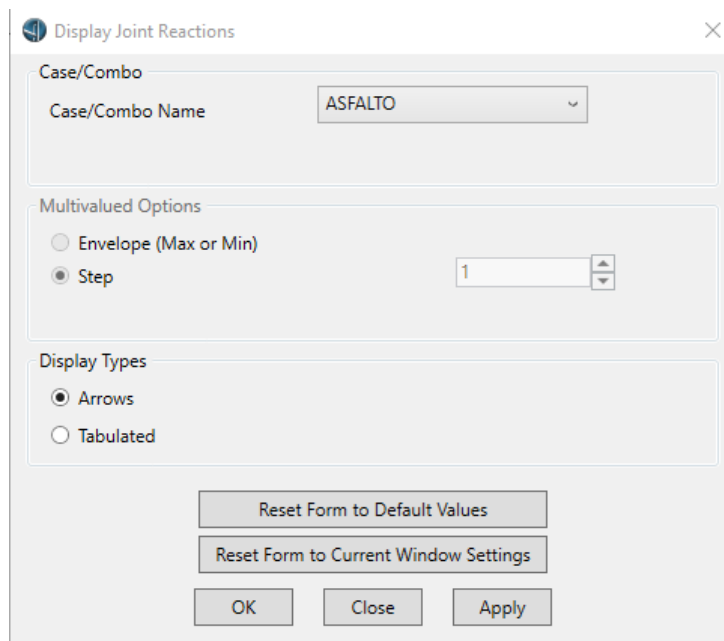
Figura 63. Visualización de reacciones por carga viva



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

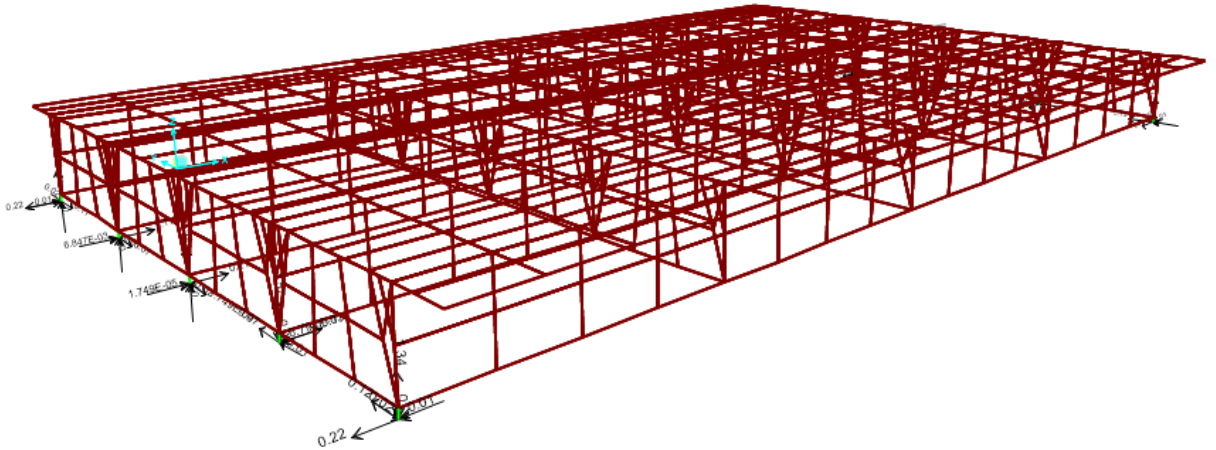
c) Por carga de asfalto

Figura 64. Reacciones por carga de asfalto



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

Figura 65. Visualización de reacciones por carga de asfalto



Fuente: Modelamiento del Puente Domingo Savio CSI BRIDGE V20, 2019

Tabla 32: Resumen de reacciones del puente Domingo Sabio

RESUMEN DE REACCIONES DEL PUENTE DOMINGO SABIO	
Reacción por carga muerta	21.71 Tn/m
Reacción por carga móvil	26.83 Tn/m
Reacción por asfalto	1.34 Tn/m

Fuente: Elaboración propia

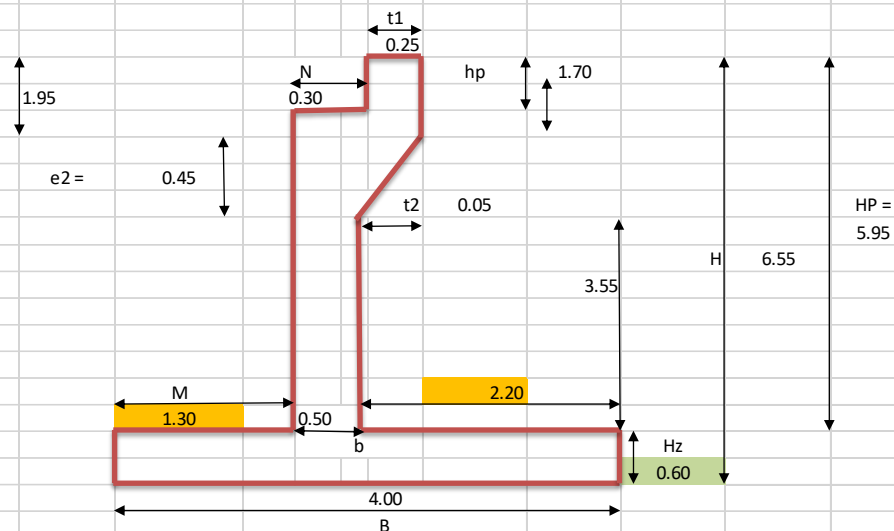
4.1.2. Análisis de la superestructura

4.1.2.1. Dimensionamiento de estribo

DISEÑO DE ESTRIBO DE CONCRETO ARMADO DEL PUENTE DOMINGO SABIO

DATOS

L =	15.00	m	luz del puente
H =	6.55	m	altura del estribo
$\sigma_t =$	1.60	kg/cm ²	capacidad portante del terreno
$\phi =$	30.24	°	0.53 ángulo de fricción interna
$\delta =$	0.00	°	0.00 ángulo de fricción entre el terreno y el muro
$\gamma_s =$	1600	kg/m ³	peso específico del terreno
$P_{DW} =$	1.41	Tn/m	reaccion por asfalto
$P_{LL+H} =$	26.83	Tn/m	reaccion por el camion
$P_{DC} =$	21.71	Tn/m	reaccion por carga muerta
B =	0.00	°	0 ángulo del muro con la vertical
A =	0.20		coeficiente sísmico de aceleración horizontal
$\theta =$	90.00	°	1.57
kh =	0.10		coeficiente de aceleración horizontal
kv =	0.00		coeficiente de aceleración vertical
$\theta_s =$	5.71	°	0.10
i =	0.00	°	0 ángulo del material de suelo con la horizontal
e asf =	0.05	m	espesor asfalto
e neop =	0.10	m	espesor neopreno
h viga =	1.55	m	peralte viga
$\gamma_{concreto} =$	2.40	Tn/m ³	



PREDIMENSIONAMIENTO

B =	3.28	ó	4.37
B =	4.00	m	
Hz =	0.55	0.60	m
M =	1.33	1.30	m
t1 =	0.25	0.25	m 20 cm (mínimo)
t2 =	0.05	0.05	m 30 cm (min)
b =	0.55	0.50	m
$s^e =$	0.00	°	
N =	269.39	mm	0.30 m
hp =	1.70	m	
e2 =	0.45	m	

6.340191746

CALCULO COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO

r =	2.261
ka =	0.330

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA

KAE = 0.395
 PEQ = 2226.06 kg
 H/3 = 2.2 m PUNTO DE APLICACION DE LA FUERZA SISMICA

ALTURA DEL ESTRIBO (m)	h'
1.5	1.2
3	0.9
≥ 6	0.6

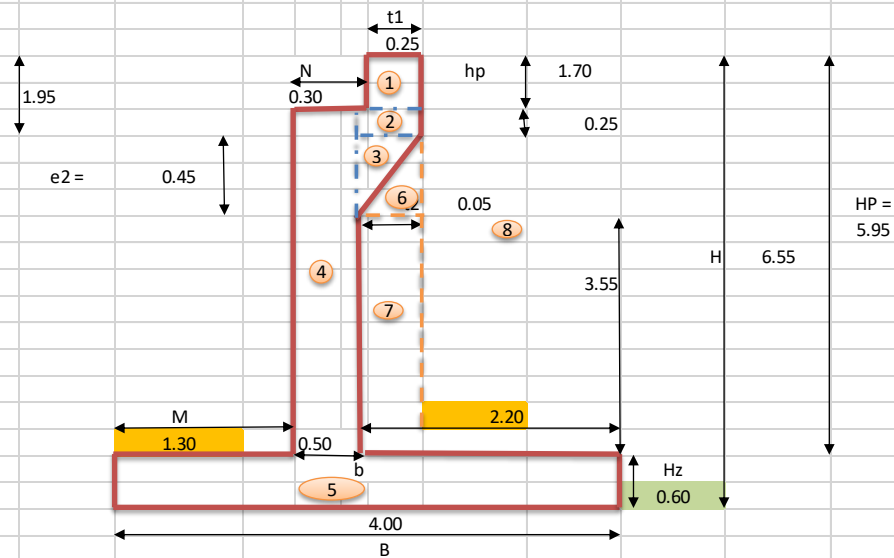
h' = 0.6

EH1 = 11330.39 kg/m
 LS2 = 2075.80 kg/m

METRADO DE CARGAS

CARGAS VERTICALES			
Nº	PESO (V) kg/m	X (m)	Mv (kg.m/m)
DC1	1020.00	1.73	1759.50
DC2	30.00	1.83	54.75
DC3	27.00	1.82	49.05
DC4	5100.00	1.55	7905.00
DC5	5760.00	2.00	11520.00
EV6	18.00	1.83	33.00
EV7	284.00	1.83	518.30
EV8	20468.00	2.90	59357.20
PDC	21710.00	1.45	31479.50
PDW	1410	1.45	2044.50
PLL+IM	26830	1.45	38903.50
EH1Y	0.00	4.00	0.00
LS1	0	0	0.00
LS2Y	0.00	4.00	0.00
PEQY	0.00	4.00	0.00
Σ	82657.00		153624.30

CARGAS HORIZONTALES			
Nº	PESO (V) kg/m	X (m)	Mv (kg.m/m)
EH1	11330.39	2.18	24738.03
LS2	2075.80	3.28	6798.24
BR	943.18	8.35	7875.57
PEQ	2226.06	3.28	7290.34
Σ	16575.43		46702.17



Pcam =	33.2	Tn
Ptam =	22.4	Tn
P carril =	0.96	Tn/m
Nº vías	2	
m =	1	
L apoyo =	8.8	m
Nº apoyos =	2	

BR1 =	0.94	943.18	kg
BR2 =	0.64	636.36	kg
BR3 =	0.27	270.45	kg
BR4 =	0.21	209.09	kg

CASO I: ESTRIBO CON PUENTE

**CASO I: ESTRIBO CON PUENTE
CARGAS VERTICALES**

TIPO	DC							DW	EV				LL+IM
CARGA	DC1	DC2	DC3	DC4	DC5	PDC	PDW	EV7	EV7	EV8	EV8	PLL+IM	
V (kg/m)	1020.00	30.00	27.00	5100.00	5760.00	21710.00	1410	18.00	284.00	20468.00	26830	SUMA	
Resistencia Ia	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.65	1	1	1	0	Vu	
	918	27	24.3	4590	5184	19539	916.5	18	284	20468	0	51968.8	
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.5	1.35	1.35	1.35	1.75		
	1275	37.5	33.75	6375	7200	27137.5	2115	24.3	383.4	27631.8	46952.5	119165.75	
Resistencia IIa	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.65	1	1	1	0		
	918	27	24.3	4590	5184	19539	916.5	18	284	20468	0	51968.8	
Resistencia IIb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.5	1.35	1.35	1.35	0		
	1275	37.5	33.75	6375	7200	27137.5	2115	24.3	383.4	27631.8	0	72213.25	
Servicio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
	1020	30	27	5100	5760	21710	1410	18	284	20468.00	26830	82657	

**CASO I: ESTRIBO CON PUENTE
MOMENTOS DE ESTABILIDAD POR CARGAS VERTICALES**

TIPO	DC							DW	EV				LL+IM
CARGA	DC1	DC2	DC3	DC4	DC5	PDC	PDW	EV6	EV7	EV8	EV8	PLL+IM	
MV (kg,m/m)	1759.50	54.75	49.05	7905.00	11520.00	31479.50	2044.50	33.00	518.30	59357.20	38903.50	SUMA	
Resistencia Ia	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.65	1	1	1	0	MVu	
	1583.55	49.275	44.145	7114.5	10368	28331.55	1328.925	33	518.3	59357.2	0	108728.45	
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.5	1.35	1.35	1.35	1.75		
	2199.375	68.4375	61.3125	9881.25	14400	39349.375	3066.75	44.55	699.705	80132.22	68081.125	217984.1	
Resistencia IIa	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.65	1	1	1	0		
	1583.55	49.275	44.145	7114.5	10368	28331.55	1328.925	33	518.3	59357.2	0	108728.45	
Resistencia IIb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.5	1.35	1.35	1.35	0		
	2199.375	68.4375	61.3125	9881.25	14400	39349.375	3066.75	44.55	699.705	80132.22	0	149902.98	
Servicio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
	1759.5	54.75	49.05	7905	11520	31479.5	2044.5	33	518.3	59357.20	38903.5	153624.3	

CASO I: ESTRIBO CON PUENTE					
CARGAS HORIZONTALES					
TIPO	EH	LS2	BR	EQ	
CARGA	EH1	LS2	BR	PEQ	
H (kg/m)	11330.39	2075.80	943.18	2226.06	SUMA
Resistencia Ia	1.5	1.75	1.75	1	
	16995.59	3632.65	1650.57	2226.06	24504.86
Resistencia Ib	1.5	1.75	1.75	1	
	16995.59	3632.65	1650.57	2226.06	24504.86
Resistencia IIa	1.5	0	0	1	
	16995.59	0.00	0.00	2226.06	19221.65
Resistencia IIb	1.5	0	0	1	
	16995.59	0.00	0.00	2226.06	19221.65
Servicio	1	1	1	1	
	11330.39	2075.80	943.18	2226.06	16575.43

CASO I: ESTRIBO CON PUENTE					
MOMENTO DE VOLTEO POR CARGAS HORIZONTALES					
TIPO	EH	LS2	BR	EQ	
CARGA	EH1	LS2	BR	PEQ	
H (kg/m)	24738.03	6798.24	7875.57	7290.34	SUMA
Resistencia Ia	1.5	1.75	1.75	1	Mhu
	37107.04	11896.91	13782.24	7290.34	70076.54
Resistencia Ib	1.5	1.75	1.75	1	
	37107.04	11896.91	13782.24	7290.34	70076.54
Resistencia IIa	1.5	0	0	1	
	37107.04	0.00	0.00	7290.34	44397.38
Resistencia IIb	1.5	0	0	1	
	37107.04	0.00	0.00	7290.34	44397.38
Servicio	1	1	1	1	
	24738.03	6798.24	7875.57	7290.34	46702.17

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

VOLTEO RESPECTO AL PUNTO A

ES ESTABLE SI:

$e \leq B/4$ CIMENTACION EN EL SUELO

$e \leq 3B/8$ CIMENTACION EN SUELO ROCOSO

B = 4.00

ESTADO	VU kg/m	Mvu kg,m/m	Mhu kg,m/m	$X0 = \frac{Mvu - Mhu}{Vu}$	$e = (B/2 - X0)$	$e_{max} = B/4$	$e \leq B/4$
Resistencia Ia	51968.80	108728.45	70076.54	0.744	1.256	1	VERIFICAR
Resistencia Ib	119165.75	217984.10	70076.54	1.241	0.759	1	OK
Resistencia IIIa	51968.80	108728.45	44397.38	1.238	0.762	1	OK
Resistencia IIIb	72213.25	149902.98	44397.38	1.461	0.539	1	OK
Servicio	82657.00	153624.30	46702.17	1.294	0.706	1	OK

DESPLAZAMIENTO EN LA BASE DEL ESTRIBO									
$\delta =$	30.24								
$u =$	0.5829489								
$\phi T =$	0.8								
ESTADO	VU kg/m	RESISTENTE kg/m Ff= $u(\phi.Vu)$	ACTUANTE Hu	Ff>Hu					
Resistencia Ia	51968.80	24236.12	24504.86	VERIFICAR					
Resistencia Ib	119165.75	55574.03	24504.86	OK					
Resistencia IIIa	51968.80	24236.12	19221.65	OK					
Resistencia IIIb	72213.25	33677.31	19221.65	OK					
Servicio	82657.00	38547.85	16575.43	OK					
PRESIONES ACTUANTES EN LA BASE DEL ESTRIBO									
$ot =$	1.60 kg/cm2	RESISTENCIA DEL SUELO							
ESTADO	VU kg/m	Mvu kg,m/m	Mhu kg,m/m	$X0 = \frac{Mvu - Mhu}{Vu}$	$e = (B/2 - X0) $ m	$q = Vu / (B - 2e)$ kg/cm2	$q < ot$ kg/cm2		
Resistencia Ia	51968.80	108728.45	70076.54	0.744	1.256	3.49	VERIFICAR		
Resistencia Ib	119165.75	217984.10	70076.54	1.241	0.759	4.80	VERIFICAR		
Resistencia IIIa	51968.80	108728.45	44397.38	1.238	0.762	2.10	VERIFICAR		
Resistencia IIIb	72213.25	149902.98	44397.38	1.461	0.539	2.47	VERIFICAR		
Servicio	82657.00	153624.30	46702.17	1.294	0.706	3.19	VERIFICAR		
CASO I: ESTRIBO SIN PUENTE									
CASO I: ESTRIBO SIN PUENTE									
CARGAS VERTICALES									
TIPO	DC					EV			
CARGA	DC1	DC2	DC3	DC4	DC5	EV6	EV7	EV8	
V (kg/m)	1020.00	30.00	27.00	5100.00	5760.00	18.00	284.00	20468.00	SUMA
Resistencia Ia	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1	1	Vu
	918	27	24.3	4590	5184	18	284	20468	31513.3
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	
	1275	37.5	33.75	6375	7200	24.3	383.4	27631.8	42960.75
Resistencia IIa	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1	1	
	918	27	24.3	4590	5184	18	284	20468	31513.3
Resistencia IIb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	
	1275	37.5	33.75	6375	7200	24.3	383.4	27631.8	42960.75
Servicio	1	1	1	1	1	1	1	1	
	1020	30	27	5100	5760	18	284	20468	32707

CASO I: ESTRIBO SIN PUENTE
MOMENTOS DE ESTABILIDAD POR CARGAS VERTICALES

TIPO	DC					EV			SUMA
	DC1	DC2	DC3	DC4	DC5	EV7	EV7	EV7	
MV (kg,m/m)	1759.50	54.75	49.05	7905.00	11520.00	33.00	518.30	59357.20	
Resistencia Ia	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1	1	MVu
	1583.55	49.275	44.145	7114.5	10368	33	518.3	59357.2	79067.97
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	
	2199.375	68.4375	61.3125	9881.25	14400	44.55	699.705	80132.22	107486.85
Resistencia IIa	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1	1	1	
	1583.55	49.275	44.145	7114.5	10368	33	518.3	59357.2	79067.97
Resistencia IIb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	
	2199.375	68.4375	61.3125	9881.25	14400	44.55	699.705	80132.22	107486.85
Servicio	1	1	1	1	1	1	1	1	
	1759.5	54.75	49.05	7905	11520	33	518.3	59357.2	81196.8

CASO I: ESTRIBO SIN PUENTE
CARGAS HORIZONTALES

TIPO	EH	LS2	EQ	SUMA
	EH1	LS2	PEQ	
H (kg/m)	11330.395	2075.80	2226.06	
Resistencia Ia	1.5	1.75	1	
	16995.59	3632.65	2226.06	22854.30
Resistencia Ib	1.5	1.75	1	
	16995.59	3632.65	2226.06	22854.30
Resistencia IIa	1.5	0	1	
	16995.59	0.00	2226.06	19221.65
Resistencia IIb	1.5	0	1	
	16995.59	0.00	2226.06	19221.65
Servicio	1	1	1	
	11330.39	2075.80	2226.06	15632.25

CASO I: ESTRIBO SIN PUENTE
MOMENTO DE VOLTEO POR CARGAS HORIZONTALES

TIPO	EH	LS2	EQ	SUMA
	EH1	LS2	PEQ	
H (kg/m)	24738.03	6798.24	7290.34	
Resistencia Ia	1.5	1.75	1	Mhu
	37107.04	11896.91	7290.34	56294.30
Resistencia Ib	1.5	1.75	1	
	37107.04	11896.91	7290.34	56294.30
Resistencia IIa	1.5	0	1	
	37107.04	0.00	7290.34	44397.38
Resistencia IIb	1.5	0	1	
	37107.04	0.00	7290.34	44397.38
Servicio	1	1	1	
	24738.03	6798.24	7290.34	38826.61

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

VOLTEO RESPECTO AL PUNTO A

ES ESTABLE SI:

$e \leq B/4$

CIMENTACION EN EL SUELO

$e \leq 3B/8$

CIMENTACION EN SUELO ROCOSO

B =

4.00

ESTADO	VU kg/m	Mvu kg.m/m	Mhu kg,m/m	$X0 = \frac{Mvu - Mhu}{Vu}$	$e = (B/2 - X0) $ m	$e_{max} = B/4$ m	$e \leq B/4$
Resistencia Ia	31513.30	79067.97	56294.30	0.723	1.277	1	VERIFICAR
Resistencia Ib	42960.75	107486.85	56294.30	1.192	0.808	1	OK
Resistencia IIIa	31513.30	79067.97	44397.38	1.100	0.900	1	OK
Resistencia IIIb	42960.75	107486.85	44397.38	1.469	0.531	1	OK
Servicio	32707.00	81196.80	38826.61	1.295	0.705	1	OK

DESlizamiento EN LA BASE DEL ESTRIBO

$\delta =$

30.24

u =

0.5829489

$\phi T =$

0.8

ESTADO	VU kg/m	RESISTENTE kg/m $Ff = u(\phi.Vu)$	ACTUANTE Hu Kg/m	Ff > Hu
Resistencia Ia	31513.30	14696.51	22854.30	VERIFICAR
Resistencia Ib	42960.75	20035.14	22854.30	VERIFICAR
Resistencia IIIa	31513.30	14696.51	19221.65	VERIFICAR
Resistencia IIIb	42960.75	20035.14	19221.65	OK
Servicio	32707.00	15253.21	15632.25	VERIFICAR

Presiones Actuales EN LA BASE DEL ESTRIBO

$\sigma_t =$

1.60 kg/cm²

RESISTENCIA DEL SUELO

ESTADO	VU kg/m	Mvu kg.m/m	Mhu kg,m/m	$X0 = \frac{Mvu - Mhu}{Vu}$	$e = (B/2 - X0)$ m	$q = Vu / (B - 2e)$ kg/cm ²	$q < \sigma_t$ kg/cm ²
Resistencia Ia	31513.30	79067.97	56294.30	0.723	1.277	2.18	VERIFICAR
Resistencia Ib	42960.75	107486.85	56294.30	1.192	0.808	1.80	VERIFICAR
Resistencia IIIa	31513.30	79067.97	44397.38	1.100	0.900	1.43	OK
Resistencia IIIb	42960.75	107486.85	44397.38	1.469	0.531	1.46	OK
Servicio	32707.00	81196.80	38826.61	1.295	0.705	1.26	OK

VERIFICACION			
VERIFICACION POR CORTE EN LA PANTALLA			
USAR			
$\emptyset =$	4		
diametro =	1/2	1.27	cm
area =	1.27		cm ²
Fc =	280		kg/cm ²
Fy =	4200		kg/cm ²
<hr style="border-top: 1px dashed blue;"/>			
d =	41.87		cm
VE =	9349.67		Kg/m
VEH =	11330.39		Kg/m
Vu =	16995.59		Kg/m
Vu/ $\emptyset =$	19994.81		Kg/m
Vc =	37128.38		Kg/m
Vc > Vu/ \emptyset	OK		
VERIFICACION POR CORTE EN EL TALON			
USAR			
$\emptyset =$	5		
diametro =	5/8	1.5875	cm
area =	1.98		cm ²
VDC =	3168.00		Kg
VEV =	20944.00		kg
Vu =	32234.4		kg
Vu/ $\emptyset =$	37922.82		kg cortante actuante
d =	51.70625		cm
Vc =	45856.19		kg cortante resistente
Vc > Vu/ \emptyset	VERIFICAR		

DISEÑO DE ACERO

ACERO PRINCIPAL EN LA PANTALLA

EH =	9349.67	Kg
MEH =	18543.52	Kg-m

COSIDERANDO ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA = 1

$\eta D = \eta R = \eta I =$	1
Fc =	280 kg/cm ²
Fy =	4200 kg/cm ²
Mu =	27815.27 Kg.m/m
d =	41.71 cm

a (cm)	As (cm ²)
10.00	20.05
3.54	18.43
3.25	18.36
3.24	18.36
3.24	18.36

$\phi =$	5
diametro =	5/8
area =	1.98 cm ²

1.5875 cm

$$a = \frac{As \times Fy}{0.85 Fcb}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi Fy \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

As min =	7.51	cm ²
separ =	10.78	cm
usar	ϕ	5/8 @ 14 cm

ACERO DE TEMPERATURA PANTALLA

As temp =	0	cm ²
As temp/capa =	0	cm ² /capa

usar	$\phi =$	4
	diametro =	1/2
	area =	1.27 cm ²

1.27 cm

separ =	#¡DIV/0!	cm
usar	ϕ	1/2 @ 17 cm

DISEÑO DE LA CIMENTACION

DISEÑO DEL ACERO EN EL TALON (PARTE SUPERIOR)

qu =	4.80	kg/cm2
e =	0.759	m
MDC =	3484.8	kg.m
MEV =	23038.4	kg.m
Mu =	35457.84	kg.m

usar

∅ =	5		
diametro =	5/8	1.59	cm
area =	1.98	cm2	
d =	-8.29	cm	

a (cm)	As (cm2)
10.00	-70.56
-12.45	-453.67
-80.06	29.56
5.22	-86.04
-15.18	-1337.04

$$a = \frac{As \times Fy}{0.85 Fcb}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi Fy \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

As min =	-1.49	cm2			
separ =	-132.58	cm			
usar	∅	5/8	@	7	cm

ACERO DE TEMPERATURA

As temp =	9	cm2			
As temp/capa =	4.5	cm2/capa			
		usar			
		∅ =	3		
		diametro =	3/8	0.95	cm
		area =	0.71	cm2	
separ =	15.83	cm			
usar	∅	3/8	@	8	cm

DISEÑO DEL ACERO EN LA PUNTA (PARTE INFERIOR)

qu =	4.80	kg/cm ²
e =	0.759	m

usar

∅ =	5	
diametro =	5/8	1.59 cm
area =	1.98	cm ²

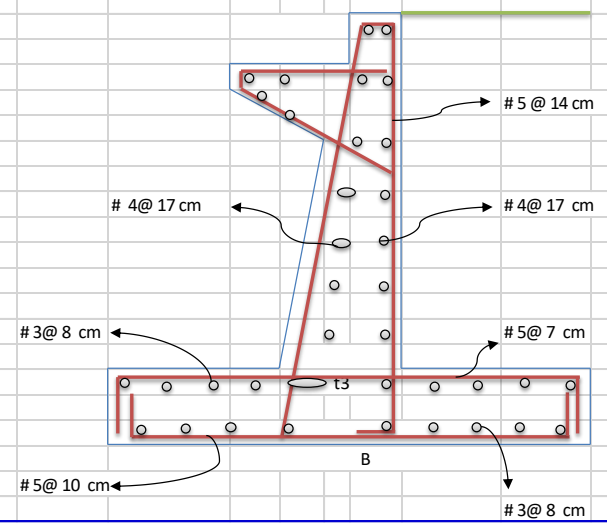
Mu =	4.86	Tn.m
------	------	------

a (cm)	As (cm ²)
10.00	-9.67
-1.71	-17.28
-3.05	-19.00
-3.35	-19.43
-3.43	-19.54

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 F_c b} \quad A_s = \frac{M_u}{\phi F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

As min =	-1.49	cm ²
separ =	-132.58	cm

usar	∅	5/8	@	10	cm
------	---	-----	---	----	----



CONCLUSIONES

1. Se determinó las características estructurales que debe cumplir el puente Domingo Savio de acuerdo a las normas y guías actuales en base a los momentos, fuerzas de flexión y corte, derivas que se obtienen en base a AASHTO LRFD en el distrito de Huancayo, la cual cumplió con todos los requisitos mínimos que nos exige la normativa actual en cuanto a la geometría del puente y el predimensionamiento recomendado.
2. Se identificó las normas actuales para la verificación estructural del puente Domingo Savio en el Distrito de Huancayo las cuales fueron las siguientes: Diseño de puentes MTC - 2018, Norma ASSTHO LRFD – 2014 y Norma Técnica E.030 “diseño sismorresistente” – 2016.
3. Se seleccionó el software, Csi bridge V20 para la evaluación estructural de la superestructura porque es un software independiente que integra las capacidades de modelado, análisis y dimensionamiento de estructuras de puentes en un único modelo. Además, para la verificación de la subestructura se realizó mediante una hoja de cálculo realizado en Excel debido a que su utilización es fácil y contiene todas verificaciones necesarias para la verificación estructural del puente viga losa Domingo Savio en el Distrito de Huancayo.
4. Para la evaluación estructural del puente Domingo Savio, se realizó el modelado de Csi bridge V20 donde se procedió a insertar datos respectivos de la superestructura: materiales, carriles, sección transversal, diagramas, apoyos fijos y móviles, vehículos de diseño, patrones de carga, luego se procedió con el metrado de cargas de barandas, veredas, asfalto, para luego realizar la asignación de cargas vivas y muertas, y finalizando con las combinaciones de carga por Resistencia I y Servicio I. Además, para la evaluación estructural de los estribos se hizo en una hoja de cálculo en Excel, donde se realizaron el cálculo del coeficiente de empuje activo, cálculo de fuerza sísmica, metrado de cargas, y finalmente los chequeos contra volteo, deslizamiento, presiones actuantes,

verificación por corte en la pantalla y talón según los casos de cargas verticales y horizontales, momentos de estabilidad por las cargas verticales y horizontales.

5. Se identificó los resultados obtenidos de la evaluación estructural del puente Domingo Savio en el distrito de Huancayo, las cuales son las verificaciones de deflexión por carga viva es 4.244 mm la cual es menor a la deflexión máxima permisible que es $L/375 = 15000/800 = 18.75$ mm, la deflexión por carga muerta es 5.721, la cual sirve para diseño de contraflecha siendo $5.721 \times 3 = 17.163$ mm por lo tanto, el diseño del puente Domingo Sabio cumple con los requerimientos mínimos de dimensionamiento.

RECOMENDACIONES

1. Para la verificación estructural de un puente se recomienda que se tenga en consideración los requisitos mínimos en cuanto a la geometría del puente y el dimensionamiento de los componentes del puente para cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad y la debida consideración a la inspección, economía y estética.
2. En la utilización de la normativa vigente se recomienda hacer cumplir estrictamente las verificaciones de los componentes de la superestructura y subestructura del puente Domingo Sabio y las deflexiones no deben superar las máximas permisibles.
3. Para la utilización del software CSI Bridge V20, se debe cerciorarse que esté de acuerdo a la normativa vigente peruana y que no presente fallas o inconvenientes en el programa. Si es posible usar una versión anterior.
4. Durante el modelamiento del puente, se debe realizar de acuerdo a la normativa vigente y lo más detallado posible tomando en cuenta los detalles mínimos de los planos a fin de tener resultados más cercanos a la realidad permitiéndonos así tener un mayor panorama del comportamiento estructural del puente.
5. Durante la verificación de las deflexiones por carga viva o muerta, se debe procurar que la diferencia entre la deflexión permitida y la deflexión del diseño del puente no exceda demasiado, en caso contrario el puente estará demasiado cargado y esto contribuirá a la disminución de la vida útil debido a podría producirse grietas considerables y asentamientos.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

A. BIBLIOGRAFÍA

1. RODRÍGUEZ Serquén, Arturo (2017) PUENTES con AASHTO-LRFD 2014 (Fifth Edition), Perú.
2. HADI Mohamed, Mohamed Mehdi (2019), DISEÑO DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO según la norma AASHTO-LRFD, Huancayo – Perú
3. MANUAL DE PUENTES (2018), MTC – Perú
4. NORMA TECNICA E.020 “Cargas” (2006), RNE – Perú
5. NORMA TECNICA E.030 “Diseño Sismorresistente” (2016), RNE – Perú
6. NORMA TECNICA E.060 “Concreto Armado” (20), RNE – Perú
7. SEMINARIO Manrique, Ernesto (2004) GUÍA PARA EL DISEÑO DE PUENTES CON VIGAS Y LOSAS, Universidad de Piura, Perú
8. García Rossel, César Aranis (2006) ANALISIS Y DISEÑO DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO, METODO AASHTO - LRFD, Lima – Perú

ANEXOS

