

Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS FORENSE DE FALLAS HISTÓRICAS DE LOS PUENTES BAILEY
SOBRE EL RÍO Balsa-Santa Clara y el Río Cataratas**

Trabajo de Graduación

Para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

Alejandro Corrales Guillén

Director de Proyecto de Graduación:

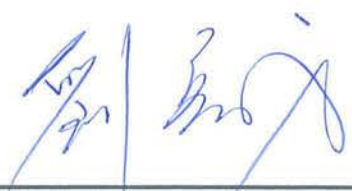
Ing. Yi Cheng Liu Kuan, M.Sc.

Ciudad Universitario Rodrigo Facio

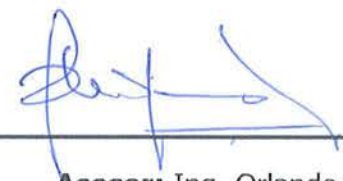
Costa Rica

Agosto, 2022

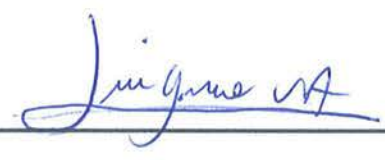
HOJA DE APROBACIÓN



Director del Proyecto: Ing. Yi Cheng Liu Kuan, Msc.



Asesor: Ing. Orlando Gei Brealey



Asesor: Ing. Luis Guillermo Vargas Alas, Msc.

Alejandro Corrales G.

Estudiante: Alejandro Corrales Guillén

DEREGIS DE PROPIEDAD INTELECTUAL

Fecha: 2022, agosto

El suscrito, **Alejandro Corrales Guillén**, cédula 2-0763-0075, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné B52223, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación **Análisis forense de fallas históricas de los puentes Bailey sobre el Río Balsa-Santa Clara y el Río Cataratas**, bajo la dirección del Ing. **Yi Cheng Liu Kuan**, Msc., quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); “no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpretaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adicionales editoriales”. Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

DEDICATORIA

Esta tesis la quiere dedicar a toda especialmente a mi familia que me han acompañado a lo largo de todo este proceso, desde la escuela, colegio y ahora universidad, dándome apoyo en todo momento. También a mis primos, tíos, tía y el resto de la familia que de igual manera me han acompañado. En especial a aquellos que ya no están, mi abuelo German, mi tío Rodolfo y Álvaro.

A mis amigos y compañeros del trabajo que de igual manera me han acompañado durante todo este proceso y dado su apoyo.

Agradecimiento

Quiero darles un especial agradecimiento a todos los profesores que en la escuela, colegio y ahora universidad han aportado para mi formación y obtención de este título. Especialmente al profesor Ing. Yi Cheng Liu Kuan, Ing. Orlando Gei Brealey e Ing. Luis Guillermo Vargas Alas que formaron el comité asesor de la tesis, por el apoyo y tiempo que sacaron para poder apoyarme en el proyecto..

Tabla de Contenido

1. Introducción.....	1
1.1. Justificación.....	1
1.1.1. Problema específico	1
1.1.2. Importancia	3
1.1.3. Antecedentes históricos y prácticos del problema	4
1.2. Objetivos	6
1.2.1. Objetivo General.....	6
1.2.2. Objetivos Específicos	6
1.3. Delimitación del problema	6
1.3.1. Alcance.....	6
1.3.2. Limitaciones.....	8
1.4. Metodología	9
2. Marco teórico	12
2.1. Generalidades de los puentes Bailey.....	12
2.2. Capacidad a compresión.....	14
2.3. Análisis de estabilidad.....	16
2.3.1. Análisis de pandeo elástico de Euler	18
2.3.2. No linealidad geométrica y análisis de la carga crítica	19

2.4. Ejemplo de análisis de estabilidad de una columna bajo esfuerzos de compresión	25
2.4.1. Comportamiento de los métodos de análisis	27
3. Análisis de las fallas de los puentes en estudio con base en su registro fotográfico.....	29
3.1. Puente sobre el Río Balsa - Santa Clara.....	29
3.1.1. Estado de la estructura.....	29
3.1.2. Análisis del modo de falla	35
3.2. Puente sobre el Río Cataratas	36
3.2.1. Estado de la estructura.....	36
3.2.2. Análisis del modo de falla	42
3.3. Cuadro comparativo entre las fotografías forenses de la falla	44
4. Determinación del modelo de carga vehicular	49
4.1. Carga vehicular	49
4.2. Vehículo: Río Balsa – Santa Clara.....	54
4.3. Vehículo: Río Cataratas	55
5. Modelaje de la estructura	57
5.1. Caracterización de los materiales	57
5.2. Caracterización de elementos estructurales	58
5.2.1. Identificación de secciones.....	59
5.2.2. Superficie de rodamiento.....	64

5.3.	Principales diferencias entre los modelos desarrollados.....	65
6.	Validación del modelo estructural de los puentes Bailey	67
6.1.	Vehículo: Puente en Barreal	68
6.2.	Estudio comparativo de desplazamientos	69
6.3.	Validación del modelo con base en el periodo fundamental del puente...	75
7.	Análisis de pandeo y evaluación de los modos de falla	77
7.1.	Determinación de carga crítica de pandeo mediante valores y vectores propios.....	78
7.2.	Determinación de capacidad a compresión	83
7.2.1.	Cuerda superior (Sección doble).....	83
7.2.2.	Riostra exterior	85
7.3.	Análisis de los puentes Bailey con el modelo de carga definido	86
7.3.1.	Puente sobre el Río Balsa – Santa Clara	87
7.3.2.	Puente sobre el Río Cataratas (RN702).....	88
7.3.3.	Comparación con cargas obtenidas en modelaje.....	90
7.4.	Simulación del modo de falla en el puente sobre el Río Balsa-Santa Clara	91
7.4.1.	Caso 01: Liberación de viga central únicamente	92
7.4.2.	Caso 02: Liberación de tres vigas centrales	93
7.4.3.	Caso 03: Liberación de cinco vigas centrales.....	94
7.4.4.	Comparación con el registro fotográfico	95

8. Conclusiones y recomendaciones.....	98
8.1. Conclusiones.....	98
8.2. Recomendaciones.....	99
9. Fuentes de consulta.....	101

Tabla de Figuras

Figura 1. Colapso del puente sobre Río Balsa	2
Figura 2. Colapso sobre el Río Cataratas	2
Figura 3. Metodología a seguir	11
Figura 4. Estructura de un puente Bailey.....	13
Figura 5. Determinación de factores de longitud de pandeo	14
Figura 6. Estado de equilibrio de una esfera	17
Figura 7. Niveles de análisis de una estructura.....	21
Figura 8. Matriz de rigidez elástica	22
Figura 9. Matriz de rigidez geométrica.....	23
Figura 10. Curvas de respuesta de una estructura	25
Figura 11. Diagrama de cuerpo libre para análisis de estabilidad.....	26
Figura 12. Variación del desplazamiento respecto a carga. Longitud: 3.048 metros	28
Figura 13. Condición de apoyo: Puente Bailey tipo Mabey	30
Figura 14. Terreno sobre el que se encontraba el puente sobre el Río Balsa – Santa Clara	30
Figura 15. Sección de estructura del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara que se apoya sobre el terreno.....	31

Figura 16. Vista general del modo de pandeo del puente sobre Río Balsa – Santa Clara. Tomada desde el lado exterior de las cerchas.....	31
Figura 17. Vista general del modo de pandeo del puente sobre Río Balsa – Santa Clara. Tomada desde la superficie de rodamiento	32
Figura 18. Vista general del modo de pandeo del puente sobre Río Balsa– Santa Clara. Tomada desde un costado	32
Figura 19. Vista general del modo de pandeo y levantamiento de fundaciones del puente sobre Río Balsa – Santa Clara. Tomada desde la superficie de rodamiento	33
Figura 20. Deterioro de la estructura del Río Balsa – Santa Clara	33
Figura 21. Desplazamiento de la viga travesaño del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara	34
Figura 22. Desplazamiento de vertical respecto a viga travesaño del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara.....	34
Figura 23. Ubicación final de viga travesaño del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara	35
Figura 24. Vista lateral del levantamiento del extremo del puente sobre el Río Cataratas	37
Figura 25. Vista transversal del levantamiento del extremo del puente sobre el Río Cataratas	37
Figura 26. Vista general del modo de falla del puente sobre Río Cataratas. Vista lateral	38
Figura 27. Vista general del modo de falla del puente sobre el Río Cataratas. Visto desde lo interno del puente	38

Figura 28. Falla local de la cuerda superior del puente sobre el Río Cataratas	39
Figura 29. Fractura de la viga travesaño en conexión con la riostra exterior, puente sobre el Río Cataratas.....	39
Figura 30. Pandeo de las riostras exteriores por compresión del puente sobre el Río Cataratas	40
Figura 31. Acercamiento de la fractura de la viga travesaño, puente sobre Río Cataratas	40
Figura 32. Agujero generado en la viga travesaño, puente sobre el Río Cataratas	41
Figura 33. Distinta conexión de las riostras exteriores del puente sobre el Río Cataratas	41
Figura 34. Deterioro de la estructura del puente sobre el Río Cataratas	42
Figura 35. Causa de colapso de la estructura, Río Balsa Santa Clara.....	44
Figura 36. Causa de colapso de la estructura, Río Cataratas.....	44
Figura 37. Longitud de pandeo de la estructura, Río Balsa- Santa Clara	45
Figura 38. Longitud de pandeo de la estructura, Río Cataratas.....	45
Figura 39. Comportamiento de riostras exteriores, Río Balsa – Santa Clara	46
Figura 40. Comportamiento de riostras exteriores, Río Cataratas	46
Figura 41. Sección transversal del puente, Río Balsa-Santa Clara.....	47
Figura 42. Sección transversal bajo efecto de torsión, Río Cataratas.....	47
Figura 43. Asfalto que cargaban los vehículos al momento del colapso. Río Cataratas	50

Figura 44. Diagrama de distribución de cargas vehículo tipo H de AASHTO.....	52
Figura 45. Diagrama de distribución de cargas vehículo tipo HS de AASHTO.....	52
Figura 46. Distribución de ejes: Vehículos Río Balsa.....	54
Figura 47. Distribución de ejes transversales: Vehículos Río Balsa	54
Figura 48. Distribución de cargas por eje – Puente Sobre el Río Balsa-Santa Clara	55
Figura 49. Distribución de ejes: Vehículos Río Cataratas	55
Figura 50. Distribución de ejes transversales: Vehículos Río Cataratas	56
Figura 51. Distribución de cargas por eje – Puente Sobre el Río Cataratas	56
Figura 52. Perfil del puente	58
Figura 53. Viste en planta del eje inferior del puente	58
Figura 54. Vista transversal del puente	59
Figura 55. Cuerda superior e inferior: Sección doble	60
Figura 56. Cuerda superior e inferior: Sección simple	60
Figura 57. Verticales y diagonales: Sección doble	61
Figura 58. Verticales y diagonales: Sección simple	61
Figura 59. Viga travesaño: W12x279	62
Figura 60. Riostra exterior: Puente Río Balsa – Santa Clara	63
Figura 61. Riostra exterior: Puente Río Cataratas.....	63
Figura 62. Riostra exterior: Sección simple.....	64

Figura 63. Riostra exterior: Sección doble	64
Figura 64. Superficie de rodamiento	65
Figura 65. Puente Bailey en Barreal, Heredia	68
Figura 66. Camión UCR (Puente 8 tramos)	69
Figura 67. Carga del camión en estudio	69
Figura 68. Apoyo fijo típico de los puentes Bailey	72
Figura 69. Sección transversal de los apoyos del puente con resortes	74
Figura 70. Primer modo de pandeo de la estructura	78
Figura 71. Segundo modo de pandeo de la estructura	79
Figura 72. Tercer modo de pandeo de la estructura	79
Figura 73. Cuarto modo de pandeo de la estructura	80
Figura 74. Quinto modo de pandeo de la estructura	80
Figura 75. Diagrama de ubicación de carga	81
Figura 76. Sección de cuerda superior considerada	84
Figura 77. Configuración de carga considerando ejes	86
Figura 78. Configuración considerada para una carga concentrada	87
Figura 79. Modificación en configuración de modelo	92
Figura 80. Modo de fallo con liberación de viga central	92
Figura 81. Modo de fallo con liberación de tres vigas centrales	93

Figura 82. Modo de fallo con liberación de cinco vigas travesaño centrales	94
Figura 83. Desplazamiento de la viga travesaño respecto a la cuerda inferior	95
Figura 84. Pandeo global del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara	96
Figura 85. Pandeo global del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara desde el extremo opuesto.....	96

Tabla de Cuadros

Cuadro 1. Cálculo de carga crítica utilizando distintas metodologías. Longitud: 3.048 metros	28
Cuadro 2. Análisis comparativo del modo de falla de los puentes sobre el Río Balsa-Santa Clara y Cataratas	44
Cuadro 3. Resumen de propiedades de vehículos de cada vehículo	50
Cuadro 4. Determinación de cargas y cantidad de vehículos, puente sobre el Río Balsa- Santa Clara	51
Cuadro 5. Determinación de cargas y cantidad de vehículos, puente sobre el Río Cataratas	51
Cuadro 6. Distribución de cargas: Vehículo 01 del estudio de LanammeUCR	53
Cuadro 7. Distribución de cargas: Vehículo 02 del estudio de LanammeUCR	53
Cuadro 8. Distribución de carga a lo largo de los ejes: Vehículo del puente río Balsa-Santa Clara	53
Cuadro 9. Distribución de carga a lo largo de los ejes: Vehículo del puente río Cataratas	53

Cuadro 10. Resumen secciones de elementos estructurales principales.....	59
Cuadro 11. Resumen propiedades geométricas, sección UPN 65	59
Cuadro 12. Comparativa de desplazamientos	70
Cuadro 13. Valores teóricos de K30 de referencia	72
Cuadro 14. Determinación de parámetros para suelo de tipo limo	73
Cuadro 15. Variación de los desplazamientos en el modelo al variar el tipo de suelo de apoyo.....	74
Cuadro 16. Determinación del periodo fundamental del puente de Barreal de Heredia	75
Cuadro 17. Análisis de cargas críticas de pandeo para los casos bajo análisis	82
Cuadro 18. Selección del esfuerzo crítico de pandeo de acuerdo al caso que aplica para la cuerda superior.....	84
Cuadro 19. Determinación de la capacidad crítica de pandeo para la cuerda superior	84
Cuadro 20. Determinación de parámetros para la sección de riostra exterior	85
Cuadro 21. Selección del esfuerzo crítico de pandeo de acuerdo al caso que aplica para la riostra exterior	85
Cuadro 22. Determinación de la capacidad crítica de pandeo para la riostra exterior	85
Cuadro 23. Carga mayor que se genera en la cuerda superior al considerar al aplicar la carga por ejes de camión. Río Balsa-Santa Clara	87

Cuadro 24. Carga mayor que se genera en la cuerda superior al considerar la carga concentrada en el centroide. Río Balsa-Santa Clara	88
Cuadro 25. Carga mayor que se genera en la cuerda superior al considerar al aplicar la carga por ejes de camión. Río Cataratas	89
Cuadro 26. Carga mayor que se genera en la cuerda superior registrada al considerar la carga concentrada en el centroide. Río Cataratas.....	89
Cuadro 27. Comparación de valores teóricos con los obtenidos por medio del modelaje para la cuerda superior y riostra exterior	90
Cuadro 28. Carga crítica de pandeo para distintas configuraciones de paneles sueltos	97

Índice de símbolos y abreviaturas

Abreviaturas

1. AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials
2. AISC: American Institute of Steel Construcción
3. MOPT: Ministerio de Obras Pública y Transportes

Corrales Guillén, Alejandro

Análisis forense de fallas históricas de los puentes Bailey sobre el Río Balsa-Santa Clara y el Río Cataratas

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José. C.R.:

A. Corrales G., 2022

XVII, 105, [0]; ils col. - 30 refs

RESUMEN

Los puentes Bailey son estructuras ampliamente utilizadas en Costa Rica; sin embargo, estos pueden fallar por el paso de vehículos pesados, prueba de esto es el colapso del puente Bailey sobre el Río Balsa-Santa Clara del año 2018 cuando transitaba un camión cargado de agregado fino, además en el año 2015 el puente Bailey sobre el Río Cataratas colapsó cuando transitaban dos camiones cargados de asfalto. El presente trabajo realiza el análisis de las causas y modo de colapso de estos puentes, con el fin de tomar medidas que eviten que este tipo de colapsos se repitan en el futuro.

El modelaje de las estructuras se realizó por medio del software de análisis estructural SAP2000, la definición de las secciones estructurales que componen el puente, para esto se utilizaron referencias bibliográficas de manuales o estudios anteriores de este tipo de estructura.

Se logró determinar las causas y modos de colapso de los puentes bajo estudio, en el puente sobre el Río Balsa-Santa Clara se dio un global de la cuerda superior, esto debido a la pérdida de conectividad entre la viga travesaño y el resto de elementos estructurales, mientras que, en el caso del puente sobre el Río Cataratas, el pandeo sufrido en la cuerda superior fue local pues se excedió la capacidad estructural a compresión máxima del elemento.

Conceptos claves o descriptores: Puente Bailey, análisis estructural, cuerda superior, capacidad a compresión

Ing. Yi Cheng Liu Kuan

Escuela de Ingeniería Civil

1. Introducción

1.1. Justificación

1.1.1. Problema específico

Los puentes son estructuras que se construyen con el objetivo de facilitar la comunicación y transporte entre dos lugares, separados por accidentes geográficos como cañones o cuerpos de agua. Costa Rica es un país que tiene una gran variedad de accidentes geográficos sobre los cuales cruzan puentes. Si uno de estos puentes fallara y tuviera que salir de operación, generaría que los usuarios deban tomar otras rutas con mayores distancias, lo cual, provoca un aumento en los costos de viaje y de logística. Por esto, es importante que los puentes estén adecuadamente diseñados de manera que soporten la demanda de peso y cantidad de tránsito que circula en el sitio donde se ubican.

Los Puentes Bailey son estructuras modulares, que generalmente se utilizan de manera temporal, mientras se realiza la construcción o reparación del puente permanente en el sitio, sin embargo, debido a una ausencia en programas sistemáticos de atención de puentes, se han producido fallas por deficiencias graves en los puentes y en lugar de atender esas deficiencias, ha proliferado la utilización de puentes Bailey por la facilidad constructiva y el poco tiempo que toman para ser ensamblados en sitio. Ejemplo de esto es que entre el año 2011 y el 2014, la empresa Mabey proporcionó al Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT) más de 70 puentes Compact 200™ (Mabey Bridge, s.f.).

Al igual que otros puentes, los puentes Bailey deben ser diseñados para las cargas establecidas en la normativa vigente, las cuales cubren la mayor parte de los vehículos pesados que transitan en una región. Sin embargo, se ha observado que la capacidad de los Puentes Bailey puede verse sobrepasada cuando se someten a cargas vehiculares altas, lo cual causa pandeos en sus elementos estructurales y el colapso estructural de los mismos.

Prueba de lo anterior es el colapso de dos estructuras, el primero de estos se dio en noviembre del 2018 en el puente Bailey ubicado sobre el Río Balsa-Santa Clara, ubicado en el cantón de San Carlos, causado por el paso de un camión cargado y un vehículo liviano. El segundo caso se dio en noviembre del año 2015 en el puente Bailey ubicado sobre el Río Cataratas, ubicado en el cantón de Vara Blanca y su colapso se dio cuando dos camiones cargados intentaban pasar a través de este.

El presente proyecto se desarrolla con el fin de determinar la causa de colapso de los puentes antes mencionados, los resultados obtenidos se podrán utilizar para mejorar el proceso constructivo y de mantenimiento a ejecutar en este tipo de puentes. Además, se determinarán los elementos más vulnerables a falla, a partir de estos resultados será posible realizar mejoras de manera que se eviten nuevos colapsos.



Figura 1. Colapso del puente sobre Río Balsa
Fuente: (LanammaUCR, 2018)



Figura 2. Colapso sobre el Río Cataratas
Fuente: (LanammaUCR, 2015)

1.1.2. Importancia

El colapso de un puente trae afectaciones importantes a varios sectores de la población y en diversos sentidos: primeramente, para la salud y seguridad de aquellos usuarios que se encontraban transitando por este al momento del colapso, y en segundo grado el impacto económico y social que sufren aquellas personas que utilizaban este medio de manera regular, por la imposibilidad de transitar por esta ruta y la necesidad de buscar una ruta alterna en caso de que existir, lo que representa un aumento económico y de tiempo para los usuarios.

Costa Rica utiliza de manera frecuente los puentes Bailey en la actualidad y el tiempo que estos puentes permanecen instalados depende de la capacidad de respuesta de las instituciones responsables de realizar la construcción o reparación del puente definitivo, por lo que los puentes Bailey pueden mantenerse desde unos pocos meses hasta varios años en servicio. Este tipo de puente se utiliza en varias rutas del país, por donde pueden transitar desde vehículos livianos hasta vehículos de carga pesada, tales como los camiones que causaron la falla de los puentes sobre el Río Balsa y sobre el Río Cataratas.

Los puentes sobre el Río Balsa-Santa Clara y sobre el Río Cataratas sufrieron colapsos al momento de paso de vehículos pesados. Debido al modo de falla mostrado en las imágenes del accidente, se puede suponer que su colapso responde a un problema de estabilidad de la cuerda superior cuando este elemento se somete a altos esfuerzos de compresión, lo cual, en conjunto con factores como la longitud total del puente, el desconocimiento de las condiciones de bordes, la efectividad de los arriostres laterales y el estado de los componentes estructurales, favorecen finalmente su colapso.

La importancia de este trabajo radica en que el realizar un adecuado análisis forense de las estructuras colapsadas permite determinar medidas para evitar las fallas de otros puentes Bailey en servicio y aquellos que se colocarán en un futuro. A partir de los resultados se pueda tener una mejor comprensión del comportamiento, el desempeño, el modo de falla y la capacidad máxima de dichos puentes. Lo anterior se realiza con el fin de proponer medidas para prevenir su falla como la limitación de la carga máxima autorizada para pasar sobre estos y el mejoramiento de las practicas constructivas con las que se levantan estas estructuras.

1.1.3. Antecedentes históricos y prácticos del problema

La ocurrencia de colapsos de puentes Bailey durante su funcionamiento no son casos aislados, prueba de esto fue la falla del puente Bailey ubicado en la Autopista General Cañas, específicamente frente al residencial Los Arcos, el cual sucedió 6 de noviembre del año 2012, cuando transitaba sobre este una grúa (Láscarez, 2013). Un segundo ejemplo de esto es el colapso que se dio el 11 de septiembre del año 2021, en un puente Bailey ubicado sobre el Río Cuarto, el cual colapsó cuando transitaba sobre él un camión cargado de frutas. (Accidentes de Costa Rica, s.f.)

La Universidad de Costa Rica por medio de la escuela de Ingeniería Civil ha desarrollado estudios en la rama de puentes y específicamente los puentes Bailey, a partir de esto fue que en el año 2019 se da una investigación en esta área por el estudiante Wilberth Stif Carrillo Rojas con el nombre de "Prueba piloto de un sistema de pesaje dinámico basado en la deflexión vertical de un puente Bailey" bajo la dirección del Ing. Yi Cheng Liu Kuan, M.Sc. En este documento, entre otras cosas, el autor realiza una caracterización de la estructura desde la geometría y perfiles utilizados en la confección de un puente tipo Bailey. Posterior a esto, calibra el modelo estructural analítico del puente con base en mediciones experimentales de la deformación vertical del puente en un punto dado, para finalmente realizar la predicción de la carga de cada uno de los vehículos y el esfuerzo al que se encuentra sometido algunos de los elementos estructurales, de este análisis se obtiene que la sección del puente que se encuentra mayormente esforzada es la cuerda superior. (2019)

A nivel internacional, existen distintos estudios sobre el efecto de pandeo lateral en puentes Bailey o con una tipología estructural similar a este. Ejemplo de esto es el documento "Experimental study of Steel truss lateral-torsional buckling" de los autores Joanna Jankowska-Sandberg y Jarosław Kołodziej, en este estudio se analiza el comportamiento elástico de una estructura metálica tipo cercha cuando esta se encuentra sometida a compresión, cuantificando los desplazamientos tanto verticales como fuera del plano conforme se aumenta la carga. (2012)

En el documento "Laboratory Load Tests and Analysis of Bailey Bridge Segments" (King, et. al., 2013) se realizan ensayos a dos puentes Bailey en escala real, en dicho estudio se realiza una comparación de la capacidad axial de la cuerda superior del puente con los valores

determinados por la normativa AASHTO. Entre los resultados más relevantes se encuentra que un estudio bidimensional de la estructura, que realiza una predicción de carga axial mayor que la real, debido a que, por medio de este modelo bidimensional no es posible considerar el efecto de pandeo fuera del plano.

Finalmente, en el caso del artículo "Lateral Buckling of Pony Truss Bridges" los autores P. Csagoly y B. Bakht, realizaron un estudio en un puente tipo Pony que, si bien no es igual a un puente Bailey, posee una tipología estructural similar. En este documento se realiza un análisis de la estabilidad lateral de este tipo de puente, considerando el pandeo lateral y por tanto efecto de segundo orden causado por el paso de un vehículo sobre el mismo, lo cual causó deflexiones verticales en la superficie de rodamiento y también deformaciones laterales en las vigas que soportan esta superficie, provocando que las cerchas laterales sufran el efecto de pandeo lateral. Lo anterior se logró por medio de un modelo iterativo, donde se comparan los valores obtenidos de manera teórica con los experimentales. (1976)

Cabe recalcar que, en la sección 6.9 del AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO, 2017) se define la necesidad de realizar estudios especiales enfocados en el análisis de la capacidad de elementos sometidos a compresión considerando la estabilidad de los mismos. Esto resulta especialmente importante para el caso de la cuerda superior de puentes Bailey.

Los puentes Bailey poseen una tipología estructural de cercha de paso medio que imposibilita implementar un sistema de arriostamiento horizontal para la cuerda superior que conecte las cerchas de ambos lados.

El elemento crítico de los puentes Bailey sujeto a un mayor esfuerzo a compresión y por ende, al pandeo, es la cuerda superior, sin embargo, la estabilidad de este elemento solo depende de las restricciones que brinden las riostras exteriores, elementos verticales y diagonales de la cercha, además de su propia rigidez, como se observa en la Figura 1 donde ocurrió un pandeo global en la cuerda superior a lo largo de casi la longitud total del puente sobre el río Balsa en Santa Clara de San Carlos. Esto hace dudar de la efectividad del sistema de riostras empleado en puentes Bailey para evitar pandeo de la cuerda superior, lo cual se estudiará en la presente investigación.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Realizar un análisis forense de las posibles causas y modo de falla de los puentes Bailey, a través de un modelo estructural analítico, que incluye la determinación de las capacidades de elementos estructurales críticos con base en el registro fotográfico de los fallos históricos en los puentes sobre el Río Balsa y Río Cataratas.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Revisar la información bibliográfica referente al comportamiento de puentes tipo cercha de paso medio, específicamente los puentes Bailey
- Caracterizar los puentes fallados a partir de su tipología estructural, así como la carga vehicular que provocó la falla en cada uno de los puentes en estudio, a partir de información y fotografías histórica de los sucesos
- Validar el modelado estructural de los puentes Bailey con base en las mediciones experimentales realizadas en un puente Bailey ubicado en Barreal de Heredia y su modelado
- Caracterizar y modelar los puentes colapsados mediante un software de análisis estructural
- Realizar un análisis forense a partir del registro fotográfico e información histórica existente del colapso de ambos puentes en estudio y plantear hipótesis sobre los posibles modos de falla y sus causas
- Determinar la reducción en capacidad que se da en la cuerda superior de los puentes Bailey al tomarse en cuenta dentro del análisis los efectos de segundo orden
- Evaluar los posibles modos de falla a través de un análisis de pandeo del puente y determinación de la capacidad de resistencia a compresión de la cuerda superior

1.3. Delimitación del problema

1.3.1. Alcance

El presente estudio posee como alcance la realización de un análisis forense de los fallos históricos de los puentes Bailey sobre el Río Balsa-Santa Clara y el Río Cataratas, con el fin de determinar el modo y causas de falla de cada una de estas estructuras, las cuales serán

validadas mediante el modelaje de la estructura en estudio y la respectiva revisión de los resultados con respecto a las evidencias fotográficas que muestra el modo de falla de los mismos.

Se realizará una determinación de la carga vehicular de colapso para cada uno de los puentes en estudio, por medio de la consulta de registros históricos de los sucesos, entrevistas e investigaciones bibliográficas para definir el modelo, capacidad y carga que transitaba cada uno de los vehículos que transitaban por las estructuras al momento de los colapsos.

Se utilizará un software de análisis estructural para realizar el modelaje de las estructuras, esto combinado con las cargas vehiculares, permitirá determinar las cargas críticas y los modos de pandeo de la estructura, así como los esfuerzos críticos en elementos estructurales. Estos esfuerzos serán comparados con las capacidades de carga de las secciones que brindan estabilidad a la estructura, tales como la cuerda superior o las riostras exteriores. No se incluye la revisión de elementos como diagonales, verticales, pernos o vigas diafragma ya que no fueron elementos determinantes en el colapso de las estructuras.

La validación del modelado de los puentes Bailey se hará por medio de la comparación de la deformación vertical del modelo estructural de un puente Bailey ubicado en Barreal de Heredia, respecto a las mediciones experimentales tomadas en este mismo sitio por el paso de un vehículo, las cuales forman parte de un estudio anterior.

Cabe recalcar que las cargas aplicadas en los puentes no se encuentran mayoradas ni se consideran cargas de diseño, puesto que el presente estudio busca determinar las causas de colapso y la carga que produjo el colapso para cada una de las estructuras. Este trabajo no se trata de realizar una evaluación de la capacidad de carga de puentes Bailey.

Es importante señalar que no será posible determinar con total exactitud la carga de colapso de cada una de las estructuras y por tanto su capacidad estructural, esto se debe a que se desconoce el estado real de la estructura y sus componentes, así como la posición exacta de los camiones al momento del colapso, para esto se realizarán estimaciones y acotaciones en busca de aproximar a la condición real.

1.3.2. Limitaciones

Se tiene como limitación que las fallas ocurrieron hace varios años, específicamente se dieron en los años 2015 y 2018, lo que hace imposible la realización de una inspección personal sobre las fallas, tampoco es posible realizar ensayos de laboratorio de los elementos de cada puente.

No se conoce con exactitud la carga de los vehículos que causaron la falla, si bien se posee información acerca los modelos de vehículos, no es posible recuperar la información sobre las dimensiones de estos, las distancias entre sus ejes y la distribución real de cargas a través de estos, así como el volumen de carga que transportaban los camiones al momento del colapso. Se tuvo que realizar supuestos a partir de información provista por las empresas dueñas de los vehículos, información proporcionada por el personal de LanammeUCR que visitó el sitio al momento del colapso, comparación y analogías con vehículos similares, pero con la distribución de carga entre los ejes conocidos, de un estudio de prueba de carga anterior (Yi Cheng, Agüero, et. al, 2015), mediciones directas en las fotografías de los vehículos, así como los reportajes generados por los periódicos de estos colapsos.

Ante la imposibilidad de realizar inspección a las estructuras falladas, se considerará que las estructuras poseían todos los componentes que forman una estructura típica de puente Bailey y este fue construido adecuadamente, la geometría y las secciones transversales de los elementos que conforman el puente son las mismas indicadas en sus manuales, además no se considera fenómenos tales como la corrosión existente en los perfiles metálicas que componen la estructura, la inclinación de las cerchas laterales del puente o el efecto de fatiga en puentes por el constante paso de vehículos en el modelaje analítico. Si bien estos factores pueden afectar el comportamiento del puente, reduciendo la capacidad de carga que este posee, no serán considerados dentro del análisis debido a la imposibilidad de realizar una inspección detallada de la estructura colapsada.

En el estudio no se considerarán factores geotécnicos relacionados. Es decir, no se toma en cuenta factores como el tipo de suelo ubicado bajo las cimentaciones del puente, ni posibles asentamientos que estos hayan podido sufrir a lo largo de su vida de servicio.

1.4. Metodología

La metodología a seguir para la elaboración del proyecto propuesto se muestra en la Figura 3. El presente estudio se basará en un análisis forense de los colapsos de los puentes Bailey sobre el Río Balsa-Santa Clara y el Río Cataratas, esto enfocado en determinar su modo de falla y sus posibles causas. El estudio a realizar se puede dividir en tres grandes bloques, el primero de estos iniciará con un análisis forense de la información histórica existente de cada uno de los colapsos, seguido de este, se hará el modelaje y calibración de los puentes por medio de un software de análisis estructural, esto considera desde la determinación de cada una de las secciones que componen el puente, la determinación de la carga vehicular que transitaba por estos al momento del falla, hasta la mejor manera de modelar estas estructuras con el fin de obtener resultados que representen la realidad de la estructura. Finalmente, el tercer gran bloque contempla el análisis estructural de los puentes, incluyendo la determinación de las cargas críticas y los modos de pandeo, así como la determinación del modo de falla y sus causas con base en los resultados analíticos obtenidos.

Respecto al primer gran bloque del proyecto, inicia con la recopilación de información existente sobre el colapso de las estructuras, esto por medio de fotografías existentes y reportajes de medios nacionales que dieron en su momento cobertura a estos sucesos. A partir del análisis de las fotografías proporcionadas por la Unidad de Puentes del LanammeUCR se realiza el análisis forense preliminar de las posibles causas de colapso de la estructura, estas serán posteriormente verificadas o descartadas de acuerdo a los resultados obtenidos del modelaje de la estructura.

El segundo bloque contempla el modelaje de los puentes Bailey bajo estudio, esto por medio del software de análisis estructural SAP 2000 de la empresa CSI (Computers & Structures, Inc), en dicha sección se determinarán las propiedades mecánicas, secciones y longitudes de cada uno de los distintos elementos que componen los puentes bajo estudio. Cabe recalcar que, a pesar de ser un mismo tipo de puente, existen algunas diferencias entre ellos. Dentro de este mismo bloque se determinará la carga vehicular que causó el colapso de los puentes, es decir se definirá información tal como modelo de cada uno de los vehículos que transitaban, cantidad, dimensiones tanto transversal y longitudinal de los ejes, capacidad y material que cargaba al momento del colapso.

Teniendo la carga vehicular que produjo la falla determinada, así como el modelaje de puentes de Bailey validada, se procede, en el tercer bloque, a determinar el modo de falla de los puentes con base en un análisis de la carga crítica y modos de pandeo, así como la capacidad de la cuerda superior en comparación con la demanda de fuerza axial y las causas de pérdida de estabilidad de los elementos estructurales.



Figura 3. Metodología a seguir

2. Marco teórico

2.1. Generalidades de los puentes Bailey

Los puentes son estructuras que se utilizan para permitir el paso o comunicación entre dos sitios que se encuentran separados por accidentes geográficos como cañones o cuerpos de agua, los cuales imposibilitarían o complicarían el traslado entre ambos.

De manera general, los puentes están formados por cuatro componentes, los cuales son: Superestructura, subestructura, accesorios y accesos. La superestructura se compone de elementos estructurales que se encuentran por encima de los apoyos o subestructura del puente, los cuales se encargan de soportar las cargas verticales y horizontales que sufre el puente por su servicio, así como el traslado de las mismas hacia los apoyos del mismo. Este se compone principalmente de elementos tales vigas, cerchas, arcos, sistema de suspensión, diafragmas, viguetas de piso, tablero, entre otros. Cabe recalcar que los elementos anteriormente mencionados pueden estar o no presente en una estructura, la existencia o no de estos dependerá del tipo de superestructura que posea el puente. (Castillo, 2020)

La superestructura de los puentes Bailey se pueden clasificar como de tipo cercha, la cual se caracteriza por poseer dos armaduras rígidas a ambos lados del mismo (Castillo, 2020), las cuales se encuentran formadas por perfiles de acero que trabajan a compresión o tensión, dependiendo de su ubicación y orientación. Además, estos se encuentran interconectadas entre sí mediante elementos de arriostramiento, diafragmas o el sistema de piso.

Dentro de los puentes con superestructura de tipo cercha, los puentes Bailey entran en la subcategoría de paso medio (Castillo, 2020), las cuales son similares a las cerchas de paso inferior, sin embargo, las cerchas pertenecientes a esta clasificación se diferencian por no poseer ningún tipo de arriostramiento superior.

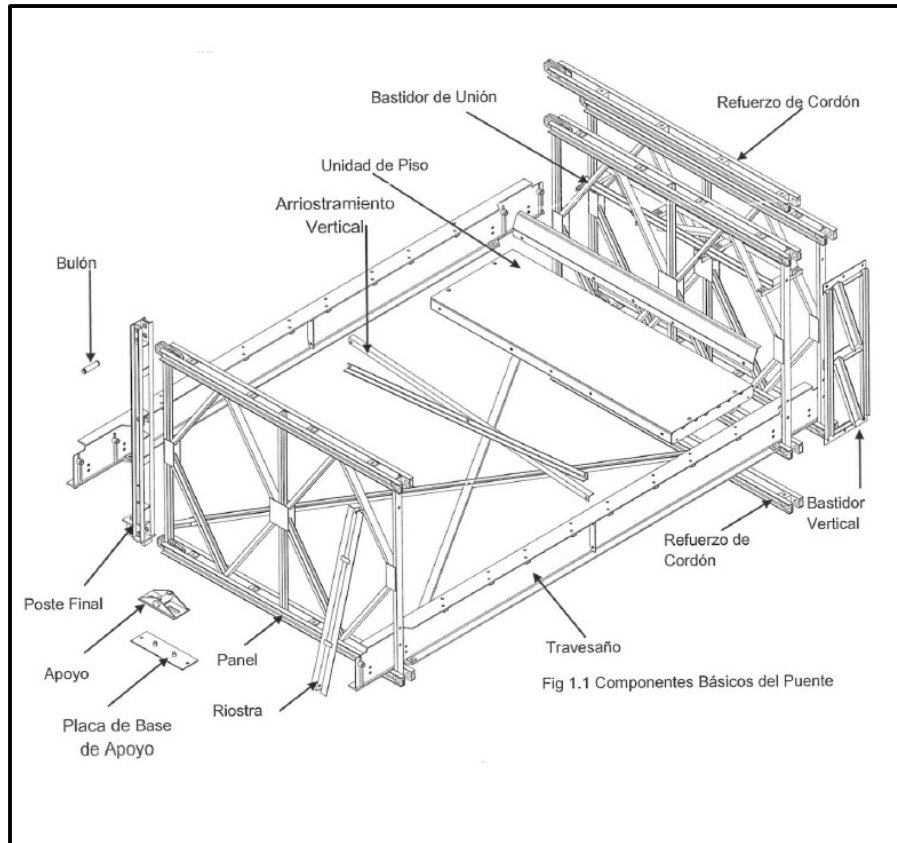


Figura 4. Estructura de un puente Bailey
Fuente: (Mabey Bridge, s.f.)

Los puentes Bailey son estructuras que como se componen de elementos metálicos para conformar las cerchas, los cuales se observan en la Figura 4. De manera general se puede comentar que estos puentes se encuentran conformados por paneles modulares, cada uno de los cuales posee una longitud de 3.048 metros. Estos paneles aportan la rigidez vertical a la estructura por medio de postes verticales en sus extremos y en el centro, estos se encuentran unidos a los elementos verticales y horizontales por medio de diagonales, formando "rombos" con las diagonales en cada uno de las subdivisiones, los elementos diagonales se pueden unir por medio de placas, lo cual será determinado si se requiere o no paneles de alta resistencia al corte, aumentando la cantidad de placas a utilizar.

Este tipo de puente a su vez posee riostras exteriores cuya función es el mantener la estabilidad de la cercha y prevenir el movimiento de estos hacia el interior del puente, y unen la viga diafragma a la cuerda superior de compresión. Este sistema es capaz de

construir puentes con longitudes desde los 15.24 metros hasta 60.96 metros, por medio de la unión de los paneles anteriormente mencionados.

2.2. Capacidad a compresión

El American Institute of Steel Construction (AISC) en la sección E3 del documento: Specification for Structural Steel Buildings (2010), define el procedimiento para el cálculo de la capacidad a compresión de elementos de acero.

La condición de apoyo en los extremos del elemento en análisis es un factor importante a considerar, pues la longitud no necesariamente será igual a la longitud geométrica de la viga, sino más bien la longitud existente entre puntos de inflexión, por lo que la longitud del elemento se multiplica por el factor "k" que sirve para realizar esta corrección.

La determinación del factor "k" se hace con base en la Figura 5, donde se consideran los datos pertenecientes a "Valor k teórico" y no los recomendados para diseño, esto pues el fin del presente estudio es encontrar la causa de colapso de las estructuras, no realizar el diseño del mismo.

La líneas punteadas muestran el modo de pandeo de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor de diseño recomendado cuando las condiciones ideales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Simbología para las condiciones de extremos	<ul style="list-style-type: none"> Rotación y traslación restringidas Rotación libre y traslación restringidas Rotación restringida y traslación libre Rotación y traslación libres 					

Figura 5. Determinación de factores de longitud de pandeo

Fuente: (AISC, 2010)

Modificado por: (Corrales, 2022)

Con base en los anterior y de acuerdo con la Especificación for Structural Steel Buildings de AISC (2010), el cálculo de la capacidad a compresión se realiza a través de las siguientes ecuaciones:

$$P_U = \phi * P_n = \phi * F_{CR} * A_g \quad (\text{Ecuación 1})$$

Donde:

- $\phi = 0.90$
- P_n = Carga nominal
- P_u = Carga última
- F_{CR} = Esfuerzo crítico de pandeo
- A_g = Área bruta

El valor de F_{cr} se determina en base a los siguientes dos casos:

- Caso 01:

$$\frac{k * L}{r} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ecuación 2})$$

Donde:

- k = constante de longitud efectiva
- E = Módulo de elasticidad
- F_y = Esfuerzo de fluencia
- r = Radio de giro

$$F_{CR} = \left(0.658 \frac{F_y}{E} \right) * F_y \quad (\text{Ecuación 3})$$

Donde:

- Caso 02:

$$\frac{k * L}{r} \geq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ecuación 4})$$

$$F_{CR} = 0.877 * F_e \quad (\text{Ecuación 5})$$

Donde el parámetro F_e se define de la siguiente manera:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * L}{r}\right)^2} \quad (\text{Ecuación 6})$$

2.3. Análisis de estabilidad

A la hora de realizar el análisis de una estructura, se debe valorar la importancia de incluir dentro del estudio la estabilidad de elementos estructurales críticos en el comportamiento del sistema. Muchas veces estos efectos son despreciables en el comportamiento estructural del sistema, sin embargo, en aquellos casos que sí tienen un alto grado de importancia en la respuesta del sistema, debe ser considerado porque reduce la capacidad estructural de los elementos que se ven afectados por este efecto, en estos casos ignorar este efecto resultaría en estructuras con una sobreestimación de su capacidad y por tanto no seguras.

El concepto de la estabilidad de un sistema se puede ejemplificar por medio del análisis de tres estados de una esfera sobre una superficie, esto se muestra en la Figura 6. Donde en el caso "a)" la esfera se ubica sobre una superficie cóncava, para realizar un desplazamiento de la esfera hacia cualquier lado, se requiere la aplicación de trabajo y por tanto un aumento de la energía potencial del sistema, se considera que la esfera está en un equilibrio estable. En el caso "b)" la superficie bajo la esfera es plana y se puede dar el desplazamiento de la esfera sin necesidad de trabajo en el sistema, en este caso el estado se considera como

equilibrio neutral. Finalmente, en el "c)" la superficie es convexa y cualquier desplazamiento de la esfera provocará su movimiento, disminuyendo a su vez la energía potencial del sistema, este caso se denomina equilibrio inestable. (McGuire, et. al., 1999)

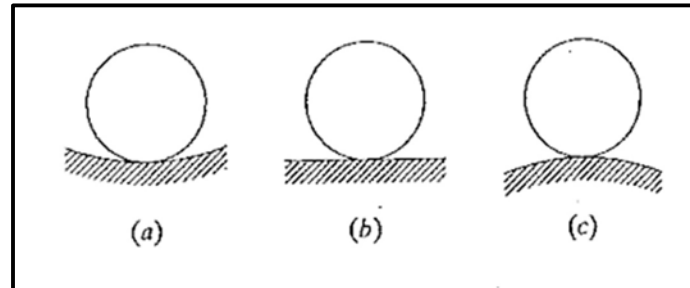


Figura 6. Estado de equilibrio de una esfera
Fuente: (McGuire, et. al., 1999)

Lo anterior se puede resumir mediante la siguiente ecuación (McGuire, et. al., 1999):

$$\Pi = U + V \quad (\text{Ecuación 7})$$

Donde:

- Π representa la energía potencial del sistema
- U representa la energía por deformaciones
- V representan las cargas aplicadas

$$\frac{d^2\Pi}{d\theta^2} > 0 : \text{El sistema es estable}$$

$$\frac{d^2\Pi}{d\theta^2} = 0 : \text{El sistema es neutral}$$

$$\frac{d^2\Pi}{d\theta^2} < 0 : \text{El sistema es inestable}$$

Esto en términos de trabajo virtual y un sistema de cuerpos deformables, se muestra en la ecuación 8, donde el trabajo virtual interno corresponde al cambio que se da en el elemento al pasar de un estado de equilibrio a uno definida por infinitesimales desplazamientos

virtuales, mientras que el trabajo virtual externo es el cambio en energía potencial por las cargas aplicadas. (McGuire, et. al., 1999)

$$\delta W = \delta W_{int} - \delta W_{ext} \quad (\text{Ecuación 8})$$

2.3.1. Análisis de pandeo elástico de Euler

Para este tipo de análisis se utiliza la ecuación de Leonhard Euler, desarrollada en el año 1757, la cual predice la carga máxima que es capaz de soportar una columna antes de que en esta se den esfuerzos de flexión que generen el pandeo de la misma. (Salas, 2020)

Dicha ecuación considera que el material de la columna es homogéneo y este se comporta de acuerdo a la Ley de Hooke, es decir se asume una relación entre el esfuerzo y deformación lineal, propio del rango elástico, esto hasta llegar al valor de esfuerzo de fluencia del material. Geométricamente, la columna se encuentra completamente recta y su sección es constante a todo lo largo. Finalmente, en términos de cargas, esta considera únicamente la aplicación de una carga axial en compresión en su centroide, es decir no se consideran cargas transversales. (Salas, 2020)

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{(k l_u)^2} \quad (\text{Ecuación 9})$$

Donde:

- E = Módulo de Elasticidad del material
- I = Inercia de la sección en cuestión
- k = constante de longitud efectiva
- l_u = longitud libre

2.3.2. No linealidad geométrica y análisis de la carga crítica

La resistencia de un elemento estructural está dictada por dos factores: falla del material o inestabilidad del elemento. El primero de estos se encuentra relacionado al límite de capacidad del material, mientras que el segundo obedece a un estado del elemento que pequeñas variaciones de la carga aplicada, ocasiona importantes desplazamientos geométricos. Para considerar lo segundo dentro del análisis, es necesario realizar cálculos que incorporen los efectos de segundo orden. (Sánchez, 2009)

Es importante señalar que el presente análisis se diferencia del caso anterior pues en el análisis lineal se considera una condición no deformada de la columna, lo cual aplicable a la realidad siempre y cuando las deformaciones que el elemento sufra sean muy pequeñas, lo cual permite que se consideren como despreciables dentro del análisis. (Sánchez, 2009)

Para el caso de las estructuras en estudio y con el fin de hacer un análisis del elemento que asemeje fielmente a la realidad, es necesario incorporar dentro del estudio la influencia de los efectos de segundo orden sobre el comportamiento de la columna/estructura, para realizar lo anterior es necesario plantear el equilibrio desde la posición deformada. (Sánchez, 2009)

En la tesis de maestría titulada "Aplicación del análisis de estabilidad al diseño de estructuras de acero" (Sánchez, 2009), define los siguientes niveles de análisis para el efecto de no-linealidad geométrica.

1. Análisis elástico de la carga crítica: Busca definir para una estructura en específico, las cargas críticas y sus formas de pandeo, sin embargo, dentro del análisis no se considera la posición deformada de la estructura. Esto significa que la matriz de rigidez elástica (K_e) se mantiene constante a lo largo de todo el proceso, mientras que la matriz de rigidez geométrica se determina de acuerdo al estado de esfuerzos al que está sometido el elemento (Sánchez, 2009)
2. Análisis elástico de segundo orden: Este segundo procedimiento considera la posición de la columna durante la totalidad del análisis, esto para realizar el recálculo de las matrices de rigidez elástica (K_e) y de rigidez geométrica (K_g), dicha proceso se repite a medida en que el elemento va sufriendo las deformaciones. Este análisis posee la ventaja de que, al estar haciendo un recálculo de la posición en función de

la carga, es posible hacer un estudio del efecto de la carga en la posición de la columna. (Sánchez, 2009)

En la Figura 7 se muestran los diferentes niveles de análisis que se puede realizar en un elemento en específico, de este se pueden identificar tres categorías, las cuales son:

- **Análisis elástico de primer grado:** Se observa en la gráfica que corresponde a una línea recta, es decir se considera en todo momento un comportamiento lineal del material
- **Análisis elástico de segundo orden:** Este caso de análisis considera un comportamiento lineal del material y la estabilidad del mismo, lo cual va a depender de su condición de apoyo y geometría. A diferencia del caso anterior este se muestra como una línea curva que posee una asíntota horizontal la cual corresponde a la carga crítica de pandeo
- **Análisis inelástico de segundo orden:** En su análisis se toma en consideración el comportamiento no lineal del material y la estabilidad del mismo. Este caso también posee una asíntota horizontal que dicta la carga máxima que puede tomar el elemento y debido a la inclusión del comportamiento no lineal del material, la carga máxima que el elemento puede tomar será menor que el caso anterior

A la hora de realizar un análisis de una estructura o elemento, rara vez se realiza la modelación de la no linealidad geométrica y del material, sino que, dependiendo del caso en análisis, se selecciona una de las dos que represente de mejor manera el problema. (McGuire, et. al., 1999)

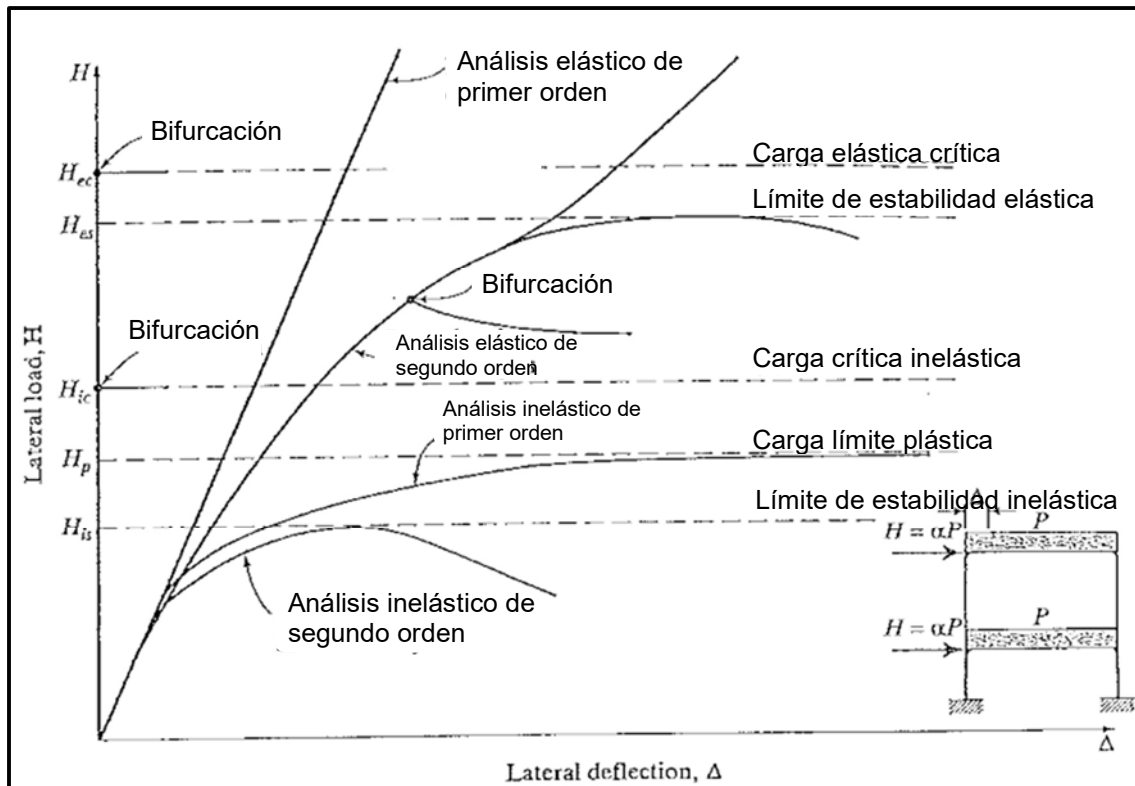


Figura 7. Niveles de análisis de una estructura

Fuente: (McGuire, et. al., 1999)

Modificado por: (Corrales, 2022)

2.3.2.1. Análisis de carga crítica elástica de primer orden (vía matricial o método de rigidez directa)

La carga elástica crítica se determina a partir de un modelo elástico idealizado de la estructura y el propio análisis da como resultado la forma que tome el sistema cuando se sobrepasa la carga crítica (McGuire, et. al., 1999)

Para incorporar dentro del análisis la variación de la posición de la columna durante el proceso de carga por un efecto de pandeo, es necesario la determinación de dos matrices, la primera de estas corresponde una matriz de rigidez elástica, denominada como K_e , dicha matriz tiene la función de caracterizar el sistema estructural, además es independiente de las cargas a las que este sometido el sistema. La segunda de estas matrices corresponde la de rigidez geométrica, denominada como K_g , esta sí responde a las cargas a las que se encuentra sometido el sistema. Las matrices mencionadas se muestran en la Figura 8 para el caso de la matriz de rigidez elástica y en la Figura 9 la matriz de rigidez geométrica, para

un elemento tipo barra de 6 grados de libertad en plano, estas se combinan para formar una matriz de rigidez total que se define de la siguiente manera: (Sánchez, 2009)

$$[K] = [K_e] - [K_g] \quad (\text{Ecuación 10})$$

Donde:

- K_e = Matriz elástica
- K_g = Matriz geométrica

$$[k_e]_{1,2} = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & -\frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ & & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ & & & \frac{AE}{L} & 0 & 0 \\ & \text{sim} & & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ & & & & & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

Figura 8. Matriz de rigidez elástica
Fuente: (Sánchez, 2009)

$$[K_g] = \frac{N_o}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6}{5} & \frac{L}{10} & 0 & -\frac{6}{5} & \frac{L}{10} \\ 0 & \frac{L}{10} & \frac{2L^2}{15} & 0 & -\frac{L}{10} & -\frac{L^2}{30} \\ -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6}{5} & -\frac{L}{10} & 0 & \frac{6}{5} & -\frac{L}{10} \\ 0 & \frac{L}{10} & -\frac{L^2}{30} & 0 & -\frac{L}{10} & \frac{2L^2}{15} \end{bmatrix}$$

sim

Figura 9. Matriz de rigidez geométrica
Fuente: (Sánchez, 2009)

Para la determinación de las cargas críticas de pandeo, las matrices anteriores se combinan con los vectores $\{P\}$ y $\{q\}$, el primero de estos contiene factores de multiplicación de la carga de modo que se obtenga la crítica, el segundo responde a los desplazamientos de los grados de libertad del elemento en estudio, de esta forma se genera un planteamiento que toma en cuenta la relación existente entre las fuerzas externas que actúan y la deformación sufrida por el elemento. Las ecuaciones que se emplean para este análisis, se muestran a continuación: (Sánchez, 2009)

El problema de estabilidad se define de la siguiente manera:

$$([K_e] - \{P\} * [K_g]) * \{q\} = 0 \quad (\text{Ecuación 11})$$

Donde:

- P = Factores de las cargas críticas de pandeo
- q = Vector de desplazamientos

Finalmente, la carga crítica se obtiene resolviendo el problema de valores y vectores propios:

$$\| [K_e] - \{P\} * [K_g] \| = 0 \quad (\text{Ecuación 12})$$

2.3.2.2. Análisis de pandeo de segundo orden (no lineal geométrica)

El efecto P-Delta se utiliza para representar la inestabilidad que se genera en un sistema conforme se va cargando un sistema, lo cual genera deformaciones o desplazamientos en el sistema por la excentricidad en la aplicación de la carga.

El análisis de segundo orden elástico toma en consideración los efectos de deformaciones y desplazamientos finitos que sufre el sistema para la formulación de las ecuaciones de equilibrio, este tipo de análisis permite representar efectos que generan pérdidas de estabilidad en el sistema tales como el efecto P-Delta. Esto se resume por medio de la siguiente ecuación, dónde el vector $[d\Delta]$ corresponde al vector de desplazamiento que se da en la estructura por la aplicación de la carga, por su parte la matriz $[K_g]$ toma en consideración la variación en la rigidez del sistema por los desplazamientos. (McGuire, et. al., 1999)

$$[K_e + K_g][d\Delta] = \{dP\} \quad (\text{Ecuación 13})$$

Una de las maneras para la solución de la ecuación es por medio de la ecuación de Euler o un simple paso, para el cual la matriz de rigidez se formula de acuerdo a una serie de condiciones iniciales, tales como fuerzas, cargas y desplazamientos de la estructura y se hace la solución para este sistema. A partir de los resultados que se obtienen, se definen nuevas condiciones de entrada para la ecuación y se repite el proceso. Debido a que no se hace una revisión de las cargas externas y fuerzas internas, la curva de respuesta obtenida puede variar de la real, esto se muestra en la Figura 10. (McGuire, et. al., 1999)

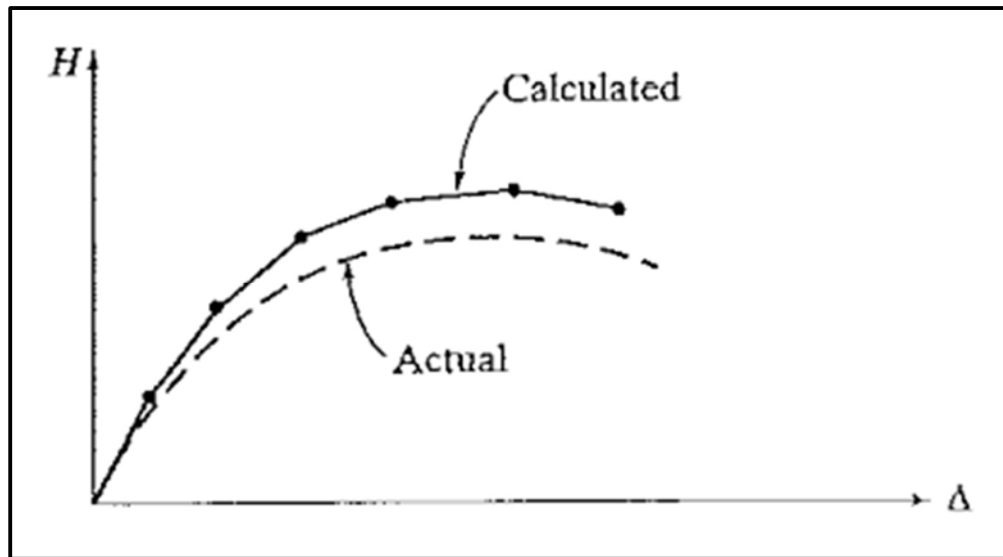


Figura 10. Curvas de respuesta de una estructura
Fuente: (McGuire, et. al., 1999)

La solución de los sistemas de un simple paso emplea una estrategia que es análoga con la solución de sistemas ecuaciones diferenciales lineales o no lineales por medio del método de Runge-Kutta, esto por medio de la ecuación siguiente, donde $\{\Delta_i\}$ y $\{\Delta_{i-1}\}$ corresponden a los desplazamientos del sistema por el la carga actual y anterior, respectivamente. (McGuire, et. al., 1999)

$$\{\Delta_i\} = \{\Delta_{i-1}\} + \{d\Delta_i\} \quad (\text{Ecuación 14})$$

2.4. Ejemplo de análisis de estabilidad de una columna bajo esfuerzos de compresión

Para el desarrollo de la presente sección se modeló una columna metálica en el programa de análisis estructural SAP2000 con la sección transversal de la cuerda superior a compresión de los puentes Bailey. Esto con el fin de obtener una primera aproximación sobre los efectos de la longitud libre en el análisis de pandeo, así como comparar los resultados obtenidos por la fórmula de Euler, fórmula de AISC, por carga crítica de pandeo vía análisis matricial, y por análisis de segundo orden (Efectos P-Delta).

La columna fue modelada con un empotramiento en su nodo inferior y con su nodo superior libre, en el nodo superior fue donde se aplicaron las cargas externas correspondientes a una carga vertical y lateral, donde la lateral corresponde a 5% de la carga vertical, el diagrama de cómo se realizó el modelaje se muestra en la Figura 11. Se consideraron tres diferentes escenarios para la longitud libre de la columna: el primero es con la mitad de la longitud total de los puentes en estudio, es decir una longitud aproximada de 18.30 metros. Se consideró de esta manera debido al modo de falla del puente sobre el Río Balsa, cuya cuerda superior sufrió un pandeo que se determinó preliminarmente como global, que se extiende de extremo a extremo del puente. Posteriormente esta longitud se fue reduciendo hasta llegar a la longitud de 3.048 metros, correspondiente a la longitud de un panel, esto con el fin de tener una mejor comprensión de la variación de capacidad de carga última de la columna en función de la longitud libre de pandeo de la misma.

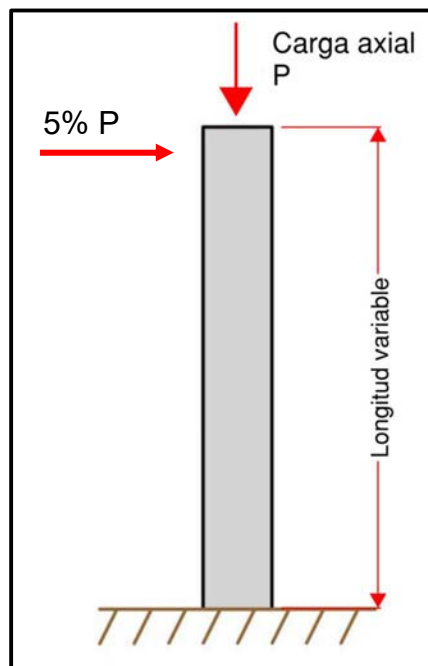


Figura 11. Diagrama de cuerpo libre para análisis de estabilidad

En el Cuadro 1 se muestran los resultados de la aplicación de estos métodos para longitudes distintas: 3.048 metros. Se encontró un porcentaje de variación del 19% para el caso de la metodología del AISC y de un 2% al utilizar la fórmula de Euler, esto considerando como valor de referencia el obtenido por el valor de carga crítica elástica.

2.4.1. Comportamiento de los métodos de análisis

Con el fin de mostrar gráficamente el comportamiento del elemento esforzado conforme se aumenta la carga, se presenta la Figura 12, en estas se observa la variabilidad de la deformación de cada columna conforme la carga aumenta hasta llegar a valores cercanos a la carga crítica.

Para el caso lineal, se observa que la deformación aumenta de manera proporcional al incremento de carga, es decir no posee cambios de pendientes en su tramo, lo cual concuerda con la teoría, pues la definición de la pendiente de esta línea depende únicamente de la rigidez del elemento.

Respecto a los casos no lineales, es decir las gráficas de los efectos P-Delta, posee un inicio similar al caso lineal, sin embargo, alrededor del porcentaje de carga crítica entre 40-50%, es cuando se desvía del comportamiento rectilíneo mencionado y comienza a exhibir un comportamiento no lineal, presentando valores de deformación considerablemente mayores que en el caso lineal.

La normalización de la carga se realizó utilizando como referencia la carga crítica obtenida por medio del programa de análisis estructural, se muestra también el valor de carga crítica calculada por medio de la fórmula de Euler, dichos valores se encuentran en el Cuadro 1, para la longitud de 3.048 metros.

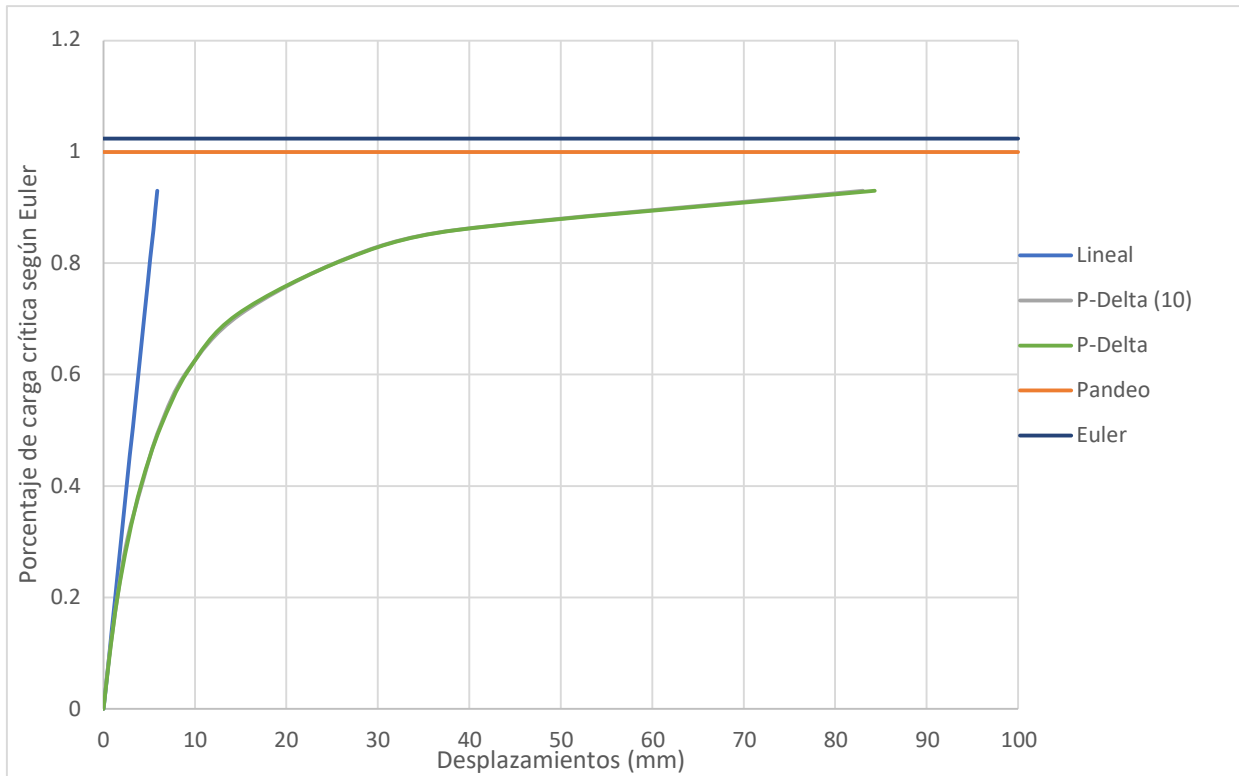


Figura 12. Variación del desplazamiento respecto a carga. Longitud: 3.048 metros

Cuadro 1. Cálculo de carga crítica utilizando distintas metodologías. Longitud: 3.048 metros

Carga de pandeo		Long [m]	3.05
	Carga crítica elástica	AISC	Carga crítica de Euler
Valor [ton]	98.86	79.92	101.26
% diferencia	-	19%	2%

3. Análisis de las fallas de los puentes en estudio con base en su registro fotográfico

En la presente sección se realizará una revisión y análisis del registro fotográfico existente de los accidentes ocurridos en cada uno de los puentes en estudio, es decir el puente sobre el Río Balsa-Santa Clara y el puente sobre el Río Cataratas. Las fotografías fueron obtenidas de la visita de funcionarios de la Unidad de Puentes de LanammeUCR posterior al colapso de cada una de las estructuras, a partir de este análisis se buscará determinar lo siguiente:

- Estado general de la estructura: Esto será únicamente para los puentes en su condición posterior al colapso, la razón de esto es que no se posee registro fotográfico de los mismos antes de que sucediera el fallo
- Análisis del modo de falla
- Cuadro comparativo de los modos de falla entre los dos puentes sujetos al estudio

3.1. Puente sobre el Río Balsa - Santa Clara

3.1.1. Estado de la estructura

Se iniciará con el análisis del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara, es importante recalcar que no se tiene evidencia del estado de la estructura previo al colapso, lo que imposibilita realizar una revisión de la estructura para comprobar si esta poseía deformaciones previas que pudiera propiciar o favorecer la inestabilidad del puente.

Del registro fotográfico se determina lo siguiente:

- La estructura no posee ningún tipo de fundación o excavación que le otorgue una conexión adecuada al suelo, tampoco se observa el patín típico de apoyo de este tipo de estructuras, sino que la estructura se encuentra simplemente apoyada sobre la superficie del suelo. La razón de la existencia de este patín es que no fuera colocado del todo o que funcionarios del MOPT o CONAVI lo removieron para evitar que fuera robado.
- La carretera que llega al puente se considera como el único elemento que otorga confinamiento o restricción lateral de la estructura, tampoco existen ningún elemento que tenga la función de junta de unión entre ambos.

- Existe una pérdida de conectividad entre el elemento vertical y la viga travesaño, lo que favorece que estos elementos se desplacen libremente y queden fuera de posición

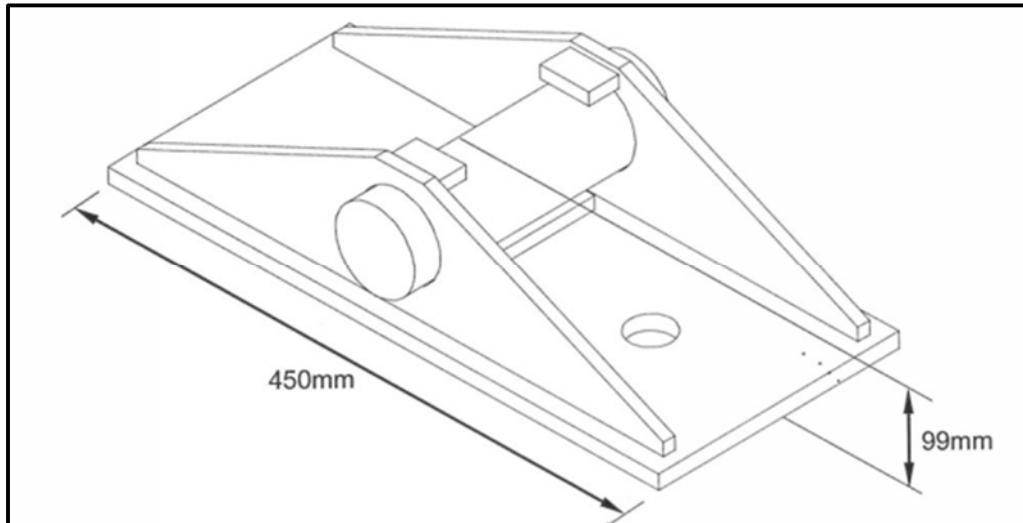


Figura 13. Condición de apoyo: Puente Bailey tipo Mabey
Fuente: (Mabey Bridge, s.f.)



Figura 14. Terreno sobre el que se encontraba el puente sobre el Río Balsa – Santa Clara
Fuente: (LanammeUCR, 2018)



Figura 15. Sección de estructura del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara que se apoya sobre el terreno.

Fuente: (LanammeUCR, 2018)



Figura 16. Vista general del modo de pandeo del puente sobre Río Balsa – Santa Clara. Tomada desde el lado exterior de las cerchas

Fuente: (LanammeUCR, 2018)



Figura 17. Vista general del modo de pandeo del puente sobre Río Balsa – Santa Clara. Tomada desde la superficie de rodamiento
Fuente: (LanammeUCR, 2018)



Figura 18. Vista general del modo de pandeo del puente sobre Río Balsa– Santa Clara. Tomada desde un costado
Fuente: (LanammeUCR, 2018)



Figura 19. Vista general del modo de pandeo y levantamiento de fundaciones del puente sobre Río Balsa – Santa Clara. Tomada desde la superficie de rodamiento
Fuente: (LanammeUCR, 2018)



Figura 20. Deterioro de la estructura del Río Balsa – Santa Clara
Fuente: (LanammeUCR, 2018)



Figura 21. Desplazamiento de la viga travesaño del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara
Fuente: (LanammeUCR, 2018)



Figura 22. Desplazamiento de vertical respecto a viga travesaño del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara
Fuente: (LanammeUCR, 2018)



Figura 23. Ubicación final de viga travesaño del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara
Fuente: (LanammeJCR, 2018)

3.1.2. Análisis del modo de falla

A partir del registro fotográfico anterior es posible tener una mejor idea del modo de falla del puente bajo análisis. En la Figura 16, Figura 17, Figura 18 y Figura 19 es posible observar el estado de la cuerda superior posterior al colapso, el pandeo que sufre este elemento es de aproximadamente la longitud total del puente, exceptuando los paneles extremos, es decir corresponde a unos 10 paneles, equivalente a aproximadamente 30 metros de longitud, mientras que la longitud total del puente es de aproximadamente 36 metros o 12 paneles, es por esto que se considera que el pandeo sufrido fue global.

En las figuras restantes de la sección, se muestran deterioros de la estructura posterior al colapso, de esto la consideración más importante a tomar es el efecto de desplazamiento que sufre la viga travesaño respecto a la cuerda inferior y a la columna o elemento vertical. Lo cual se observa en la Figura 21 y Figura 22, donde se puede notar que el perno que conecta ambos elementos, se encuentra fuera de posición, provocando la pérdida de estabilidad de la estructura.

El modo de falla se atribuye principalmente a la separación que se dio en las conexiones entre los elementos verticales y las vigas travesaño. Al fracturarse el perno de unión entre ambos elementos estructurales, se dio la pérdida de rigidez de la estructura y por tanto su colapso. Dicho efecto fue el causante de que la cuerda superior tuviera una longitud de pandeo extensa. El desplazamiento de la viga travesaño que causó la falla del puente se muestra en la Figura 21, donde el agujero de la viga travesaño y el vertical que se debería unir se encuentran desfasados, esto se observa también en la Figura 22 desde una vista transversal.

Algunos factores adicionales que pudieron favorecer a que sucediera la falla anterior, son: deterioro de la estructura y sus conexiones, lo cual se relaciona directamente con un mantenimiento nulo o inadecuado de la estructura, así como errores constructivos, por la posibilidad de que los pernos de unión no hayan sido colocados y fijados correctamente o que estos se ubicaran en el lugar incorrecto, lo anterior no puede verificarse por la limitante de que la falla se dio varios años atrás, lo que imposibilita realizar una inspección.

3.2. Puente sobre el Río Cataratas

3.2.1. Estado de la estructura

Respecto al colapso sobre del puente sobre el Río Cataratas, es importante señalar que, al igual que en el caso anterior, no se tiene evidencia del estado de la estructura previo al colapso, lo que imposibilita realizar una revisión de la estructura para comprobar si esta poseía deformaciones previas que pudiera propiciar o favorecer la inestabilidad del puente.

Del registro fotográfico se determina lo siguiente:

- La estructura no posee ningún tipo de fundación o excavación que le otorgue una conexión adecuada al suelo, tampoco se observa el patín típico de apoyo de este tipo de estructuras, sino que la estructura se encuentra simplemente apoyada sobre la superficie del suelo. La razón de la existencia de este patín es que no fuera colocado del todo o que funcionarios del MOPT o CONAVI lo removieron para evitar que fuera robado.

- La carretera que llega al puente se considera como el único elemento que otorga confinamiento o restricción lateral de la estructura, tampoco existen ningún elemento que tenga la función de junta de unión entre ambos.
- De un lado del puente, se observan fracturas en el alma de la viga travesaño por la acción de las riostras exteriores a tensión, mientras que en el lado opuesto se da el pandeo de las riostras por los esfuerzos a compresión



Figura 24. Vista lateral del levantamiento del extremo del puente sobre el Río Cataratas
Fuente: (LanammeUCR, 2015)



Figura 25. Vista transversal del levantamiento del extremo del puente sobre el Río Cataratas
Fuente: (LanammeUCR, 2015)



Figura 26. Vista general del modo de falla del puente sobre Río Cataratas. Vista lateral
Fuente: (LanammeUCR, 2015)



Figura 27. Vista general del modo de falla del puente sobre el Río Cataratas. Visto desde lo interno del puente
Fuente: (LanammeUCR, 2015)



Figura 28. Falla local de la cuerda superior del puente sobre el Río Cataratas
Fuente: (LanammeUCR, 2015)



Figura 29. Fractura de la viga travesaño en conexión con la riostra exterior, puente sobre el Río Cataratas
Fuente: (LanammeUCR, 2015)



Figura 30. Pandeo de las riostras exteriores por compresión del puente sobre el Río Cataratas
Fuente: (LanammeUCR, 2015)



Figura 31. Acercamiento de la fractura de la viga travesaño, puente sobre Río Cataratas
Fuente: (LanammeUCRUCR, 2015)



Figura 32. Agujero generado en la viga travesaño, puente sobre el Río Cataratas
Fuente: (LanammeUCR, 2015)



Figura 33. Distinta conexión de las riostras exteriores del puente sobre el Río Cataratas
Fuente: (LanammeUCR, 2015)



Figura 34. Deterioro de la estructura del puente sobre el Río Cataratas
Fuente: (LanammeUCR, 2015)

3.2.2. Análisis del modo de falla

Desde la Figura 26 hasta la Figura 28 se muestra el estado de la cuerda superior posterior al colapso, en este caso no se dio un pandeo total de la estructura como en el caso anterior, sino que más bien se da de manera concentrada en un panel específico.

Una diferencia notoria respecto al caso anterior es que existe una rotación del puente por un efecto de torsión, dicho efecto será explicado posteriormente.

La falla del puente se debe a las fuerzas de compresión que se produjeron en la cuerda superior por el paso de los dos vehículos pesados, la cual sobrepasó la capacidad a compresión de la cuerda superior, a partir de esto ocurrió el pandeo de la cuerda superior y se generó un desplazamiento de la misma. Como consecuencia del desplazamiento de este elemento, se produce la falla del sistema de riostras exteriores de la siguiente manera: de un costado se generan esfuerzos de tensión que provoca la fractura de la conexión con la viga travesaño, mientras que en el lado opuesto se presenta un pandeo de la riostra por compresión.


Las figuras restantes muestran el estado y geometría de la estructura posterior al colapso, en la Figura 31 y Figura 32 se observa la ruptura por cortante sufrida en la viga travesaño

por esfuerzos de la riostra exterior, mientras que en la Figura 33 muestra la riostra exterior fuera de su ubicación inicial, por rompimiento de los pernos de unión entre ambos elementos.



El efecto anterior afecta también a los paneles subsecuentes que sufren pandeo, sin embargo, la causa de estos es por el rompimiento de conexión entre la riostra exterior y la viga travesaño, que provoca que el pandeo concentrado se extienda más de un panel.

3.3. Cuadro comparativo entre las fotografías forenses de la falla

Cuadro 2. Análisis comparativo del modo de falla de los puentes sobre el Río Balsa-Santa Clara y Cataratas

Efecto	Puente	
	Río Balsa-Santa Clara	Río Cataratas
Causa de colapso de la estructura	 <p>Figura 35. Causa de colapso de la estructura, Río Balsa Santa Clara Fuente: (LanammeUCR, 2018)</p> <p>Se presenta la pérdida de la conexión entre la viga travesaño y el vertical, provocando desplazamientos entre ambos elementos y la pérdida de rigidez de la sección transversal</p>	 <p>Figura 36. Causa de colapso de la estructura, Río Cataratas Fuente: (LanammeUCR, 2015)</p> <p>Se excede la capacidad a compresión de la sección de la cuerda superior en un panel en específico cerca del centro del puente, lo cual genera su pandeo y subsecuentemente la fractura de la conexión entre la riostra exterior y la viga travesaño</p>

Cuadro 2. Análisis comparativo del modo de falla de los puentes sobre el Río Balsa-Santa Clara y Cataratas

Efecto	Puente	
	Río Balsa-Santa Clara	Río Cataratas
Longitud de pandeo	 <p>Figura 37. Longitud de pandeo de la estructura, Río Balsa-Santa Clara Fuente: (LanammeUCR, 2018)</p> <p>Se estima una longitud de aproximadamente 30 metros, correspondiente a 10 paneles, se deja únicamente por fuera los paneles exteriores</p>	 <p>Figura 38. Longitud de pandeo de la estructura, Río Cataratas Fuente: (LanammeUCR, 2015)</p> <p>Se estima una longitud de aproximadamente 3 metros, correspondiente a un único panel, cabe recalcar que en el modo de pandeo se observa que paneles subsecuentes también sufrieron pandeo, sin embargo, esto se relaciona más a la falla de las riostras exteriores, de manera posterior a la falla inicial</p>

Cuadro 2. Análisis comparativo del modo de falla de los puentes sobre el Río Balsa-Santa Clara y Cataratas

Efecto	Puente	
	Río Balsa-Santa Clara	Río Cataratas
Comportamiento de riostras exteriores	 <p>Figura 39. Comportamiento de riostras exteriores, Río Balsa – Santa Clara Fuente: (LanammeUCR, 2018)</p> <p>Las riostras exteriores se mantienen en su posición posterior al colapso, no se da una fractura de los elementos ni de sus conexiones</p>	 <p>Figura 40. Comportamiento de riostras exteriores, Río Cataratas Fuente: (LanammeUCR, 2015)</p> <p>Las riostras exteriores sufren fracturas en las conexiones con el alma de la viga travesaño, ya sea por rompimiento de la propia alma o del perno de unión entre ambos elementos</p>

Cuadro 2. Análisis comparativo del modo de falla de los puentes sobre el Río Balsa-Santa Clara y Cataratas

Efecto	Puente	
	Río Balsa-Santa Clara	Río Cataratas
Aparición de efecto torsional	 <p>Figura 41. Sección transversal del puente, Río Balsa-Santa Clara Fuente: (LanammeUCR, 2018)</p> <p>No se da un efecto torsional pues se pierde la geometría de la sección de la sección transversal, provocando a su vez la pérdida de su rigidez y evitando la torsión</p>	 <p>Figura 42. Sección transversal bajo efecto de torsión, Río Cataratas Fuente: (LanammeUCR, 2015)</p> <p>La sección transversal del puente no sufre variaciones, por lo que este conserva su rigidez. El efecto torsional se debe a la asimetría de la carga, que, al recostarse hacia uno de los lados del puente, genera el efecto torsional</p>

Al comparar las fotografías forenses de la falla de ambos puentes, se nota que una diferencia importante en sus modos de falla respectivos es el comportamiento de la cuerda superior, para el caso del puente sobre el Río Balsa – Santa Clara la longitud de pandeo es de 10 paneles, lo cual se traduce en una menor capacidad de carga. Por su parte, el caso del puente sobre el Río Cataratas la longitud de pandeo corresponde la de un panel y se traduce en una mayor capacidad de carga, lo anterior concuerda con la carga vehicular de colapso de cada uno de los puentes.

Una segunda diferencia es el comportamiento de las riostras exteriores, en el puente sobre el río Cataratas la pérdida de capacidad de la cuerda superior de compresión en un panel dado provocó que se generaran de un lado esfuerzos de tensión que desencadenó la fractura en la zona de unión entre las riostras exteriores y la viga travesaño, mientras que en el lado opuesto se dieron esfuerzos de compresión que provocaron su pandeo. En el puente sobre el río Balsa – Santa Clara no se dio esta fractura entre elementos a pesar de la existencia del pandeo, pues sucedió un desplazamiento lateral de la viga travesaño respecto a la posición inicial y al resto de elementos, este tipo de falla se debe a factores tales como uso de pernos con capacidad insuficiente, deterioro o errores constructivos como no haberlos colocados o de manera incorrecta lo que provocara su pérdida a lo largo del tiempo, sin embargo, con la información existente no es posible discriminar cuál de estos factores fue el determinante para que se diera el fallo.

Algo importante a señalar es que, en ambos puentes, se da la falla en elementos bajo esfuerzos de tensión y específicamente en las conexiones, ya sea en el alma de la viga travesaño o en los pernos de conexión entre elementos, por lo que es posible asegurar que la capacidad de estas conexiones es considerablemente menor que la de la sección utilizada y se recomienda realizar estudios sobre la capacidad de estas conexiones mediante análisis más avanzados como el método de elementos finitos.

Los hallazgos realizados en la presente sección sirven para tener una mejor idea del comportamiento y modo de falla, así como generar una hipótesis de las causas de colapso de las estructuras, las cuales serán evaluadas y comprobadas en los capítulos posteriores del presente documento.

4. Determinación del modelo de carga vehicular

4.1. Carga vehicular

La carga vehicular que se utiliza en el análisis se definió de acuerdo a la información que se logró recuperar e inferir de los vehículos que causaron los accidentes en cada uno de los puentes. La forma como se accedieron o se infirieron sobre estas propiedades vehiculares se explica a continuación:

- El modelo de vehículo se obtuvo a partir de consultas de vehículos en el Registro Nacional, utilizando las placas de los vehículos en el accidente
- Capacidad de carga del vehículo
 - Río Balsa-Santa Clara: Por medio de una entrevista vía llamada telefónica a la empresa responsable del vehículo
 - Río Cataratas: No fue posible realizar lo mismo que para el vehículo del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara, por lo que se hizo la consulta a una empresa con un camión de un modelo similar
- La distancia entre ejes de los vehículos se halló de la siguiente manera:
 - Río Balsa-Santa Clara: Por medio de mediciones sobre las fotografías existentes del accidente
 - Río Cataratas: Debido a que no se obtuvo una buena foto del vehículo causante del accidente, su determinación se hizo con base en un camión con características similares
- El material de carga al momento del accidente se definió de la siguiente manera:
 - Río Balsa: Se utilizó el reportaje "Vagoneta y carro caen dentro de río al quebrarse puente por el que pasaban" (Chinchilla, 2018) del periódico La Teja sobre el accidente, en dicho reportaje se menciona que el material que transportaba el camión al momento de cruzar el puente era agregado fino. Debido a que la empresa no poseía información del tipo de material que transportaba y sus propiedades físicas, se adoptó una densidad promedio de 1600 kg/m^3 para el material
 - Río Cataratas: Se identificó que el material que transportaban los camiones era asfalto. La densidad del material se definió en base a lo definido en el Manual de Inspección de Puentes (MOPT, 2007).

El Cuadro 3 presenta resumen de las propiedades de los vehículos que transitaban por cada uno de los puentes al momento de su falla.

Cuadro 3. Resumen de propiedades de vehículos de cada vehículo

Factor	Río Balsa	Río Cataratas
Fabricante ^a	Volvo	Mack
Modelo ^a	FM480	RD690S
Ejes	8x4	8x4
Capacidad [m ³] ^b	10	15
Material carga	Agregado fino ^c	Asfalto
Densidad material [kg/m ³]	1600	1910 ^d
Peso vehículo carga[kg]	29000	26600
Peso materiales [kg]	16000	28650
Peso automovil [kg]	2900	-

^a según consulta a Registro Nacional

^b dato obtenido mediante entrevista telefónica

^c Obtenido de reportaje: Vagoneta y carro caen dentro de río al quebrarse (Chinchilla, 2018)

^d Obtenido de: Manual de Inspección de Puentes (MOPT,2007)



Figura 43. Asfalto que cargaban los vehículos al momento del colapso. Río Cataratas
Fuente: (LanammeUCR, 2015)

Cuadro 4. Determinación de cargas y cantidad de vehículos, puente sobre el Río Balsa- Santa Clara

Modelo	Cantidad	Peso [ton]
Automovil	1	2.9
Volvo FM480	1	45
Total		47.9

Cuadro 5. Determinación de cargas y cantidad de vehículos, puente sobre el Río Cataratas

Modelo	Cantidad	Peso [ton]
Mack RD690S	2	110.5
Total		110.5

Con el fin de realizar un modelo de cargas lo más cercano a la realidad posible, las cargas de camión se deben distribuir a lo largo de los distintos ejes que las componen. En el caso del primer eje se utilizaron referencias bibliográficas para determinar su carga, mientras que la distribución en los ejes restantes, su determinación se realizó por medio de un modelaje simplificado de la carreta del vehículo.

Para la determinación de la carga sobre el primer eje se utilizaron dos parámetros, inicialmente se realizó una revisión de la distribución de cargas a lo largo de los ejes para los vehículos de diseño contemplados en la norma AASHTO o normativas de diseño de puentes similares, específicamente el caso del vehículo tipo H y tipo HS. De estos diagramas se formula una hipótesis de carga que corresponde a que el eje frontal carga el 20% del peso total del vehículo, mientras que el restante 80% de carga es distribuida entre los ejes restantes, esta proporción se muestra en la Figura 44 y Figura 45 para los vehículos tipo H y HS respectivamente.

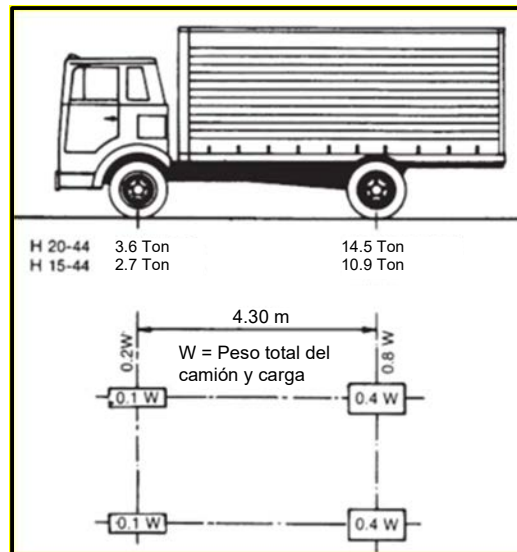


Figura 44. Diagrama de distribución de cargas vehículo tipo H de AASHTO.

Fuente: (AASHTO, 2002)

Modificado por: (Corrales, 2022)

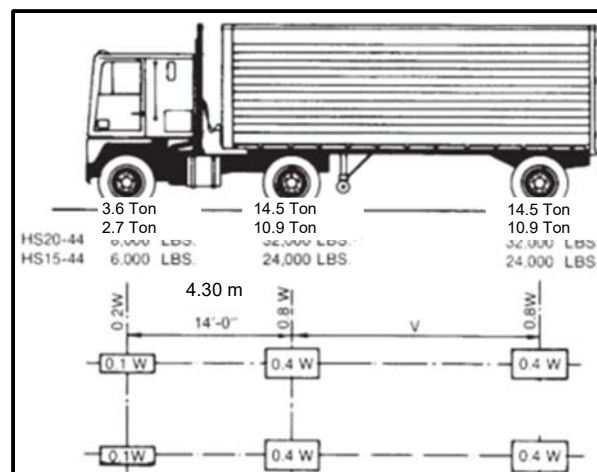


Figura 45. Diagrama de distribución de cargas vehículo tipo HS de AASHTO.

Fuente: (AASHTO, 2002)

Modificado por: (Corrales, 2022)

La hipótesis anterior planteada se comprueba en el estudio "Monitoreo Estructural del Puente sobre el Río Seco" (Yi Cheng, Agüero, et. al, 2015), en dicho informe se obtuvieron las distribuciones de cargas de dos vagonetas cargas, las cuales se muestran en el Cuadro 6 y

Cuadro 7, de estas se obtiene que en el caso del primero vehículo, el eje delantero carga con un 18% del peso total del vehículo, mientras que en el caso del segundo vehículo, el porcentaje sobre el primer eje o delantero es de 23%, si se realiza un promedio de la

información anterior, se obtiene un porcentaje en el eje delantero del 20.5%, muy cercano al 20% mencionado anteriormente, por lo que se considera válida la hipótesis planteada.

Cuadro 6. Distribución de cargas: Vehículo 01 del estudio de LanammeUCR

Vehículo 01		
Ejes	Peso [kg]	% Total
Eje delantero	6550	18%
Eje medio	15000	41%
Eje trasero	15050	41%
Total	36600	100%

Fuente: Elaboración propia a partir de datos de (Yi Cheng, Agüero, et. al, 2015)

Cuadro 7. Distribución de cargas: Vehículo 02 del estudio de LanammeUCR

Vehículo 02		
Ejes	Peso	% Total
Eje delantero	7800	23%
Eje medio	13150	39%
Eje trasero	13000	38%
Total	33950	100%

Fuente: Elaboración propia a partir de datos de (Yi Cheng, Agüero, et. al, 2015)

Para la definición de la distribución de cargas en los ejes restantes, se hizo una simplificación de cada vehículo en el programa de análisis SAP2000, modelando el mismo como una viga y aplicando una carga distribuida sobre este, los resultados de este análisis se muestran en el Cuadro 8 y Cuadro 9. Cabe recalcar que dicha distribución se aplica a la totalidad del peso por carga de material transportado en cada vehículo y al 80% del peso propio del vehículo restante.

Cuadro 8. Distribución de carga a lo largo de los ejes: Vehículo del puente río Balsa-Santa Clara

Vehículo: Puente sobre el río Balsa-Santa Clara			
Porcentaje de distribución de carga	Segundo eje	Tercer eje	Cuarto eje
	30	50	20

Cuadro 9. Distribución de carga a lo largo de los ejes: Vehículo del puente río Cataratas

Vehículo: Puente sobre el río Cataratas			
Porcentaje de distribución de carga	Segundo eje	Tercer eje	Cuarto eje
	40	40	20

4.2. Vehículo: Río Balsa – Santa Clara

Para el caso del puente sobre el Río Balsa – Santa Clara, se considera el camión Volvo FM480 utilizado para el puente en análisis, como se observa en la Figura 46, este es un camión que posee una longitud total de 4.90 metros, la separación entre llantas varía desde los 2 metros hasta 1 metro, mientras que transversalmente la separación entre llantas es de 2.60 metros, esto se muestra en la Figura 47.

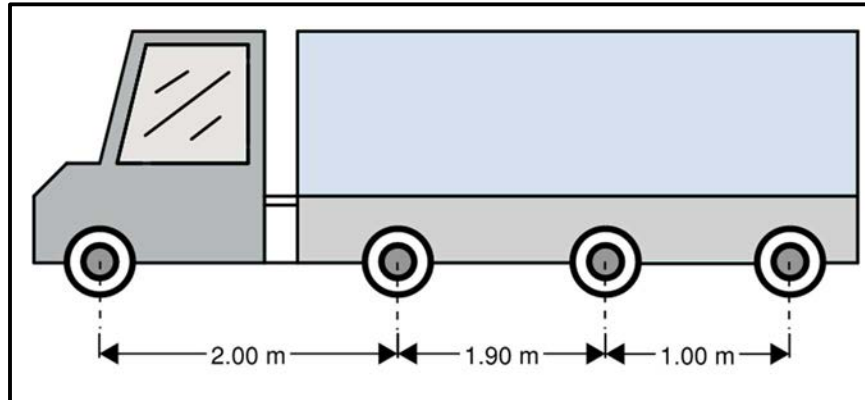


Figura 46. Distribución de ejes: Vehículos Río Balsa.

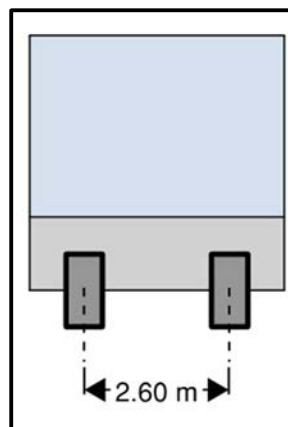


Figura 47. Distribución de ejes transversales: Vehículos Río Balsa

En la Figura 48 se muestra la distribución de carga en cada uno de los ejes del camión cargado que causó la falla del puente, este corresponde a un vehículo de 4 ejes, donde el primero posee una carga de 5.8 toneladas en total, la carga del segundo eje corresponde a 11.8 toneladas, el tercero es de 19.6 toneladas, siendo este el eje más pesado, finalmente el cuarto y último eje posee una carga de 7.8 toneladas, para una carga total de camión de 45 toneladas. Los valores antes comentados son por eje, es decir para conocer la carga de

cada rueda en los ejes, los valores anteriores deben dividirse entre el número de llantas, es decir entre 2.

En el presente estudio no se tomará en consideración el aporte en carga del automóvil que pasaba por el puente al momento del colapso pues se el peso de los vehículos livianos ronda las 3 toneladas, si se comparando con la carga del camión, representa aproximadamente un 6%, por lo tanto, se considera que su inclusión no será significativa en los resultados finales.

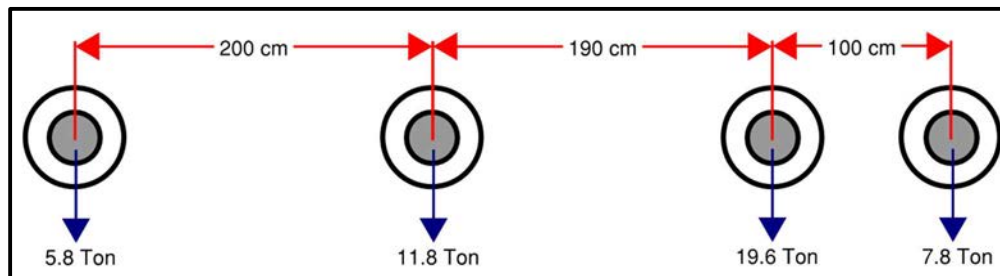


Figura 48. Distribución de cargas por eje – Puente Sobre el Río Balsa-Santa Clara

4.3. Vehículo: Río Cataratas

Para el caso del puente sobre el Río Cataratas, se considera el camión Mack RD690S utilizado para el puente en análisis, como se observa en la Figura 49, este camión posee una longitud total de 5.80 metros, la separación entre llantas varía desde los 3.20 metros, para el caso de la separación entre los primeros ejes, mientras que 1.30 metros entre los ejes restantes, esto tal como se muestra en la figura, mientras que transversalmente la separación entre llantas es de 2.60 metros, esto se muestra en la Figura 50.

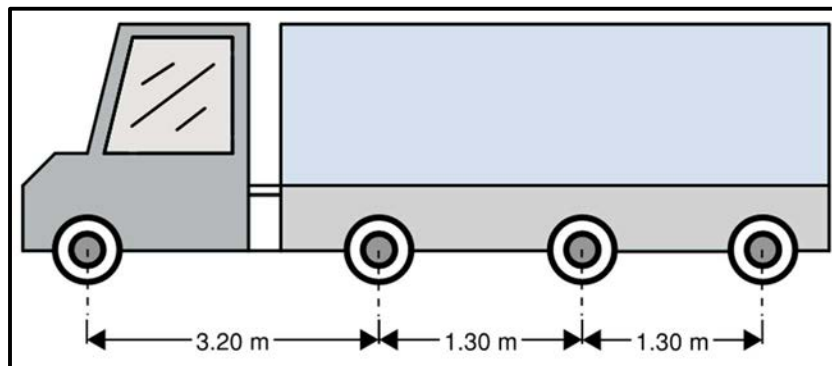


Figura 49. Distribución de ejes: Vehículos Río Cataratas

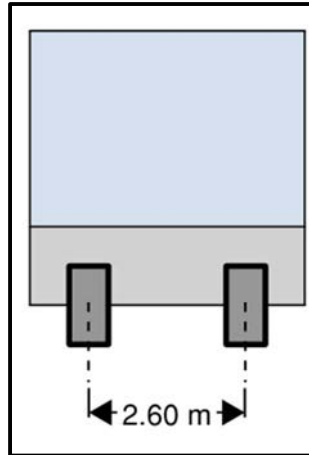


Figura 50. Distribución de ejes transversales: Vehículos Río Cataratas

En la Figura 51 se muestra la distribución de carga en cada uno de los ejes del camión cargado que causó la falla del puente, este corresponde a un vehículo de 4 ejes, donde el primero posee una carga de 5.3 toneladas, la carga del segundo eje corresponde a 20 toneladas, el tercero es de 20 toneladas, siendo este además el eje más pesado, finalmente el cuarto y último eje posee una carga de 10 toneladas, para una carga total de camión de 55 toneladas. Cabe recalcar que los valores antes comentados son por eje, es decir para saber la carga de cada rueda en los ejes, los valores anteriores deben dividirse entre el número de llantas, es decir entre 2.

Una consideración adicional que se debe tomar en este puente, es que al momento del colapso transitaban por el puente dos de los camiones antes descritos, por lo que, al momento del modelaje de estos, se considerará una separación entre el eje frontal del segundo camión y el eje trasero del primero de un metro.

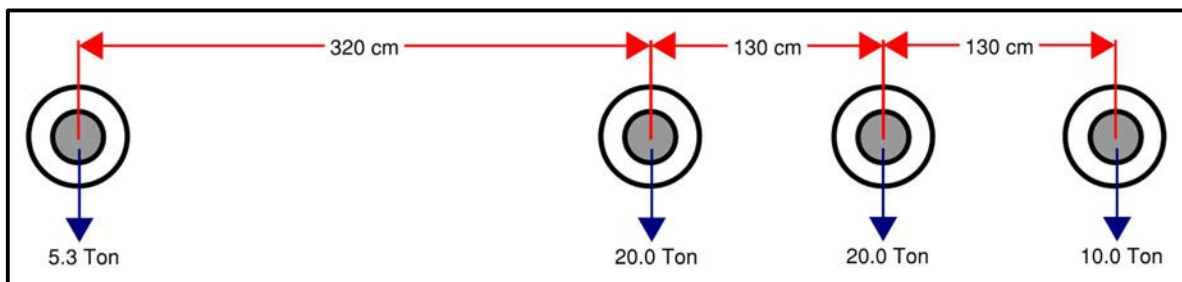


Figura 51. Distribución de cargas por eje – Puente Sobre el Río Cataratas

5. Modelaje de la estructura

El proceso de modelaje de la estructura se dividió en cuatro fases principales, estas serán explicadas a lo largo del presente capítulo.

- Fase 1: Caracterización de los materiales:
- Fase 2: Caracterización de elementos estructurales
- Fase 3: Modelaje tridimensional del puente

El modelaje se realizó basándose principalmente en tres documentos el "Manual técnico de Construcción para un puente extra ancho de 18 tramos DSHR2H++" (Mabey Bridge, s.f.), "Part identification Drawing" (Mabey Bridge, 2012) y el trabajo final de graduación "Prueba piloto de un sistema de pesaje dinámico basado en la deflexión vertical de un puente Bailey" (Carillo, 2019), estos documentos se complementan para identificar la sección del elemento y su ubicación, esto para cada uno de los componentes estructurales de los puentes Bailey.

En el programa de análisis estructural SAP2000 se elaboraron tres modelos: Un primer modelo de puente con una longitud de aproximadamente 24.38 metros, correspondiente a 8 tramos de paneles. El segundo y tercer modelo de puentes corresponden a los puentes del Río Balsa – Santa Clara y el puente sobre el Río Cataratas, los cuales corresponden a estructuras con una longitud de 36.58 metros aproximadamente, correspondiente a 12 tramos de paneles. Para complementar su modelaje se utilizó el registro fotográfico de cada uno de estos, lo cual resulta importante para identificar diferencias entre puentes.

5.1. Caracterización de los materiales

La caracterización de los materiales se realizó basándose en el documento "Manual técnico y de construcción para un puente extra ancho de 18 tramos DSHR2H++" (Mabey Bridge, s.f.), en dicho documento se exige que los componentes del puente sean fabricados con calificaciones que garanticen la calidad solicitada a nivel internacional, esto por medio de las acreditaciones ISO 9001 y BS EN ISO 3834-2.

Respecto al acero a utilizar se comenta lo siguiente: "El acero se ajustará a las siguientes normas Británicas o Especificaciones EURONORM o su equivalente en otras Normas

Nacionales, y tendrá propiedades mecánicas adecuadas para los fines para el cual será utilizado.” (Mabey Bridge, s.f.)

“Los elementos principales de los cordones de las armaduras, incluyendo los anillos de conexión, y de los travesaños serán de acero equivalente a BS 4360 “Acero Estructural Soldable” de Grado 55C, o EN 10113 de Grado S460N (límite elástico mínimo de 460 N/mm²).

Todos los demás elementos principales serán de acero equivalente a BS 4630 “Acero Estructural Soldable” de Grado 50A, o EN 10025 de Grado S355JR (Límite elástico mínimo de 355 N/mm²).” (Mabey Bridge, s.f.)

Dentro de los parámetros del material se considera un módulo de elasticidad típico del acero, con una magnitud de 2.1×10^6 kg/cm².

5.2. Caracterización de elementos estructurales

En la Figura 52, Figura 53 y Figura 54 se muestran distintas vistas del puente, en cada uno de estas vistas se muestran los elementos en distintos colores.

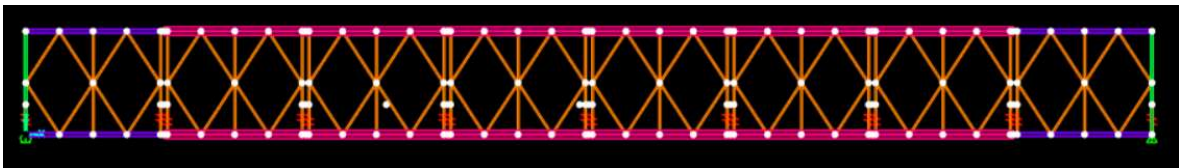


Figura 52. Perfil del puente

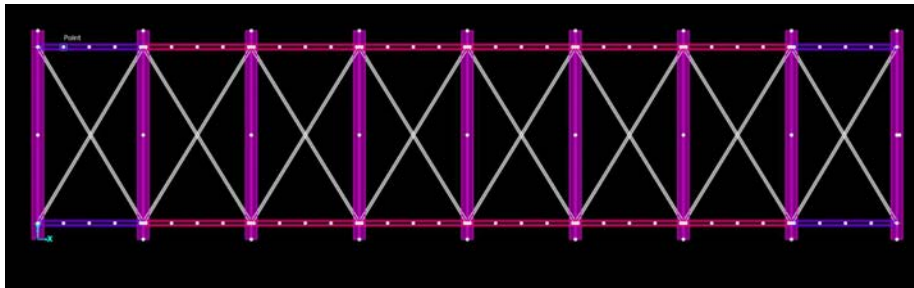


Figura 53. Viste en planta del eje inferior del puente

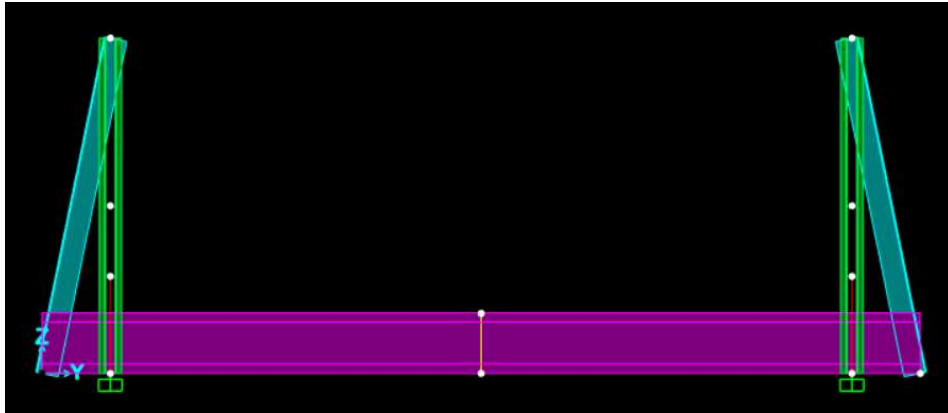


Figura 54. Vista transversal del puente

5.2.1. Identificación de secciones

A continuación, se muestra un resumen de las secciones que componen los principales elementos estructurales, tales como la cuerda superior, inferior, los verticales y diagonales. Además, en el Cuadro 11 se muestran las principales propiedades geométricas de las secciones.

Cuadro 10. Resumen secciones de elementos estructurales principales

Elemento	Sección	Separación
Cuerda superior	UPN 100	78 mm
Cuerda inferior	UPN 100	78 mm
Verticales	UPN 65	65 mm
Diagonales	UPN 65	-

Fuente: Elaboración propia a partir de datos de (Carillo, 2019)

Cuadro 11. Resumen propiedades geométricas, sección UPN 65

Sección	h (mm)	Bf (mm)	tf (mm)	tw (mm)	Ag (cm ²)
UPN 65	65	42	7.5	5.5	9.03
UPN 100	100	50	8.5	6	13.5

Fuente: Elaboración propia a partir de datos de (Carillo, 2019)

5.2.1.1. Cuerda superior

La cuerda superior e inferior de los puentes Bailey se encuentran compuesta por elementos tipo UPN100 (Carillo, 2019) dispuestos de la manera en que se muestra en las siguientes figuras.

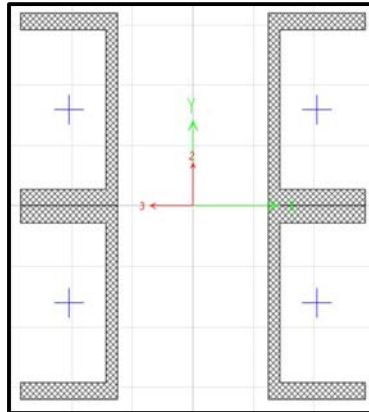


Figura 55. Cuerda superior e inferior: Sección doble

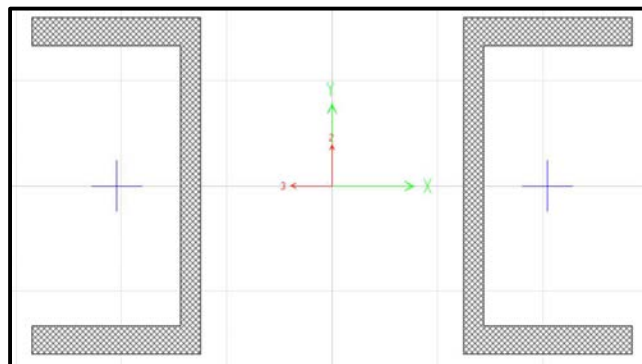


Figura 56. Cuerda superior e inferior: Sección simple

En los puentes Bailey hay una diferencia entre la sección utilizada en su primer y último tramo, respecto al resto de elementos de las cuerdas, en los tramos extremos se utiliza una sección simple, como la mostrada en la Figura 56, mientras que el resto de cuerda utiliza la sección indicada en la Figura 55. Esta diferencia también se logra identificar en la Figura 52, donde el primer y último tramo muestran una coloración distinta a la del resto de la cuerda, lo que se traduce como una sección distinta.

5.2.1.2. Elementos verticales y diagonales

Los elementos verticales y diagonales de los puentes Bailey se encuentran compuesta por elementos tipo UPN65 (Carillo, 2019) dispuestos de la manera en que se muestra en las siguientes figuras, cabe recalcar que para el caso de la Figura 57, la separación existente entre estos perfiles es de 65mm.

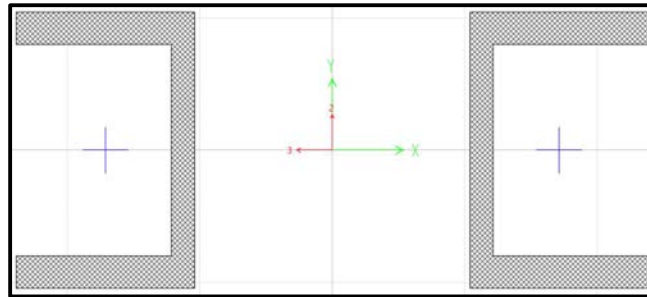


Figura 57. Verticales y diagonales: Sección doble

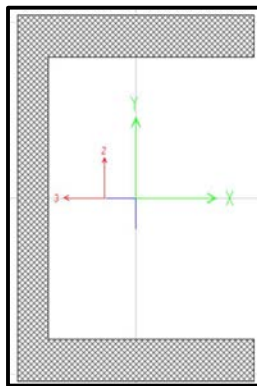


Figura 58. Verticales y diagonales: Sección simple

Cabe recalcar que la sección utilizada en el primer y último elemento vertical corresponde a una sección doble, como la mostrada en la Figura 57, mientras que el resto de elementos verticales se utiliza la sección indicada en la Figura 58. Esta diferencia también se logra identificar en la Figura 52, donde el primer y último elemento se muestran de un color distinto al resto de elementos.

5.2.1.3. Viga travesaño

Los puentes poseen una viga principal transversal, la cual permite la unión de los paneles a cada lado del puente, así como la unión con la riostra exterior, sobre este elemento descansa también la superficie de rodamiento. Esta viga está compuesta por una viga W12x279 (Carillo, 2019) y se muestra en la Figura 53 y Figura 54 de color morado/lila.

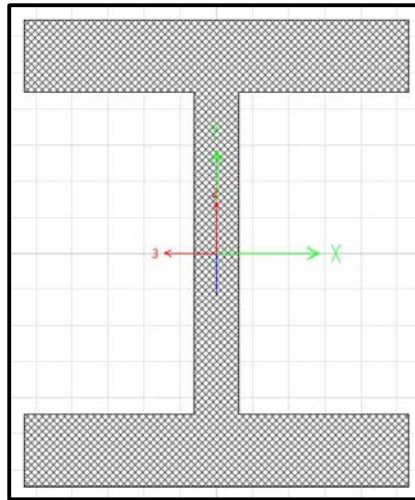


Figura 59. Viga travesaño: W12x279

5.2.1.4. Riostra exterior

La riostra exterior fue el elemento que tuvo variaciones entre los puentes sobre el río Cataratas y del Río Balsa-Santa Clara, esto se logra apreciar en la Figura 60 y Figura 61. Para el caso de la primera imagen, se puede identificar que la riostra utilizada está compuesta por dos perfiles en forma de angular, unidos a cada lado de la viga travesaño, en el segundo caso, únicamente se utiliza un angular como riostra exterior.



Figura 60. Riostra exterior: Puente Río Balsa – Santa Clara
Fuente: (LanammeUCR, 2018)



Figura 61. Riostra exterior: Puente Río Cataratas
Fuente: (LanammeUCR, 2015)

A continuación, se muestran las secciones utilizadas para la riostra exterior, en ambos casos se consideró un perfil de tipo angular L3x3x5/16, para el caso de la sección compuesta por un doble angular. Esta riostra se logra observar en la Figura 54, identificada con color verde. La determinación de dimensiones de la riostra simple se estimó a partir del registro fotográfico, mientras que la sección doble fue por medio de mediciones en campo con la colaboración de un personero de CONAVI.

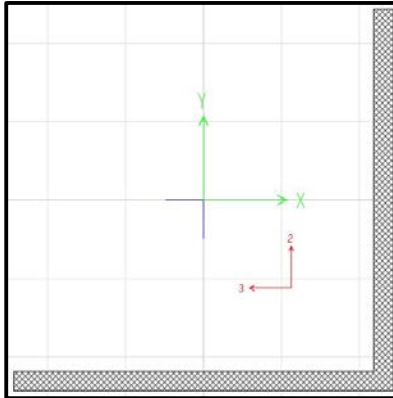


Figura 62. Riostra exterior: Sección simple

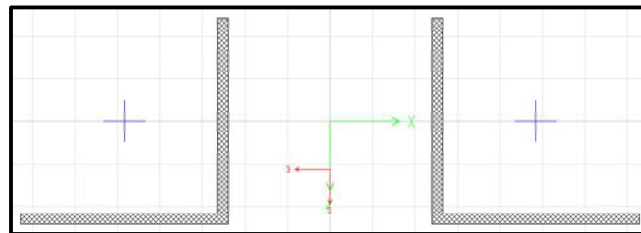


Figura 63. Riostra exterior: Sección doble

5.2.2. Superficie de rodamiento

La superficie de rodamiento de los tres puentes en análisis se encuentra conformada por láminas de acero, cada una de estas tiene un peso de 328.9 kg (Mabey Bridge, 2012). Debido a que no es posible hacer el modelaje de la lámina tal y como es en la realidad, se procede a determinar un espesor equivalente de lámina utilizando información de peso, dimensiones y densidad del material, la fórmula que se utilizó para determinar el espesor es la siguiente:

$$\text{Espesor equivalente} = \frac{\text{Peso}}{(\text{Dim } X) * (\text{Dim } Y) * \text{Densidad}} \quad (\text{Ecuación 15})$$

Aplicando la ecuación anterior se obtiene que:

$$\text{Espesor equivalente} = \frac{328.9 \text{ kg}}{(1.05\text{m}) * (3.043\text{m}) * (7850 \text{ kg/m}^3)} = 0.00131 \text{ m} = 1.31 \text{ cm}$$

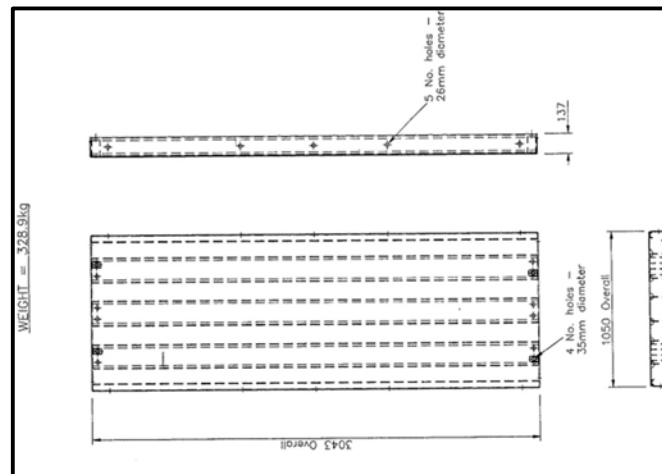


Figura 64. Superficie de rodamiento
Fuente: (Mabey Bridge, 2012)

Es importante recalcar que la superficie de rodamiento no se modeló como elementos Shell, sino que su peso se distribuyó en las vigas travesaño que las sostienen, dado que estas láminas están simplemente apoyadas sobre estos elementos.

Para la aplicación de las cargas externas vehiculares sobre el puente, se consideró una viga de carga sin propiedades (None). Como se verá posteriormente, esto no tiene implicaciones o variaciones en los resultados finales obtenidos.

5.3. Principales diferencias entre los modelos desarrollados

Se hace el comentario que la modelación de los puentes entre sí es muy similar, debido a que cada uno de los paneles se repite en su configuración estructural y la única variación que hay es en la longitud, pues el puente en Barreal de Heredia es de 8 paneles, mientras

que los puentes sobre el Río Balsa-Santa Clara y el Río Cataratas están compuestos por 12 paneles.

Una segunda diferencia que se identificó entre el modelaje de los puentes, es el tipo de riostra exterior que utiliza cada uno de los puentes, pues como se comentó antes, en el puente sobre el Río Cataratas la riostra exterior corresponde a un único angular, mientras que en el caso del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara utiliza la sección de doble angular.

6. Validación del modelo estructural de los puentes Bailey

A partir de las condiciones explicadas en el capítulo anterior, se procede a realizar una verificación para comprobar que los resultados obtenidos del modelo simulen correctamente la realidad. Se desarrolla el modelo tridimensional del puente en Barreal de Heredia y se realiza la comparación de resultados con los obtenidos para el mismo puente en la tesis desarrollada en el año 2019 por Wilberth Stif Carrillo Rojas con el título de "Prueba piloto de un sistema de pesaje dinámico basado en la deflexión vertical de un puente Bailey", en dicha tesis se realizaron mediciones de los desplazamientos que sufre el puente por el paso de un vehículo, estos desplazamientos se comparan con los resultados obtenidos de un modelo bidimensional, sin embargo, como se verá posteriormente, existe una diferencia entre los desplazamientos medidos en el modelo y en la realidad.

El modelaje del puente de Barreal de Heredia se realizó de manera tridimensional en el presente estudio, esto con el fin de incluir dentro del análisis los efectos de segundo orden y verificar si esto es suficiente para explicar la diferencia entre los desplazamientos medidos en el modelo y los medidos en la realidad.

El puente a modelar se ubica en Barreal de Heredia, posee una longitud de aproximadamente 24 metros, correspondiente a 8 paneles, la medición de desplazamientos reales por el paso de un vehículo se realizó por medio de imágenes.

Una diferencia entre ambos modelos es que el desarrollado por Carrillo (2019) se desarrolló de manera bidimensional, mientras que el desarrollado en la presente tesis el modelo es tridimensional, esta diferencia es importante pues puede llegar a influir en los resultados obtenidos.



Figura 65. Puente Bailey en Barreal, Heredia

Fuente: (Carrillo, 2019)

6.1. Vehículo: Puente en Barreal

A continuación, se hace una breve descripción del vehículo utilizado para la medición de desplazamientos en el puente de Barreal de Heredia: se utilizó un camión que posee dos ejes, la separación entre el eje trasero y delantero de 4.15 metros, transversalmente la separación entre llantas delanteras es de 1.65 metros, mientras que, en el eje trasero, este presenta dos llantas de cada lado, cuya separación es 1.33 metros, para el caso de llantas más internos y de 1.85 metros para las segundas, esto se observa gráficamente en la Figura 66.

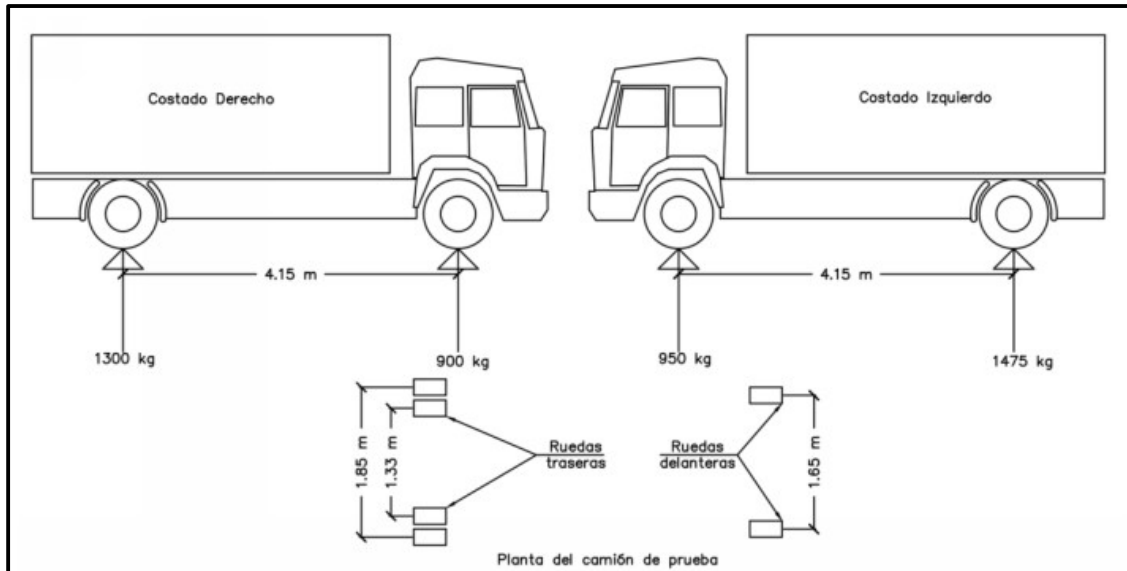


Figura 66. Camión UCR (Puente 8 tramos)

Fuente: (Carrillo, 2019)

Cuadro 2. Peso por eje de camión de prueba

Eje	Costado	Peso (kg)
Delantero	Izquierdo	950
Delantero	Derecho	900
Trasero	Izquierdo	1475
Trasero	Derecho	1300

Figura 67. Carga del camión en estudio

Fuente: (Carrillo, 2019)

6.2. Estudio comparativo de desplazamientos

Las cargas vehiculares definidas anteriormente se introducen en el modelo desarrollado en cada una de las posiciones que se muestran en la siguiente tabla, esto con el fin de obtener los desplazamientos del puente y realizar la comparación de resultados. Se hace la aclaración que los modelos están hechos sin ningún tipo de ajuste, utilizando metodologías usuales de modelación estructural.

En el Cuadro 12 se muestra una comparativa entre los desplazamientos que obtuvo Carrillo (2019) por medio de la medición experimental del puente y el modelaje bidimensional y los resultados obtenidos en la presente tesis por medio de un modelaje tridimensional del mismo puente, esto como método de validación.

Cuadro 12. Comparativa de desplazamientos

Posición ejes		Desplazamiento real (mm)	Modelo bidimensional	Modelo tridimensional	
Frontal (m) ^c	Posterior (m) ^c		Desplazamiento modelo (mm) ^a	Desplazamiento modelo (mm) ^b	% diferencia
11.92	7.76	5.66	3.42	3.15	-9%
13.81	9.65	5.94	3.63	3.34	-9%
15.27	11.11	6.23	3.70	3.29	-12%
9.94	5.78	5.17	2.88	2.74	-5%
11.45	7.29	5.37	3.30	3.04	-9%
13.26	9.10	5.61	3.61	3.40	-6%
15.24	11.08	6.04	3.70	3.67	-1%
8.68	4.52	4.19	2.46	2.42	-2%
10.19	6.04	5.00	2.96	2.78	-6%
Promedio					-7%

Fuente: Elaboración propia a partir de datos de (Carrillo, 2019)

^a resultados obtenida de un modelaje bidimensional de (Carrillo, 2019)

^b resultados obtenido de un modelaje tridimensional

^c distancias medidas desde el punto de inicio del puente

A partir de los resultados del Cuadro 12 se puede determinar que el porcentaje de diferencia entre los resultados del modelo tridimensional versus el modelo bidimensional es de 7% en promedio, lo cual es una diferencia baja entre los dos tipos de modelación estructural y por tanto se considera que el modelaje del puente realizado para el presente trabajo de investigación es válido.

Una segunda conclusión importante que se obtiene de la comparación entre el modelado bidimensional y tridimensional es que se demuestra que la diferencia entre los desplazamientos reales y los medidos por el modelo, no se deben a un modelaje incorrecto, prueba de esto es que ambos modelos arrojan resultados similares, sino más bien a factores externos que no son considerados en las suposiciones de análisis empleadas.

Uno de los factores externos que pudo provocar esta diferencia entre los valores de desplazamiento reales y los obtenidos por el modelo tridimensional corresponden al movimiento o deslizamiento que se da en las conexiones apernadas entre elementos. Esto puede suceder porque el agujero por donde pasa el perno típicamente posee un diámetro mayor que el del perno que lo atraviesa, lo que permite un ligero movimiento, y por tanto

provoca que los desplazamientos experimentales medidas sean mayores que las de ambos modelos. Este factor fue utilizado por Carrillo (2019) en su trabajo final de graduación.

Un segundo factor que pudo provocar la diferencia entre desplazamientos reales y los obtenidos por los modelos son las deformaciones que puede experimentar el suelo sobre el que está apoyado el puente cuando pasan los vehículos pesados.

Debido a que el efecto de las conexiones apernadas ya fue estudiado anteriormente, se toma la decisión de valorar la segunda posible causa de las diferencias entre desplazamiento, por lo que se incorpora dentro del modelo la deformación que sufre el suelo sobre el que está directamente apoyado el puente.

Para cuantificar el posible aporte de deformación vertical que sufre el puente debido a la deformación del suelo es necesaria información geotécnica del sitio, como se comentó anteriormente, se tiene la limitación de que esta información no se encontraba disponible al momento de realizar este trabajo. Para determinar el tipo de suelo de la zona dónde se ubica el puente, se utiliza la figura 1.5 del Código de Cimentaciones de Costa Rica (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2009), de este se obtiene que para la zona de Barreal de Heredia es probable que el suelo existente corresponda a un suelo de tipo limo.

Para incluir dentro del modelo la deformación del suelo y la interacción entre el suelo y estructura, se utiliza el Cuadro 13 para obtener un rango de valores del factor "K30", el cual corresponde a la rigidez del terreno ante una placa de 30x30cm. De este se obtiene que, para suelos limosos, el valor de K30 se encuentra en un rango entre los 15 y 45 MN/m³ (Ministerio de Fomento, 2019), este parámetro en conjunto con las dimensiones de la placa, se utiliza para determinar el balasto vertical del suelo bajo las placas de los apoyos del puente Bailey sobre la quebrada La Guaria.

Cuadro 13. Valores teóricos de K30 de referencia

Tipo	K30 [MN/m ³]		
	L. inferior	L. Superior	Promedio
Arcilla blanda	15	30	22.5
Arcilla media	30	60	45
Arcilla dura	60	200	130
Limo	15	45	30
Arena floja	10	30	20
Arena media	30	90	60
Arena compacta	90	200	145
Grava arenosa floja	70	120	95
Grava arenosa compacta	120	300	210
Margas arcillosas	200	400	300
Rocas algo alteradas	300	5000	2650
Rocas sanas	5000		5000

Fuente: Elaboración propia a partir de datos de: (Ministerio de Fomento, 2019)

La caracterización de la geometría del apoyo se hace con base en la Figura 68, de la cual se determina que las dimensiones del apoyo sobre donde se coloca el puente son de 45 cm por 20 cm, el primero de estos valores se obtiene de la misma figura, mientras que el segundo se determina escalando la imagen ya que la documentación disponible, no poseía esta dimensión. No se consideró ningún tipo de fundación de concreto adicional bajo estos apoyos.

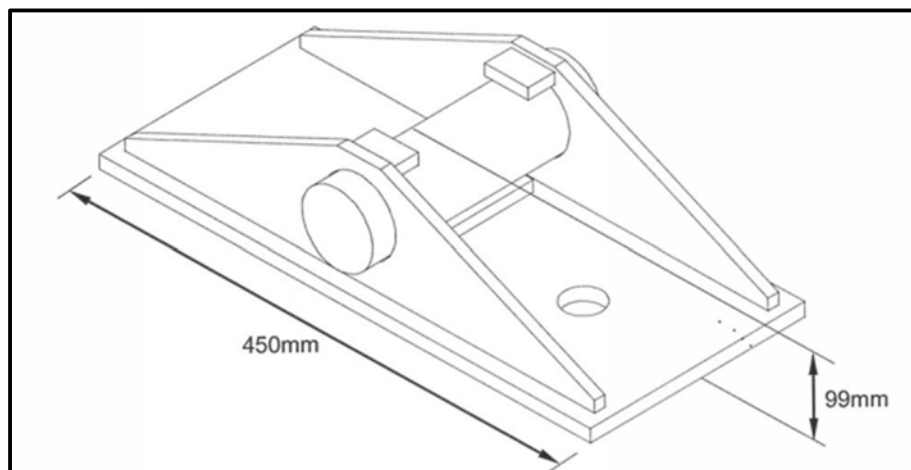


Figura 68. Apoyo fijo típico de los puentes Bailey
Fuente: (Mabey Bridge, s.f.)

En el año 1955, Terzaghi define las siguientes fórmulas para ajustar el valor de K_{30} a las dimensiones de la placa a fundación a utilizar (Agudelo, 2015).

- Losas cuadradas de lado “b”
 - Terrenos cohesivos

$$K = K_{30} * \frac{0.30}{b} \quad (\text{Ecuación 16})$$

- Terrenos granulares

$$K = K_{30} * \left(\frac{b + 0.30}{2 * b} \right)^2 \quad (\text{Ecuación 17})$$

- Losas rectangulares, cuyos lados tienen dimensiones de “b” x “l”

$$K' = \frac{2}{3} * K * \left(1 + \frac{b}{2 * l} \right) \quad (\text{Ecuación 18})$$

Empleando las ecuaciones de Terzagui anteriores se determina el balasto vertical del suelo, para tres valores de K_{30} : 15 MN/m³, 45 MN/m³ y 30 MN/m³, correspondientes al valor menor, mayor y promedio para un suelo de tipo limoso. En el Cuadro 14 se muestra el balasto vertical del suelo obtenido para cada uno de estos, correspondiente a 160 Ton/m, 480 Ton/m y 320 Ton/m respectivamente.

Cuadro 14. Determinación de parámetros para suelo de tipo limo

Límite	Inferior	Promedio	Superior
Suelo	Limo	Limo	Limo
K30	15.00	30	45
B [m]	0.2	0.2	0.2
L [m]	0.45	0.45	0.45
Valor resorte [Ton/m]	159	318	477

Fuente: Elaboración propia a partir de datos de (Ministerio de Fomento, 2019)

Para incluir el módulo de balasto vertical dentro del modelo se liberó la restricción vertical en los apoyos y se incluyó un resorte con el valor de rigidez calculado en el cuadro anterior, la sección transversal del puente con esta variación se muestra en la Figura 69.

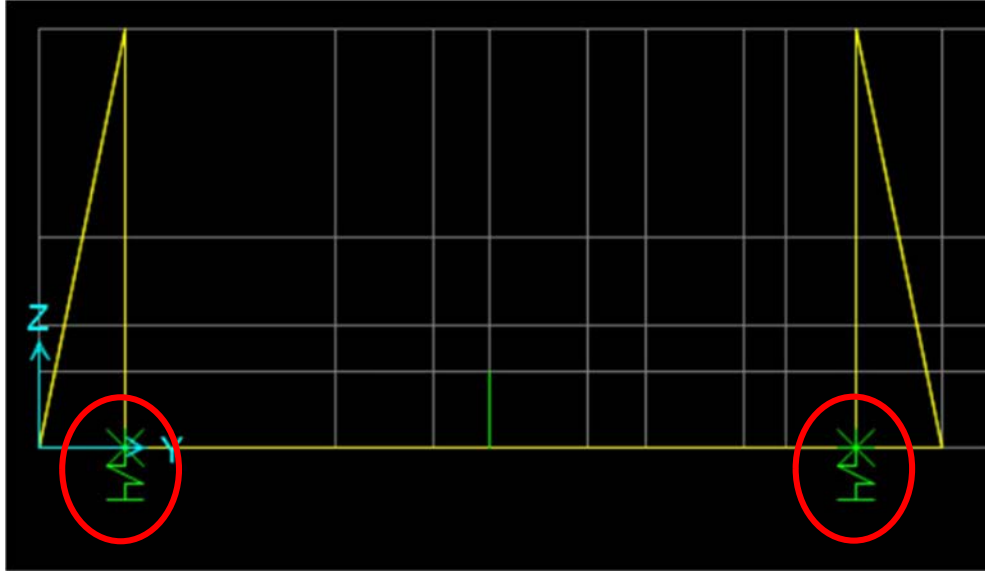


Figura 69. Sección transversal de los apoyos del puente con resortes

Cuadro 15. Variación de los desplazamientos en el modelo al variar el tipo de suelo de apoyo

Resultado previo	Caso base (Sin resortes)	Resorte - 320 Ton/m	Resorte - 480 Ton/m
Desplazamiento real (mm)	Desplazamiento modelo (mm)	Desplazamiento modelo (mm)	Desplazamiento modelo (mm)
5.66	3.15	6.89	5.62

En el Cuadro 15 se muestran los desplazamientos en el modelo al aplicar los resortes en sus apoyos. Se realiza una primera iteración con un resorte de 320 Ton/m se, el cual proviene del valor K30 promedio del limo, para este caso se obtiene un desplazamiento de 6.89 mm, sobrepasando el valor objetivo de 5.66 mm, por lo que se procede a iterar con un resorte de mayor rigidez y de esta manera reducir desplazamientos. La segunda iteración se realiza con un resorte de 480 Ton/m, obtenido del límite superior del K30 del limo, para este caso el desplazamiento del modelo fue de 5.62 mm, con una diferencia de menos del 1% respecto del valor objetivo de 5.66 mm, por lo que se considera válida.

Lo anterior demuestra que, añadiendo resortes en los apoyos con una constante de rigidez determinada a partir del módulo de balasto vertical de un suelo típico del sitio, permite simular la deformabilidad del suelo y se logra obtener un desplazamiento cercano al desplazamiento medido realmente en el puente.

Sin embargo, en la realidad las diferencias de desplazamientos no se deben únicamente al tipo de suelo o al movimiento de las conexiones, sino a una combinación de ambas. Los valores tanto en conexiones como balasto vertical del suelo, son de referencia y para obtener el valor real es necesario hacer pruebas experimentales, sin embargo, esto queda fuera del alcance de este trabajo de investigación.

6.3. Validación del modelo con base en el periodo fundamental del puente

En esta sección se muestra otra comprobación del modelo analítico en tres dimensiones del puente sobre la quebrada La Guaria utilizando el periodo fundamental del puente, este periodo se obtuvo de las pruebas que se ejecutaron en el sitio para la tesis de Carrillo (2019). Cabe recalcar que el caso que se modeló fue el base, es decir no se toma en cuenta ni los links entre elementos para modelar las conexiones apernadas, ni resortes en sus apoyos para modelar las deformaciones del suelo.

Para esta modelación se utilizaron dos casos: el primero donde la superficie de rodamiento se modela con elementos tipo Shell y otra donde se modela como una carga externa distribuida sobre las vigas travesaño. En el cuadro Cuadro 16 se muestran los resultados de los periodos fundamentales obtenidos para el modelo tridimensional utilizando los dos casos indicados, y comparándolos con el periodo fundamental experimental obtenido durante las mediciones en sitio.

Cuadro 16. Determinación del periodo fundamental del puente de Barreal de Heredia

Caso	Modelo tridimensional	Experimental en sitio	% Diferencia
Shell de espesor equivalente 1.30 cm	0.218 seg	0.217 seg	0%
Carga distribuida en vigas travesaño	0.217 seg	0.217 seg	0%

Como se puede observar, no se encontraron diferencias entre los resultados del modelo tridimensional y obtenidos experimentalmente, validando nuevamente la modelación del puente realizada.

La importancia del presente capítulo es que nos permite verificar que el modelo desarrollado, así como todas las suposiciones que se tomaron durante su modelación, son válidas y suficientes para simular satisfactoriamente el comportamiento estructural en la realidad del puente.

Esto resulta importante para el caso de los puentes sobre el Río Balsa-Santa Clara y el Río Cataratas, de los cuales no se posee información estructural sobre su comportamiento, sino que su modelaje se realiza con base en el registro fotográfico de los accidentes, por lo que el contar con un modelo que se haya comprobado que simula el comportamiento de este tipo de puentes es vital para obtener resultados que sea representativos.

Se hace el comentario que los puentes sobre el Río Balsa-Santa Clara y el Río Cataratas poseen una longitud de 12 paneles, a diferencia del puente de Barreal de Heredia el cual está compuesto por 8 paneles, sin embargo, debido a que su estructuración se basa en paneles repetitivos y se utilizarán las mismas suposiciones de modelaje, se considera que, a pesar de la variación en longitud, los resultados a obtener seguirán siendo válidos y capaces de reproducir la realidad.

7. Análisis de pandeo y evaluación de los modos de falla

Se procede ahora a realizar un análisis de los puentes que sufrieron colapsos por el paso de vehículos pesados, específicamente el caso del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara y el puente sobre el Río Cataratas. Este análisis tiene como fin el conocer el comportamiento estructural que tuvo el puente al momento de paso de las cargas vehiculares que provocaron su colapso.

Geométricamente, los dos puentes poseen una longitud total de aproximadamente 36 metros, correspondiente a 12 tramos, por lo que es necesario hacer una modificación en el modelo desarrollado anteriormente, agregando 4 paneles más para lograr la longitud de los puentes, ya que el puente sobre en Barreal de Heredia posee una longitud de 8 tramos.

Para realizar este análisis, el presente capítulo se divide en las siguientes subsecciones:

- Análisis de los modos de pandeo: Se realizará un análisis de los distintos modos de pandeo que sufren estos puentes cuando se someten a cargas exteriores similares a las vehiculares
- Cálculo de la capacidad de elementos estructurales críticos: Se determinará la capacidad máxima a compresión
- Determinación de los esfuerzos a generados en elementos estructurales críticos: En el modelo estructural se aplicará la carga vehicular que provocó el colapso en cada uno de los puentes bajo estudio, esto con el fin de comparar los esfuerzos que se generan en los elementos estructurales con su capacidad estructural
- Simulación del modo de pandeo de la cuerda superior: Se realizarán modificaciones en el modelo estructural base del puente con el fin de simular el comportamiento de la cuerda superior del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara, la cual sufrió un pandeo global, como ya se explicó anteriormente

7.1. Determinación de carga crítica de pandeo mediante valores y vectores propios

A continuación, se muestran los distintos modos de pandeo que sufre un puente tipo Bailey como los existentes sobre el Río Balsa-Santa Clara y el Río Cataratas, al momento de paso de un vehículo, para esto se modeló el camión como una carga externa aplicada sobre el centro del puente, se eligió este sitio al ser el crítico del puente en términos de esfuerzos y desplazamientos. Los modos de pandeo del puente se muestran desde la Figura 70 hasta la Figura 74.

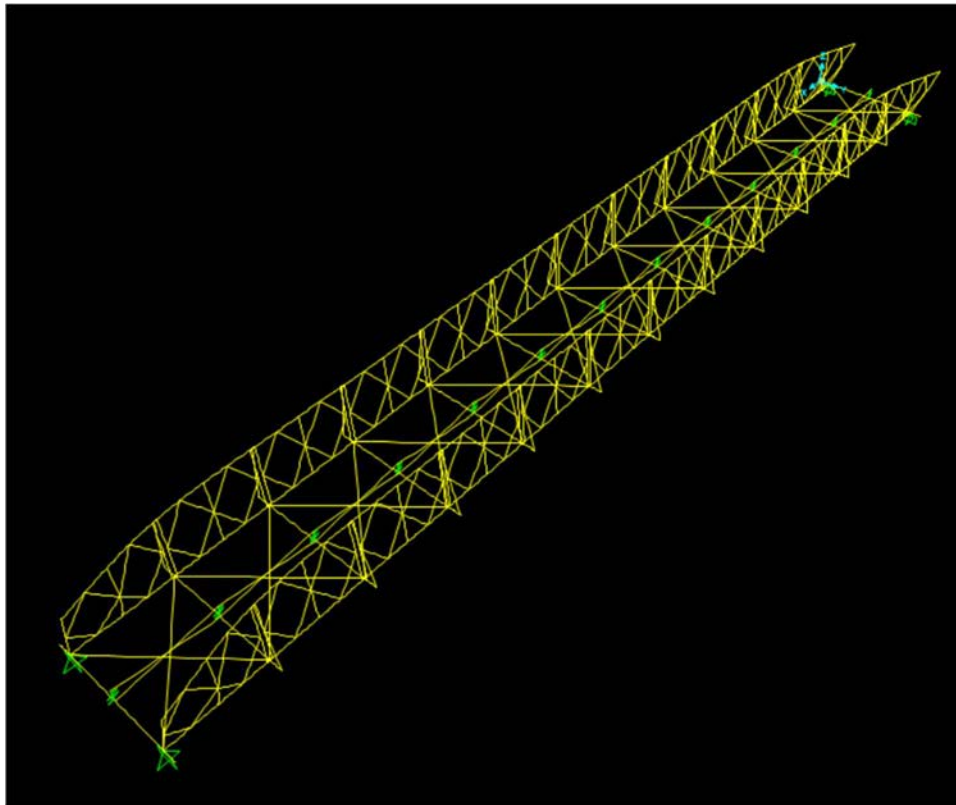


Figura 70. Primer modo de pandeo de la estructura

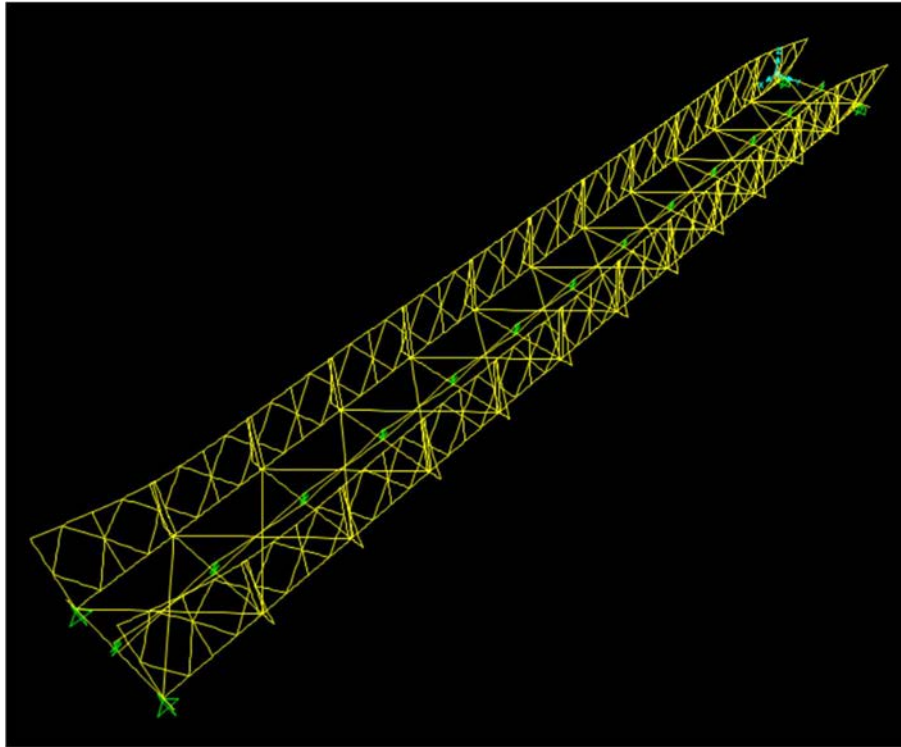


Figura 71. Segundo modo de pandeo de la estructura

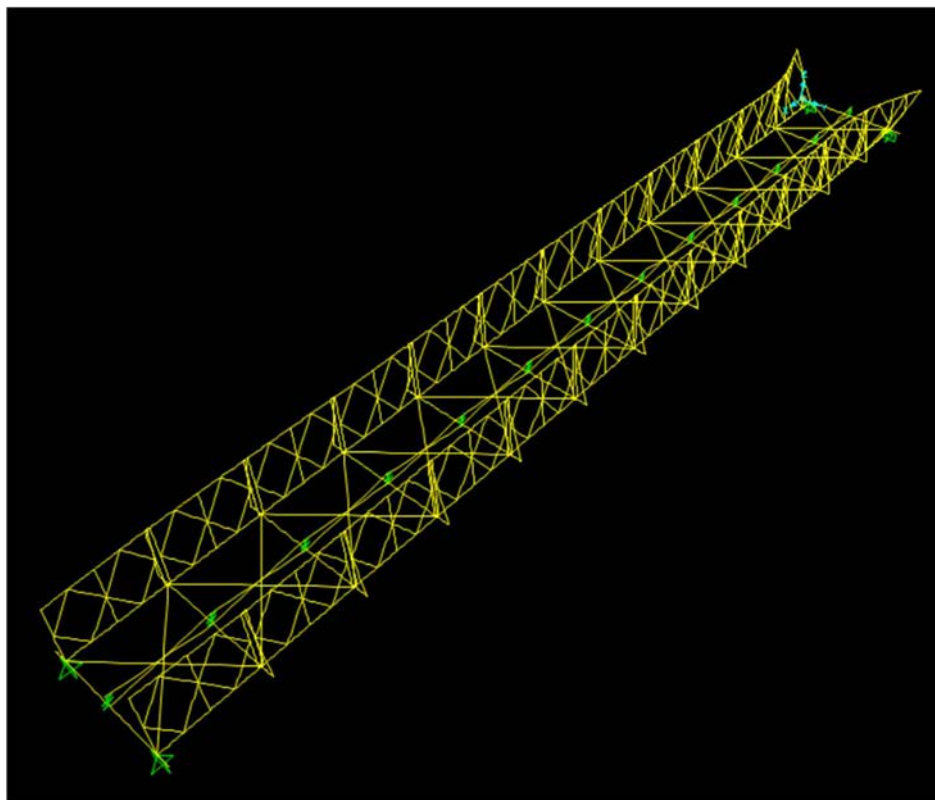


Figura 72. Tercer modo de pandeo de la estructura

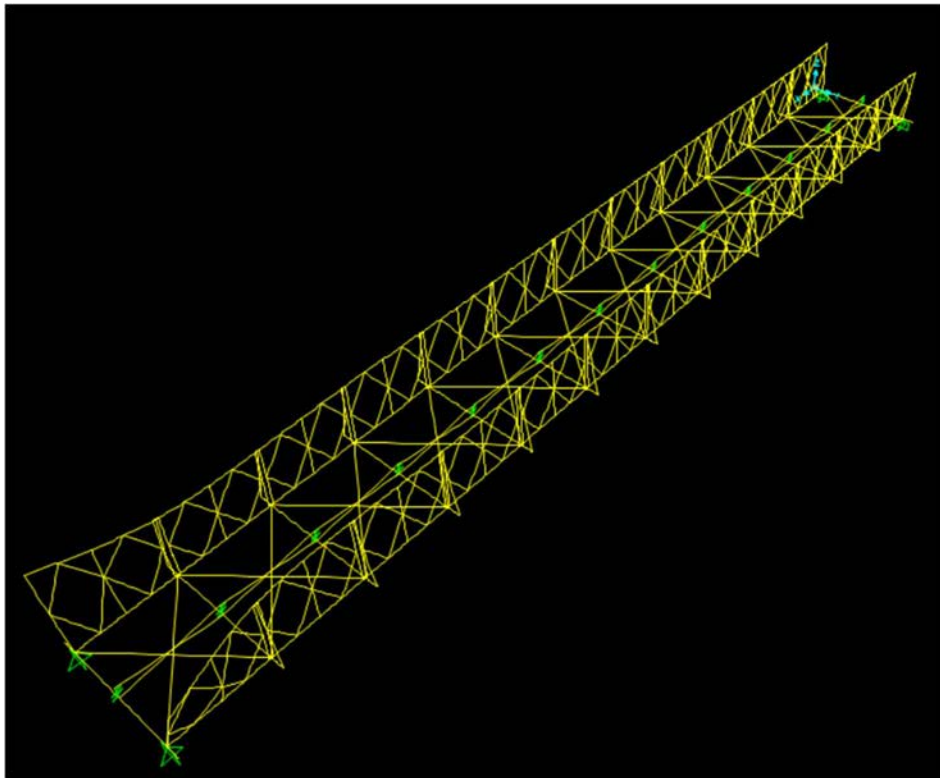


Figura 73. Cuarto modo de pandeo de la estructura

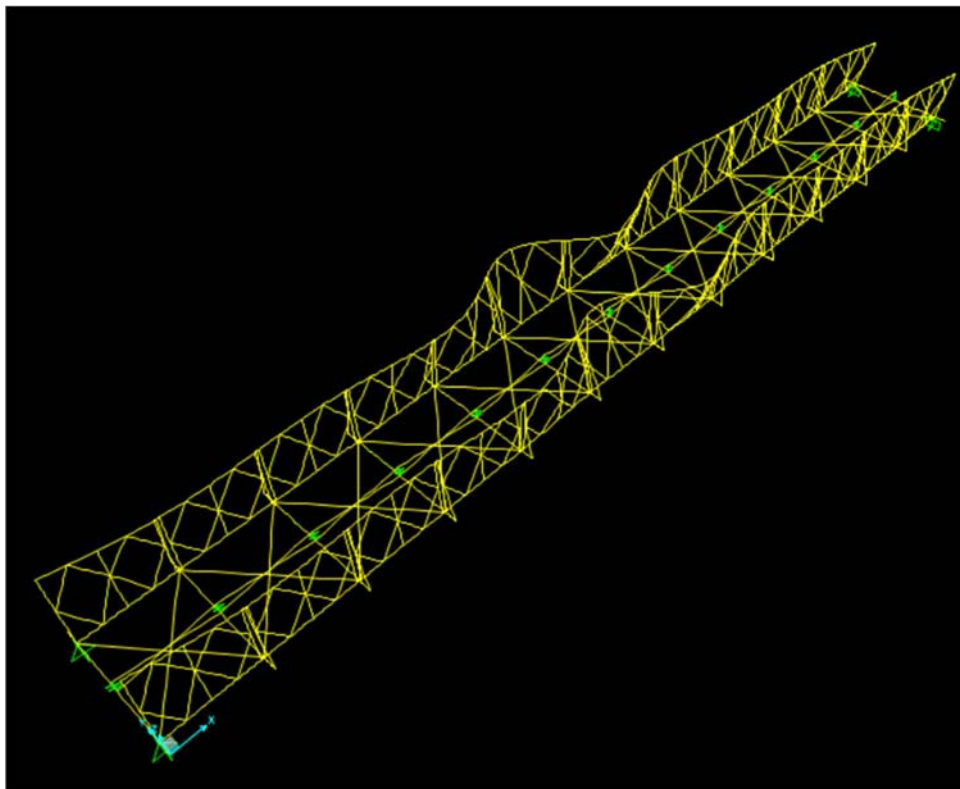


Figura 74. Quinto modo de pandeo de la estructura

Los primeros cuatro modos de pandeo suceden en los paneles extremos del puente, esto no concuerda con el registro fotográfico de los puentes colapsados, en los cuales se puede observar que el pandeo ocurre en el centro del puente. Dichos modos se muestran desde la Figura 70 hasta la Figura 73.

Respecto al quinto modo de pandeo, este es el que se asemeje más a lo observado en los colapsos, en específico el modo de pandeo del puente sobre el Río Cataratas, pues ambos sufren el pandeo en el centro y este posee una longitud de pandeo corta, de aproximadamente un panel.

Para obtener los valores críticos de carga de pandeo se aplica una carga externa en la viga travesaño entre los paneles 6 y 7, ya que este punto es dónde se generan los mayores esfuerzos en el puente. En el diagrama de la Figura 75 se muestra el modelo de carga empleado por medio de una vista lateral y en planta, se coloca de color naranja en ambas vistas las ubicaciones de los paneles, de color verde la ubicación de las vigas travesaño y finalmente con una flecha en la vista lateral y dos equis rojas en la vista en planta, las ubicaciones de las cargas externas aplicadas en el puente.

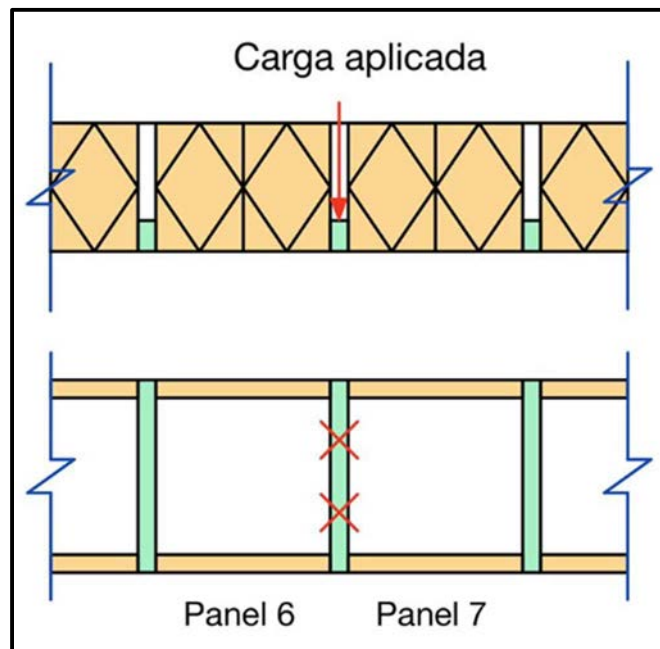


Figura 75. Diagrama de ubicación de carga

Para determinar la carga crítica de pandeo de las estructuras por medio del método de valores y vectores propios se tomó la decisión de utilizar los valores obtenidos del modo de pandeo 5, al ser este modo el que posee la forma de pandeo más similar a lo observado en la realidad.

Se realiza un análisis de la variabilidad de resultados al considerar una u otra riostra exterior y se concluye que el cambio entre elemento no genera variaciones significativas en los resultados, por lo tanto, se toma la decisión de trabajar únicamente con el modelo que presenta la riostra de sección de doble angular, correspondiente al puente del Río Balsa-Santa Clara, al ser esta la configuración que se apega a lo estipulado por el proveedor.

Cuadro 17. Análisis de cargas críticas de pandeo para los casos bajo análisis

Nivel de análisis	Primer orden	Segundo orden (P-Delta)	
Cargas	Carga crítica [Ton]	Carga crítica [Ton]	% Diferencia
Modo 1	208.44	163.34	22%
Modo 2	209.04	163.84	22%
Modo 3	212.64	167.34	21%
Modo 4	212.64	167.44	21%
Modo 5	217.34	189.74	13%

Al comparar las cargas críticas que generan el pandeo en los extremos respecto a las que lo genera en el centro, se obtiene que cuando se utiliza un nivel de análisis de primer orden, la variación entre resultados no es significativa, con una diferencia de aproximadamente 4%. Sin embargo, cuando se toman en cuenta los efectos de segundo orden en el análisis la diferencia sí pasa a ser significativo, pues hay un porcentaje de diferencia entre valores del 16%.

Relacionando los modos que generan pandeo en los extremos del puente con la configuración estructural de los puentes Bailey, se puede observar que en la cuerda superior e inferior de los paneles extremos del puente se utiliza una sección más pequeña que en el resto del puente, lo cual podría favorecer su pandeo en dicho sitio. Se recomienda enfocar futuras investigaciones en esta zona del puente y estudiar las implicaciones que puede tener en el pandeo de los extremos utilizar una sección más robusta en los paneles contiguos.

Comparando los resultados para el quinto modo de pandeo, se obtiene que la carga crítica de pandeo es de 217.34 toneladas considerando un análisis de primer orden, sin embargo, cuando se toma en cuenta los efectos de segundo orden, la carga se reduce hasta 189.74

toneladas, es decir en 28 toneladas, correspondiente a una reducción 15% de la carga crítica respecto a su primera condición. Esta reducción en la capacidad es importante de recalcar pues muestra el efecto que tiene dentro de los resultados la inclusión o no de los efectos de segundo orden.

7.2. Determinación de capacidad a compresión

Los puentes que son objeto de estudio de este trabajo sufrieron pandeos en su cuerda superior y riostras exteriores, los cuales son elementos críticos en la estabilidad de la estructura y resulta importante determinar la carga crítica a compresión que estos son capaces de soportar.

Para determinar la capacidad a compresión y la carga crítica de la cuerda superior y las riostras del puente, es necesario estimar su longitud de pandeo. La longitud de pandeo de las riostras exteriores es clara, va desde su apoyo en la viga travesaño, hasta el extremo superior. Sin embargo, el caso de la cuerda superior no es clara esa la longitud, pues varía dependiendo del puente, ejemplo de esto es que en el caso del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara la longitud de pandeo se podría considerar de 30 metros, correspondiente a 10 paneles, mientras que, para el caso de Cataratas, la longitud es de 3 metros, correspondiente a un único panel.

Realizando un análisis de la estructura, se determina que la longitud de pandeo aplicable para la cuerda superior es de la longitud de un panel, dentro del análisis se ignora el aporte de las verticales y diagonales que se encuentran a lo largo del panel.

7.2.1. Cuerda superior (Sección doble)

En la Figura 76 se muestra la configuración de la viga que compone la cuerda superior, como se comentó anteriormente existen dos configuraciones para este elemento, debido a que el sitio de interés es el centro del puente, al ser donde se generan los mayores esfuerzos, el análisis y determinación de la capacidad crítica se enfoca en la sección utilizada en este sitio, es decir la sección doble compuesta por 4 canales.

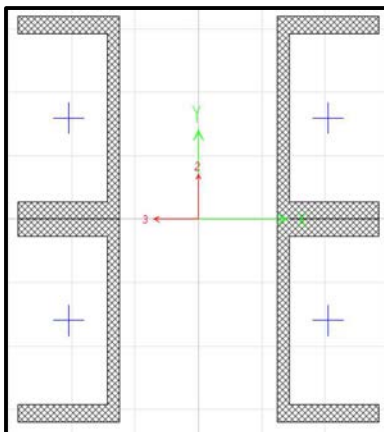


Figura 76. Sección de cuerda superior considerada

Para la definición del factor "k", el cual modifica la longitud de pandeo con base en el tipo de apoyo que posee el elemento, se utiliza la Figura 5. En el elemento en análisis se determina que el caso que representa mejor la realidad es el "d)", el cual corresponde a dos apoyos fijos y posee un valor de "k" de 1.

En el Cuadro 18 se definen parámetros requeridos para la determinación de la carga crítica de pandeo. Mientras que en el Cuadro 19 se calcula la capacidad teórica última de la viga de acuerdo a las fórmulas del AISC (2010) descritas anteriormente, la cual corresponde a 195 toneladas aproximadamente. Estos cálculos se realizan con base en el procedimiento descrito en la sección 2.2 del presente documento.

Cuadro 18. Selección del esfuerzo crítico de pandeo de acuerdo al caso que aplica para la cuerda superior

Esfuerzo crítico de pandeo			
(kL/r)	Límite	Caso	Fcr
52.53	99.67	Caso 1	3611.413

Cuadro 19. Determinación de la capacidad crítica de pandeo para la cuerda superior

Capacidad teórica		
Parámetro	Valor	Unidades
Fcr	3611.41	kg/cm ²
Ag	53.92	cm ²
Pu	194727.40	kg
	194.73	Ton

7.2.2. Riostra exterior

El proceso de análisis de la riostra exterior es el mismo que para la cuerda superior, con la única diferencia de que la condición de apoyo es más clara que en el caso anterior, correspondiente al caso "d)" de la Figura 5.

En el Cuadro 20 se muestran las propiedades geométricas y de material de la sección, mientras que en el Cuadro 21 valor del esfuerzo crítico de pandeo. Finalmente, en el Cuadro 22 se calcula la capacidad teórica última de la viga de acuerdo a las fórmulas del AISC (2010) descritas anteriormente, la cual corresponde a 39 toneladas aproximadamente.

Cuadro 20. Determinación de parámetros para la sección de riostra exterior

Parámetros	Valor	Unidades
E	2100000	kg/cm ²
Ixx	210.72	cm ⁴
Rxx	2.33	cm
Ryy	2.33	cm
Lt	3657.6	cm
Fy	4690	kg/cm ²
Ag	20.44125	cm ²

Cuadro 21. Selección del esfuerzo crítico de pandeo de acuerdo al caso que aplica para la riostra exterior

Esfuerzo crítico de pandeo			
(kL/r)	Límite	Caso	Fcr
97.78	99.67	Caso 1	1896.235

Cuadro 22. Determinación de la capacidad crítica de pandeo para la riostra exterior

Capacidad teórica		
Parámetro	Valor	Unidades
Fcr	1896.23	kg/cm ²
Ag	20.44125	cm ²
Pu	38761.40	kg
	38.76	Ton

7.3. Análisis de los puentes Bailey con el modelo de carga definido

En la presente sección se determina la carga a compresión a la que se somete la cuerda superior de los puentes, por el paso de las cargas vehiculares que provocaron la falla en cada uno de los puentes. Para esto se considerando dos condiciones de apoyo, las cual son las siguientes:

- Condición 01: Apoyo fijo y expansivo
- Condición 02: Dos apoyos fijos

La ubicación de los ejes de cada camión de las tablas siguientes está referenciado respecto a un extremo del puente y en todo momento se ubican cercanos a la mitad de la longitud del puente, pues este sitio es dónde se generan mayores esfuerzos en la estructura. Esto se muestra en la Figura 77 para la carga del vehículo distribuida en cada uno de sus ejes.

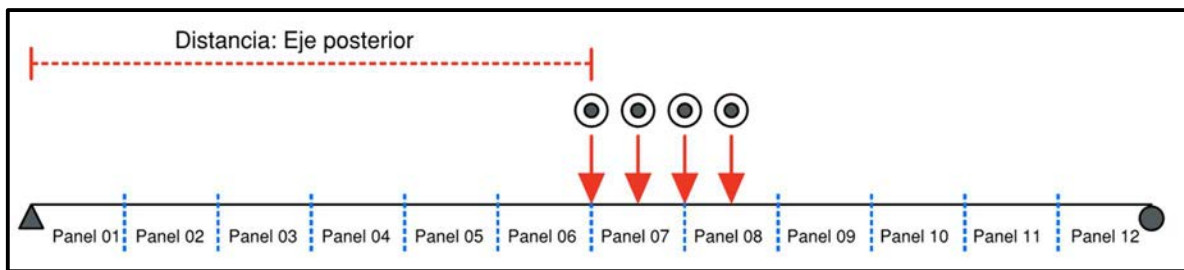


Figura 77. Configuración de carga considerando ejes

Se hace una iteración adicional considerando la totalidad de la carga del vehículo sobre su centroide, esto con el fin de realizar un análisis de sensibilidad sobre la variabilidad de resultados entre considerar las cargas concentradas en el centroide o distribuidas en cada uno de sus ejes, a partir de esto será posible determinar si esta simplificación es válida o no para futuras investigaciones.

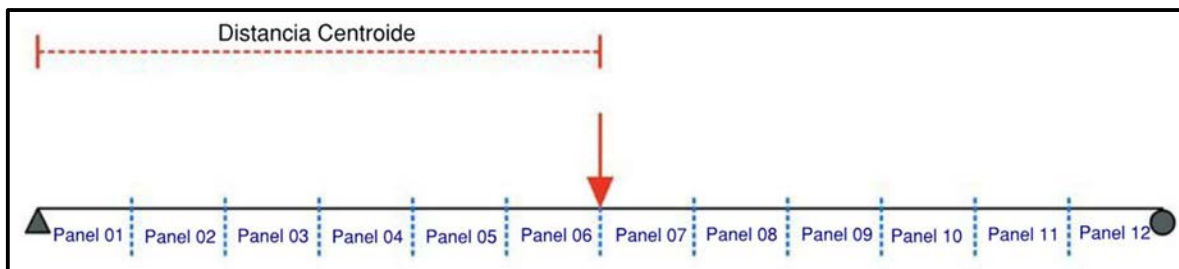


Figura 78. Configuración considerada para una carga concentrada

7.3.1. Puente sobre el Río Balsa – Santa Clara

En el Cuadro 23 se muestran los resultados al considerar la carga del vehículo repartida a lo largo de cada uno de sus ejes, esto para dos posiciones:

- **Caso 01:** El eje posterior del vehículo se hizo coincidir el eje de mayor carga, es decir el tercero
- **Caso 02:** Se ubicó los dos ejes con mayor carga, es decir el dos y tres, a la misma distancia del centro del puente

Cuadro 23. Carga mayor que se genera en la cuerda superior al considerar al aplicar la carga por ejes de camión. Río Balsa-Santa Clara

Tipo de apoyo	Caso en análisis	Distancia al eje posterior [m]	Carga axial [Ton]
Apoyo fijo y expansivo	Caso 01	17.29	134.11
	Caso 02	16.34	133.13
Dos apoyos fijos	Caso 01	17.29	138.10
	Caso 02	16.34	137.11

Del cuadro anterior se obtiene que, la de condición de apoyo de dos apoyos fijos presenta una mayor carga axial que la de apoyo fijo y expansivo, sin embargo, esta diferencia no se considera significativo pues su diferencia es de únicamente 4 toneladas, correspondiente a un porcentaje de diferencia del 3% respecto al valor inferior.

Por su parte en el Cuadro 24 para el caso de una única carga concentrada, esta se hizo coincidir con el centro del puente, al ser este el sitio dónde se generan los mayores esfuerzos.

Cuadro 24. Carga mayor que se genera en la cuerda superior al considerar la carga concentrada en el centroide. Río Balsa-Santa Clara

Tipo de apoyo	Distancia respecto al extremo [m]	Carga axial [Ton]
Apoyo fijo y expansivo	18.29	139.35
Dos apoyos fijos	18.29	143.44

Con base en lo anterior, se demuestra que al considerar la carga como concentrada se produce un aumento en la carga axial del orden de 5 toneladas en la cuerda superior, esto representa un aumento del 4% respecto a la condición de carga distribuida entre los ejes del modelo de carga vehicular. La diferencia en resultados entre considerar la carga del vehículo concentrada en su centroide o distribuirla en sus ejes no es significativo en ninguna de las dos condiciones de apoyo y la simplificación de considerar la carga concentrada en el centroide es válida.

7.3.2. Puente sobre el Río Cataratas (RN702)

En el Cuadro 25 y Cuadro 26 se muestran los resultados al considerar las cargas de los vehículos ubicados en cada uno de sus ejes, para la condición de apoyo fijo y expansivo en los extremos se definieron cuatro distribuciones de carga del vehículo:

- **Caso 01:** Ambos vehículos se ubicaron a la misma distancia del centro del puente
- **Caso 02:** Se ubicó el centro del puente entre los dos ejes de mayor carga del segundo vehículo, es decir entre el segundo y tercer eje
- **Caso 03:** Se ubica el eje frontal del segundo vehículo sobre el centro del puente
- **Caso 04:** Se ubica el eje trasero del primer vehículo sobre el centro del puente.

Para la segunda condición de apoyo, se analizaron únicamente aquellos casos con mayor carga de la condición de apoyo anterior, es decir los casos uno y tres.

Cuadro 25. Carga mayor que se genera en la cuerda superior al considerar al aplicar la carga por ejes de camión. Río Cataratas

Tipo de apoyo	Caso en análisis	Vehículos	Distancia al eje posterior [m]	Carga axial [Ton]
Apoyo fijo y expansivo	Caso 01	Camión 01	18.79	232.63
		Camión 02	11.99	
	Caso 02	Camión 01	16.34	224.93
		Camión 02	23.14	
	Caso 03	Camión 01	12.49	232.74
		Camión 02	19.29	
	Caso 04	Camión 01	11.49	232.46
		Camión 02	18.29	
Dos apoyos fijos	Caso 01	Camión 01	18.79	247.24
		Camión 02	11.99	
	Caso 03	Camión 01	12.49	247.33
		Camión 02	19.29	

De los resultados se observa el mismo tipo de comportamiento que en el puente anterior, donde la condición de dos apoyos fijos presenta una mayor que la condición de apoyo fijo y expansivo en cada extremo. Específicamente, la carga axial aumenta aproximadamente en 4 toneladas, correspondiente a un 2% de diferencia, dichas diferencias no son significativas para el caso específico de estudio de la cuerda superior.

Para el caso del Cuadro 26, se muestran los resultados al considerar la totalidad de la carga del vehículo en el centroide de los mismos, en este caso se hacen las siguientes configuraciones de carga:

- **Caso 01:** Se hace coincidir el centroide del primer camión con el centro del puente
- **Caso 02:** Cada uno de los centroides de los vehículos se ubica a la misma distancia del centro.

Cuadro 26. Carga mayor que se genera en la cuerda superior registrada al considerar la carga concentrada en el centroide. Río Cataratas

Tipo de apoyo	Caso en análisis	Distancia al centroide primer camión [m]	Carga axial [Ton]
Apoyo fijo y expansivo	Caso 01	18.29	231.33
	Caso 02	14.89	232.82
Dos apoyos fijos	Caso 01	18.29	245.16
	Caso 02	14.89	247.62

Se puede notar que, al igual que en caso anterior, la diferencia en resultados entre considerar la carga del vehículo concentrada en su centroide o distribuirla en sus ejes, no es significativo para ambas condiciones de apoyo que el caso anterior, el concentrar la carga causa un aumento en la carga axial de 0.3 toneladas, por lo que se considera que la simplificación de considerar la carga concentrada en el centroide es válida.

7.3.3. Comparación con cargas obtenidas en modelaje

Se procede a realizar una comparación entre la carga axial que sufre la cuerda superior por el paso de los vehículos de colapso respecto a la capacidad de la sección determinadas en el capítulo 7.2. Los resultados de esta comparación se muestran en el Cuadro 27.

Cuadro 27. Comparación de valores teóricos con los obtenidos por medio del modelaje para la cuerda superior y riostra exterior

Elemento	Puente	Carga máxima obtenida [Ton]	Carga crítica teórica [Ton]	Verificación
Cuerda superior	Río Cataratas	247.33	194.73	No cumple
	Río Balsa-Santa Clara	138.10	194.73	Cumple
Riostra exterior	Río Cataratas	1.40	38.76	Cumple

En el caso del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara en la cuerda superior no se excede la capacidad crítica del elemento y por tanto no sucede la falla del elemento, es decir el pandeo que sufre la estructura se da por factores externos que redujeron la capacidad estructural del puente. Por su parte en el puente sobre el Río Cataratas, la carga máxima a compresión sí excede la capacidad máxima de la sección, es decir se da la falla del elemento y se considera esta como la principal causa de colapso de la estructura.

El análisis anterior es importante para entender y diferenciar de mejor manera los modos de falla de cada uno de los puentes, por ejemplos en el caso del puente sobre el Río Cataratas, el pandeo se dio principalmente por la carga a compresión a la que estuvo sometido la cuerda superior, mientras que para el caso del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara no se excedió la capacidad teórica, por lo tanto, el colapso se dio por factores exteriores que provocaron una reducción en su capacidad.

Los esfuerzos a los que está sometida la riostra exterior en el caso del Río Cataratas son mucho menores que su capacidad estructural, por lo que este elemento no falló por este tipo de esfuerzos. Cabe recalcar que se hace el análisis únicamente para el caso del Río Cataratas pues este es el que posee una carga vehicular de colapso mayor, por lo que será en donde se generen los mayores esfuerzos y se considera el caso crítico.

7.4. Simulación del modo de falla en el puente sobre el Río Balsa-Santa Clara

Se realizó una modificación en el modelaje con el fin de buscar asemejar el modo de falla observado en el puente sobre el Río Balsa-Santa Clara, en este hubo un rompimiento de los pernos de unión de la viga travesaño con el resto de componentes estructurales, lo que permitió que la viga travesaño se desplazara libremente, saliendo de su posición inicial, y favoreciendo el pandeo global de la cuerda superior.

Con el fin de asemejar este comportamiento, en el modelo se separó la viga travesaño de la cuerda inferior, para poder correr el modelo esto no puede quedarse de esta manera pues generaría un mecanismo, por lo que se colocó un link de unión entre la viga travesaño y la cuerda inferior, este link se encargaba de restringir únicamente el movimiento vertical. La configuración antes mencionada se muestra en la Figura 79.

Dichas liberaciones no se realizaron en todas las vigas travesaños, sino que se plantearon los tres casos que se detallan a continuación. Es importante señalar que se inició liberando únicamente la viga central del puente y para cada caso siguiente se liberaron las dos vigas adyacentes del caso anterior, esto hasta llegar a cinco vigas liberadas, se detuvo en este punto pues para este caso ya se obtuvo una estructura inestable que no era posible analizar.

- Caso 01: Liberación de la viga central únicamente
- Caso 02: Liberación de las tres vigas centrales
- Caso 03: Liberación de las cinco vigas centrales

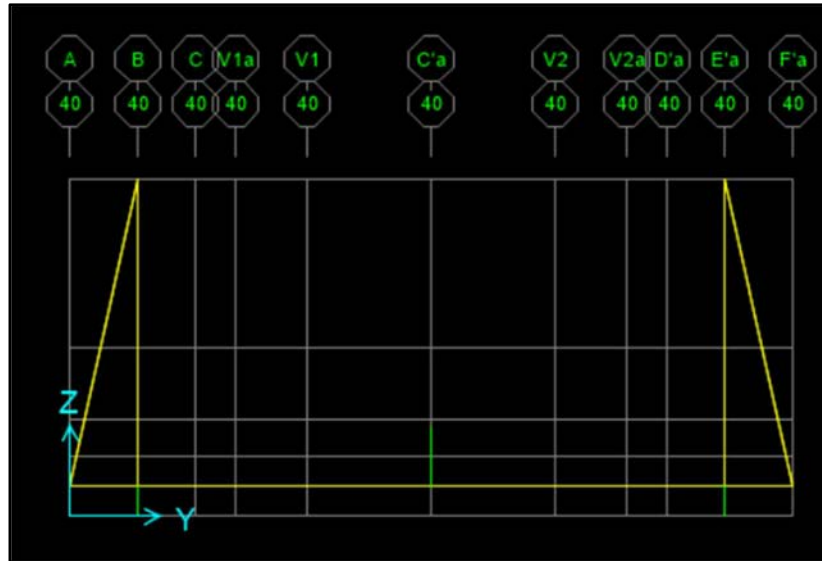


Figura 79. Modificación en configuración de modelo

7.4.1. Caso 01: Liberación de viga central únicamente

Para el primer caso, se realizó la liberación de la viga travesaño central del puente, su modo de pandeo se muestra en la Figura 80, en el cual se observa que el pandeo se da únicamente en los dos paneles centrales.

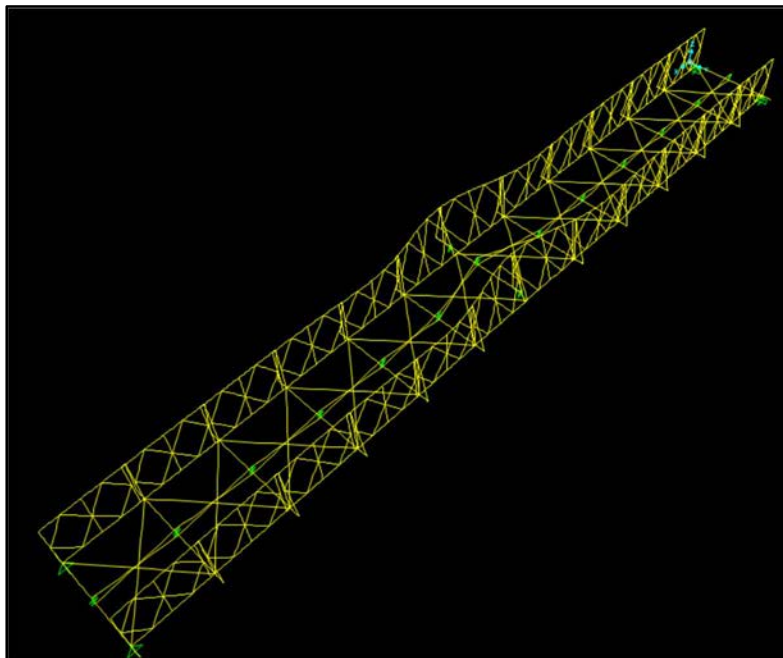


Figura 80. Modo de fallo con liberación de viga central

7.4.2. Caso 02: Liberación de tres vigas centrales

Para este segundo caso, se realizó la liberación de las tres vigas travesaños centrales del puente, su modo de pandeo se muestra en la Figura 81, comparando esto respecto al anterior, aumenta la cantidad de paneles con pandeo, pasando de los dos paneles centrales a los cuatro centrales.

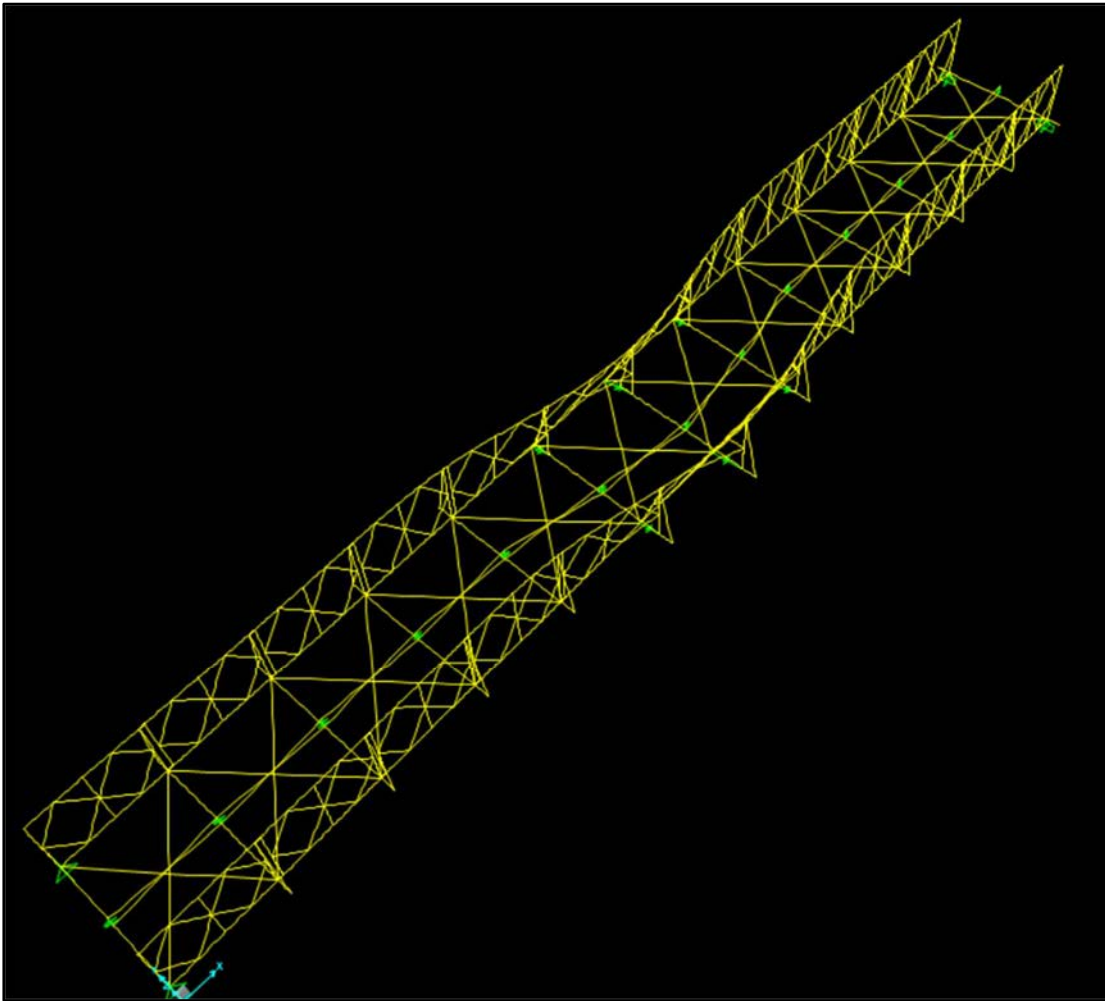


Figura 81. Modo de fallo con liberación de tres vigas centrales

7.4.3. Caso 03: Liberación de cinco vigas centrales

En el tercer y último caso, se realizó la liberación de las cinco vigas travesaños centrales del puente, su respectivo modo de pandeo se muestra en la Figura 82, donde se mantiene el comportamiento de que aumentan la cantidad de paneles pandeados, en este caso es aproximadamente de seis. Al momento de realizar la corrida, el programa arrojó una advertencia de que el sistema era inestable, por lo que no se realizaron más iteraciones.

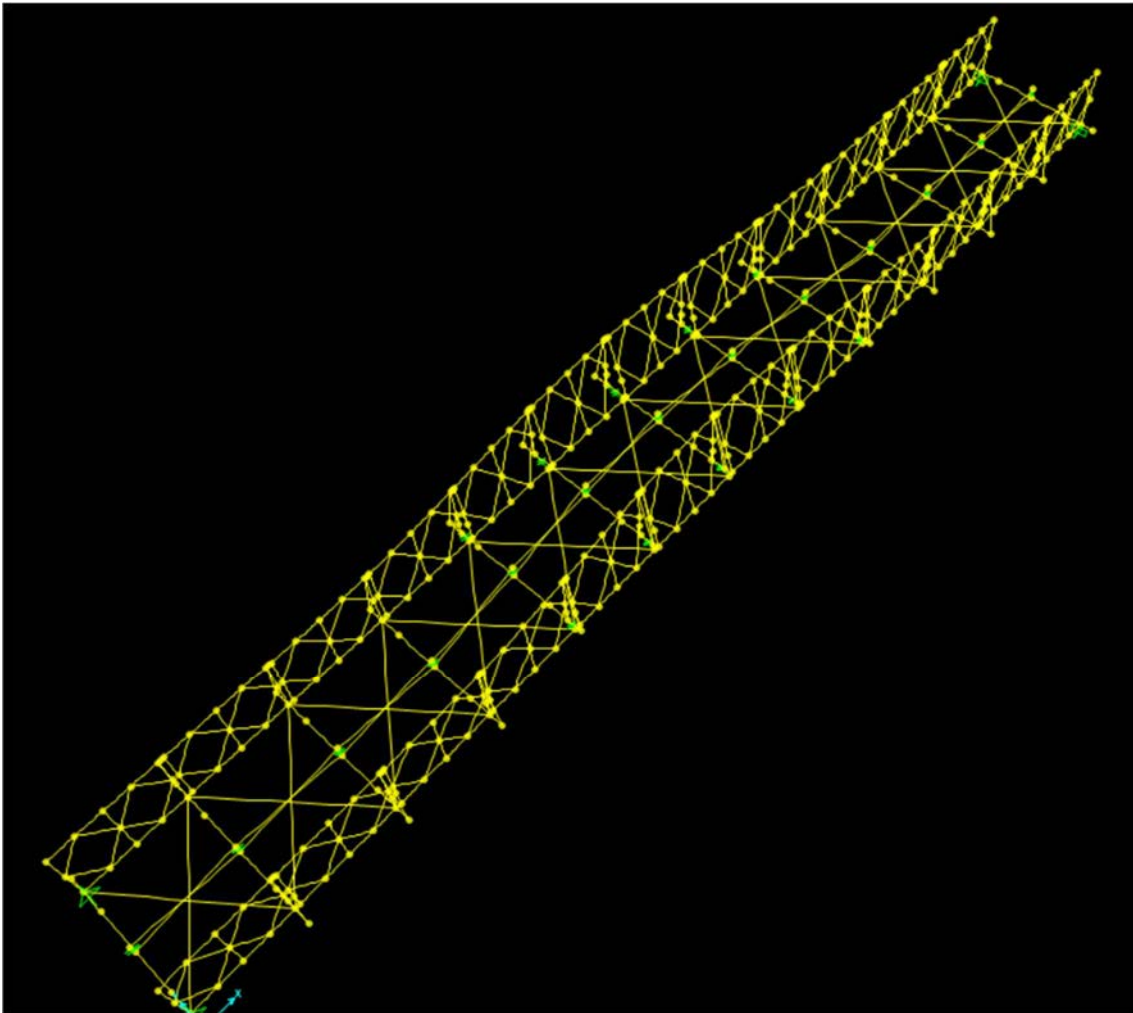


Figura 82. Modo de fallo con liberación de cinco vigas travesaño centrales

7.4.4. Comparación con el registro fotográfico

Comparando lo observado en la falla del puente sobre el río Balsa-Santa Clara con los resultados anteriores, el comportamiento del modo de pandeo es similar en ambos casos, en el sentido que existe una relación entre la liberación de uniones entre viga travesaño y cuerda inferior y la forma de pandeo, a medida en que más vigas travesaño se liberen del puente, la longitud de pandeo de la cuerda superior del puente aumenta de la misma manera.

En el caso del puente, la estructura posee una longitud de pandeo mayor que el mostrado en el modelaje anterior, lo cual se podría relacionar con una mayor cantidad de vigas liberadas. En la Figura 83 se muestra el desplazamiento de la viga travesaño que se encuentra al final del primer panel, lo cual concuerda con el comportamiento observado en el modelaje de que, a mayor cantidad de vigas liberadas, mayor longitud de pandeo.



Figura 83. Desplazamiento de la viga travesaño respecto a la cuerda inferior
Fuente: (LanammeUCR, 2018)



Figura 84. Pandeo global del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara
Fuente: (LanammeUCR, 2018)



Figura 85. Pandeo global del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara desde el extremo opuesto
Fuente: (LanammeUCR, 2018)

Cuadro 28. Carga crítica de pandeo para distintas configuraciones de paneles sueltos

Nivel de análisis	Primer orden [Ton]	Segundo orden (P-Delta)[Ton]
Un panel	69.8	47.4
Tres paneles	24.2	2.8

Se determina la carga crítica que causa el modo de pandeo observado en las figuras anteriores para los casos de un panel suelto y tres paneles sueltos, no se realizó para el último caso de cinco paneles sueltos pues la estructura ya es inestable, por lo que los resultados no serían apropiados.

Los resultados para una y tres vigas sueltas se muestran en el Cuadro 28, a partir de este cuadro es posible notar que cuando se utiliza un nivel de análisis de primero orden, la carga crítica es de aproximadamente 70 toneladas en total, sin embargo, al considerar efectos de segundo orden, el valor se reduce hasta 48 toneladas. Para el caso de tres vigas sueltas, de estos se desprende que la carga que causa el pandeo en su caso base es de 24 toneladas, mientras que cuando se consideran los efectos de segundo orden este se reduce hasta 2.8 toneladas, lo cual para el caso de un puente esta es una carga sumamente baja.

A partir de lo anterior, se puede comentar que al soltarse una de las vigas travesaño, el puente aún conserva cierto grado de capacidad antes del colapso, sin embargo, si se liberan tres de las vigas, ya se puede considerar que el puente es una estructura inestable, esto debido a las cargas tan bajas que causan el pandeo, por lo que ya en este punto la estructura no se considera segura. No se hizo el ejercicio para el caso de cinco vigas travesaño sueltas pues, como se pudo observar ya con tres de vigas libres los valores obtenidos eran sumamente bajos.

8. Conclusiones y recomendaciones

8.1. Conclusiones

- Se validó el modelo estructural tridimensional de puentes Bailey con base en la medición experimental del desplazamiento estático vertical y también de su periodo fundamental. El periodo fundamental del modelo estructural tridimensional creado de acuerdo con lo indicado en las especificaciones, concuerda con el periodo fundamental determinado experimental, no obstante, el desplazamiento vertical experimental medida en el centro del puente excede el desplazamiento del modelo, y no es posible determinar si esta diferencia se atribuye a la ligera holgura existente entre las conexiones apernadas, a la deformación del suelo o a una combinación de ambos factores
- Se determinó con base en el registro fotográfico el comportamiento de la cuerda superior a compresión de los puentes Bailey bajo estudio. En el caso del puente sobre el Río Balsa el pandeo que se dio en forma global porque se extiende casi de extremo a extremo del puente, mientras que en el caso del puente del Río Cataratas se da de manera concentrada en un panel específico
- El modo de falla del puente sobre el Río Balsa-Santa Clara se debe a la pérdida de conectividad entre la cuerda inferior y viga diafragma de unión entre elementos estructurales, lo que provocó que el pandeo se extendiera a lo largo de casi toda la longitud del puente
- El colapso del puente sobre el Río Cataratas, se produjo por la fuerza de compresión en la cuerda superior generada por la carga vehicular ha sobrepasado la capacidad a compresión de esta misma determinada con una longitud de pandeo del largo de un panel, delimitada únicamente por las riostras externas, subsecuentemente, debido a la redistribución de fuerzas se dieron fracturas a cortante en el alma de la viga travesaño por un costado, y pandeo de las riostras externas por el costado opuesto. Esto debido a que en el momento en que la capacidad de la cuerda superior fue superada, la demanda de fuerza axial en las riostras exteriores aún se encontraba muy por debajo de su capacidad
- El efecto de segundo orden puede causar una reducción en la resistencia a pandeo de la cuerda superior a compresión de puentes Bailey, sin embargo, dicho efecto no fue el causante del colapso de los puentes en estudio

- Se concluye por medio del modelaje, que la cuerda superior a compresión de los puentes Bailey no solamente podrían pandearse en el centro de su claro, sino que modos de pandeo o pérdidas de estabilidad fuera del plano también pueden darse en los paneles extremos de los puentes Bailey, lo cual puede explicar la condición observada por Carillo (2019) de un poste extremo deformado en el puente Bailey sobre la quebrada La Guaria, en Barreal de Heredia.

8.2. Recomendaciones

- Se recomienda realizar un estudio más profundo sobre las implicaciones de las conexiones apernadas entre paneles y la interacción suelo-estructura en el comportamiento estructural de los puentes Bailey
- Se recomienda ampliar el estudio del comportamiento de los extremos de los puentes Bailey, con el fin de determinar si las secciones reducidas que se utilizan puede tener un efecto en el pandeo de los extremos de los puentes, sin que esto implique colapso
- Se recomienda mantener un mayor monitoreo sobre el estado de los puentes Bailey en funcionamiento, así como la generación de un manual de inspección de mantenimiento
- Se recomienda mantener un mejor control de la construcción de los puentes en sitio para evitar las fallas mostradas en el presente trabajo. Algunas de las medidas que puede adoptarse es el llevar un registro ordenado de las piezas que son transportadas a cada sitio para cada uno de los puentes y su secuencia constructiva, la cual debe ir de acuerdo a una secuencia predeterminada, ya sea por el fabricante o la institución encargada de la colocación del puente, de manera que se evite que elementos estructurales queden separados o con conexiones indebidas.
- Es importante que la institución encargada de la colocación de los puentes Bailey, tenga claro si el puente a colocar será permanente o temporal, para esto en el capítulo 3.6 de los Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes (CFIA, 2013), define que un puente se considera permanente si este se mantiene en el sitio por más de 3 años

- En sitios donde se va a dar tránsito de vehículos pesados, se debe evitar el colocar puentes Bailey de cercha sencilla, procurar utilizar cercha doble o puente debidamente diseñados para el estado límite de resistencia última y para las cargas de diseño establecidas en la normativa vigente

9. Fuentes de consulta

- Accidentes de Costa Rica (2021). Puente colapso ante paso de un trailer #SomosACRnet. *Accidentes de Costa Rica*. Extraído el 13 de julio del 2022, de: <https://accidentesdecostarica.net/puente-colapso-ante-paso-de-un-trailer-somosacrnet/>
- Álvarez, L; Castillo, R; Vargas, L. (2014). *Evaluación de la capacidad de carga viva vehicular de puentes en Costa Rica*. Congreso de Ingeniería Civil, CIC 2014. San José, Costa Rica.
- Agudelo, J. (2015). Breve resumen del Coeficiente de Balasto. Estructurando. Extraído el 15 de mayo del 2022, de: <https://estructurando.net/2015/10/26/breve-resumen-del-coeficiente-de-balasto/>
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (8va edición). Washington DC, USA: AASHTO
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges* (17va edición). Washington DC, USA: AASHTO
- American Institute of Steel Construction (AISC) (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. USA: AISC.
- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2009). *Código de Cimentaciones de Costa Rica* (2da edición). Cartago, Costa Rica: Editorial Tecnológico de Costa Rica.
- Barker, R; Puckett, J. (2013). *Design of Highway Bridges: An LRFD Approach* (3ra edición). John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, USA.
- Castillo, R. (2020). Lección 2. Superestructura y sus elementos. IC1015: Análisis y diseño estructural de Puente. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- Carrillo, W. (2019) *Prueba piloto de un sistema de pesaje dinámico basado en la deflexión vertical de un puente Bailey*. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil. San José, Costa Rica: Universidad de Costa Rica.
- Celigüeta, J. (2011). *Método de los Elementos Finitos para Análisis Estructural*. Tecnum. Pamplona, España: Universidad de Navarra.
- Chinchilla, E. (2018). Vagoneta y carro caen dentro de río al quebrarse puente por el que pasaban. La Teja. Extraído el 20 de febrero del 2022, de:

<https://www.lateja.cr/sucesos/vagoneta-y-carro-caen-dentro-de-rio-al-quebrarse/MQXBONNL3JGH7L6YTLYDVWN7TA/story/#:~:text=Un%20aparatoso%20accidente%20ocurrió%20este,encima%20del%20río%20La%20Balsa>.

Código Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA) (2013). Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes. San José, Costa Rica: LannameUCR.

Csagoly, P; Bakht, B (1976). *Lateral buckling of Pony Truss Bridges*. Research and Development Division, Ontario Ministry of Transportation and Communications.

Federal Highway Administration (FHWA) (2012). *Bridge Inspector's Reference Manual*. Volume 1. Washington DC, USA: FHWA.

Federal Highway Administration (FHWA) (2015). *Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Superstructures*. USA: FHWA.

Horne, M. R (1960). *The elastic lateral stability of trusses*. A.M.I.C.E.

Institute of Transportation Engineers (ITE) (2009). *Traffic Engineering Handbook* (6ta edición). Washington DC, USA: ITE.

Jankowa-Sandberg, J; Kołodziej, J. (2012). *Experimental study of steel truss lateral-torsional buckling*. Kozsalin, Poland: Kozsalin University of Technology.

King, W.; Duan, L. (2003). *Experimental Investigations of Bailey Bridges*. Journal of Bridge Engineering. ASCE.

King, W; Wu, S; Duan, L. (2013). *Laboratory Load Tests and Analysis of Bailey Bridge Segments*. Journal of Bridge Engineering, ASCE.

Mabey Bridge (s.f.) *Costa Rica invierte en la compra de puentes para ayudar en recuperación de las recientes tormentas*. Extraído el 15 de octubre, 2020, de: <https://www.mabeybridge.com/es/noticias-y-medios/news/costa-rica-invierte-en-la-compra-de-puentes-para-ayudar-en-recuperacion-de-las-recientes-tormentas>

Mabey Bridge (s.f.). *Manual técnico y de construcción para un puente extra ancho de 18 metros DSHR2H++*.

Mabey Bridge (2012). *Part Identification Drawing*.

McGuire, W; Gallagher, R; Ziemian, R. (2000). Matrix Structural Analysis. Estados Unidos: John Wiley & Sons, Inc.

Ministerio de Fomento (2019). Documento Básico SE-C; Seguridad Estructural Cimientos.

Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT) (2007). *Manual de Inspección de Puentes*. MOPT.

Láscarez, C. (2013). Confirman que puentes "Bailey" son seguros. *La Nación*. Extraído el 13 de julio del 2022, recuperado de: <https://www.nacion.com/el-pais/servicios/confirman-que-puentes-bailey-son-seguros/IWKAFZIEMFDLXBOJVO275U6J5U/story/>

Salas, R. (2020). Columna Esbeltas. IC0912: Diseño de estructuras de Concreto. Universidad de Costa Rica.

Sánchez, L. (2009). *Aplicación del análisis de estabilidad al diseño de estructuras de acero*. Tesis para la obtención del grado de Máster en Ingeniería. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.

Yi Cheng, L; Agüero, P; Barrantes, R; Loría, L. (2015). Monitoreo estructural del Puente sobre el Río Seco. Programa de Infraestructura del Transporte (PITRA). San José, Costa Rica: LannameUCR.