

TITULO

EVALUACIÓN DE LOS ÍNDICES DE SOBRE ESFUERZO Y CÁLCULO DE DEFORMACIONES DE DOS PUENTES VEHICULARES DE ACUERDO CON LA NORMA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO 2012).

AUTOR

LUIS ALEXANDER MORA CUELLAR

DIRECTOR DEL TRABAJO

JAIME GARZON

RESUMEN

En convenio entre la Escuela Colombiana de Ingeniería y la universidad de Purdue (USA) se propuso desarrollar el trabajo académico, cuyo objetivo principal fue determinar los índices de sobre esfuerzo y cálculo de deformaciones bajo la carga del camión de diseño HL-93 y la Norma AASHTO 2012, para la superestructura de dos puentes vehiculares, localizados en el estado de Indiana Estados Unidos, diseñados y construidos bajo la norma AASHTO de 1949.

Los puentes en estudio llevan en servicio 69 y 61 años respectivamente, siendo el más antiguo el que se denominó como puente No 1, cuya superestructura está compuesta por seis vigas de sección T en concreto reforzado y de una luz. El otro puente se nombró para el estudio como puente No 2, su superestructura está compuesta por una losa maciza continua dividida en tres luces.

El trabajo aquí realizado se desarrolló en cuatro etapas; En la primera, se realizó un estudio de la norma AASHTO 2012, además de la información suministrada por universidad de Purdue, la cual consistió en veintitrés (23) planos en formato PDF, copia de los originales de diseño e intervenciones realizadas a los puentes. En la segunda etapa se transcribió la información relevante de los planos de diseño a Autocad.

Una vez estudiado y entendido los requerimientos exigidos en la norma AASHTO 2012, para el diseño de puentes más la información obtenida de los planos de diseño, se

procedió con la tercera etapa, la cual consistió en determinar las solicitaciones por corte y flexión para la superestructura de los dos puentes. Las solicitaciones se calcularon manualmente y con la ayuda del programa SAP2000, esto último para tener un punto de comparación de resultados, los métodos empleados para determinar las solicitaciones manualmente fueron el teorema de Barret para el puente No 1 y líneas de influencia para el puente No 2.

En la cuarta etapa, se calcularon los índices de sobre esfuerzo por corte y flexión, así como las deformaciones de los puentes. Obteniendo índices por flexión para el puente No 1 hasta un 16% por encima de la capacidad de las vigas, según requerimientos de la norma, además de no cumplir los límites para deformaciones. En el puente No 2 se obtuvieron índices de sobre esfuerzo por corte y flexión por debajo de la capacidad de resistencia de los elementos. Concluyendo que el puente No-1 a pesar de obtenerse índices superiores a la unidad, el puente puede seguir en funcionamiento y el puente No-2 cumple con los requerimientos de capacidad establecidos en la Norma AASHTO 2012.

PALABRAS CLAVE

Índices de sobre esfuerzo

INTRODUCCIÓN

En el desarrollo económico, social, cultural y productivo de una sociedad existen diferentes factores, que juegan un papel muy importante. Uno de estos entre muchos otros, es el estado de conservación de las vías de comunicación y sus componentes tales como: bermas, señalizaciones, calzadas, andenes, cunetas túneles, viaductos y puentes. Una vía en buen estado se traduce para una sociedad en; reducción en tiempos de viaje, facilita el desplazamiento de los usuarios y mercancías, además de contribuir al desarrollo y sostenibilidad económica de las regiones entre otros.

Ninguna nación o sociedad crece con un defectuoso sistema de vías, por lo tanto para que una vía preste la función básica para la cual fue proyectada y no margine o retrase el desarrollo de una región, es indispensable implementar un plan mantenimiento periódico para esta y para cada uno de los elementos que la componen.

Cuando se habla de una vía, dependiendo de la topografía que atraviere, esta puede estar compuesta por diferentes elementos, los cuales también se deben tener en cuenta en el momento de realizar un mantenimiento o una ampliación vial, tal es el caso de los puentes vehiculares, los cuales son elementos estructurales que se aprovechan en las vías para salvar accidentes topográficos, o cualquier obstáculo físico como: un río, un caño, un humedal, un cruce vial o una vía férrea.

Además del mantenimiento preventivo que se les debe realizar a los puentes, en ocasiones es necesario realizar una evaluación de la capacidad de carga, ya sea por el deterioro normal por el paso de los años, por vulnerabilidad sísmica, por actualización de códigos, o por el aumento del tráfico y/o cargas que lo atraviesan.

Como parte del proceso de acercamiento entre la Universidad de Purdue y la Escuela Colombiana de Ingeniería, se planteó el trabajo que se presenta en el título de este documento, cuyo objetivo es evaluar la capacidad de carga de la superestructura de dos puentes vehiculares utilizando la metodología empleada para este fin en Colombia.

RESULTADOS

Estudio información suministrada y norma AASTHO 2012

Se realizó un estudio detallado de la información suministrada por la universidad de Purdue, la cual constó de veinte cuatro (24) planos, los cuales sirvieron de base para identificar: la localización y tipo de puentes, materiales, refuerzo suministrado, número de calzadas, geometría, dimensiones, intervenciones realizadas, antigüedad de los puentes y norma con que fueron diseñados.

La configuración de los puentes de acuerdo a los planos de diseño se presenta en las siguientes figuras.

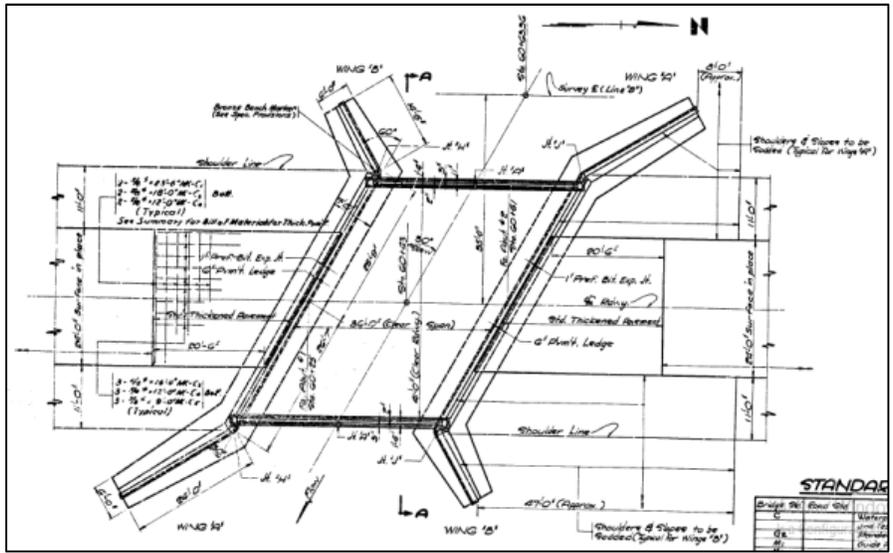


Figura 1 Planta puente No 1 – Planos de diseño

Fuente: Universidad de Purdue

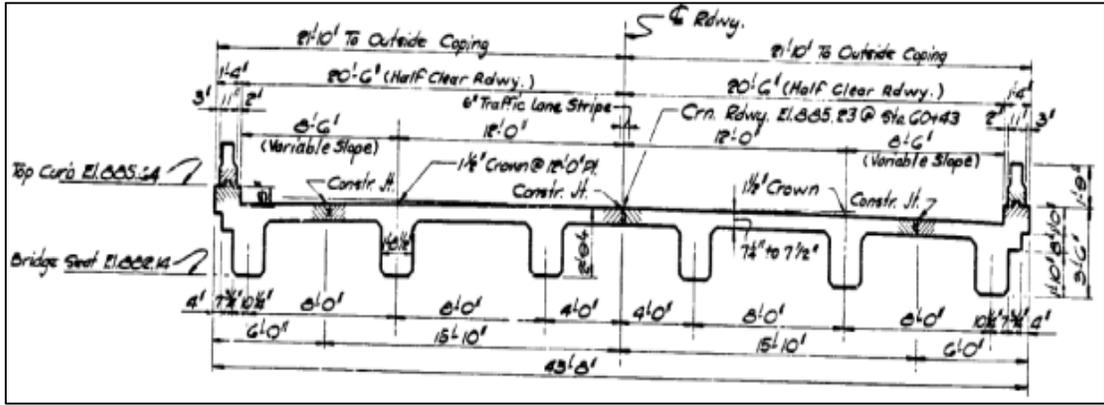


Figura 2 ección transversal puente No 1 – Planos de diseño.

Fuente: Universidad de Purdue

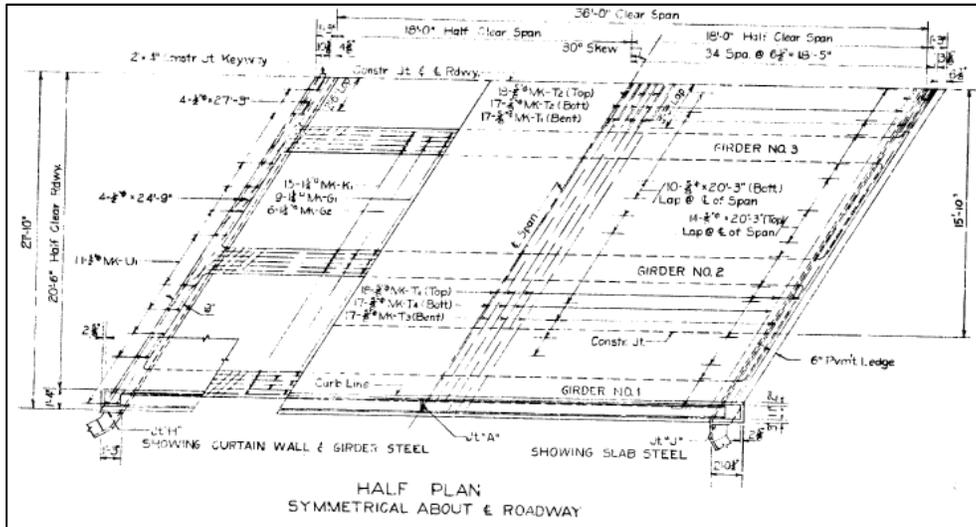


Figura 3 Planta refuerzo superestructura puente No 1

Fuente: Universidad de Purdue.

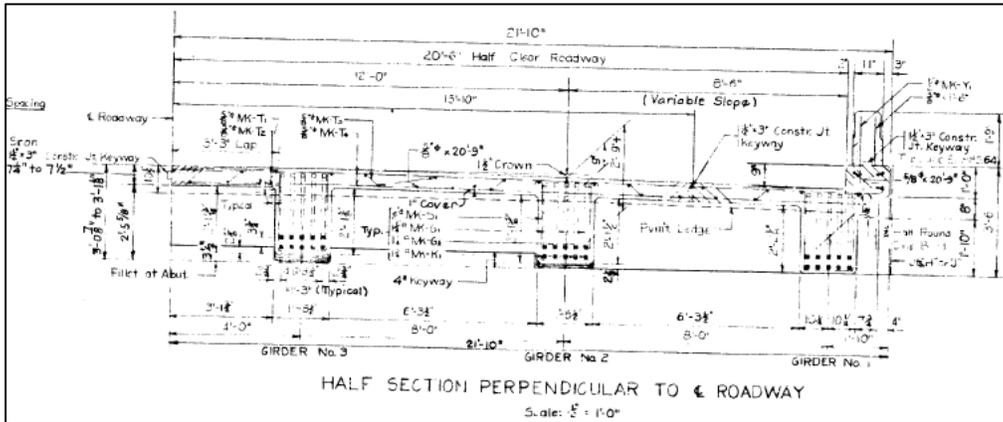


Figura 4 Sección transversal refuerzo superestructura puente No 1

Fuente: Universidad de Purdue.

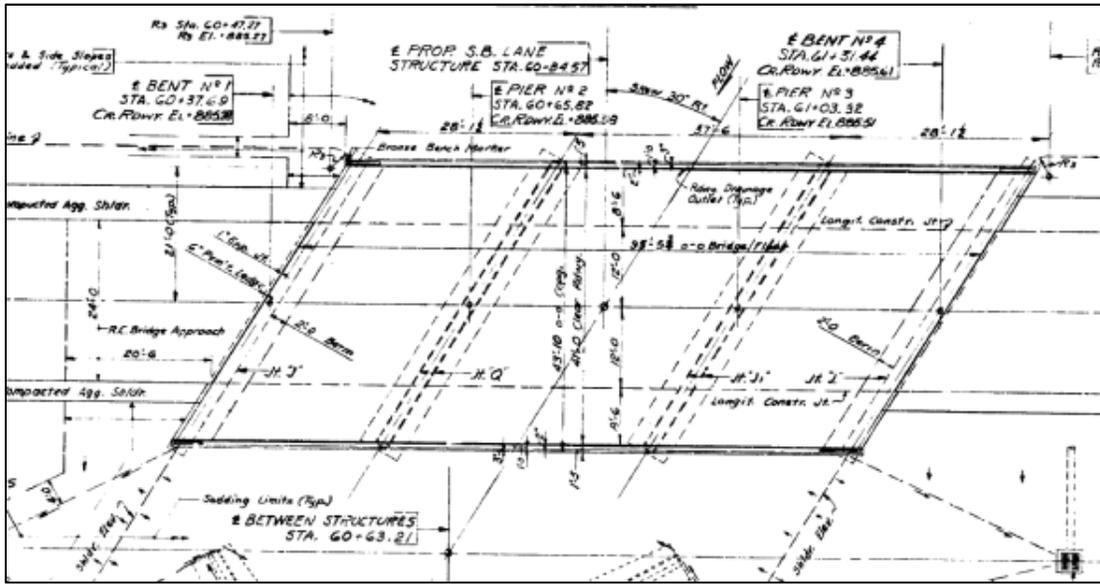


Figura 5 Planta puente No 2 – Planos de diseño

Fuente: Universidad de Purdue

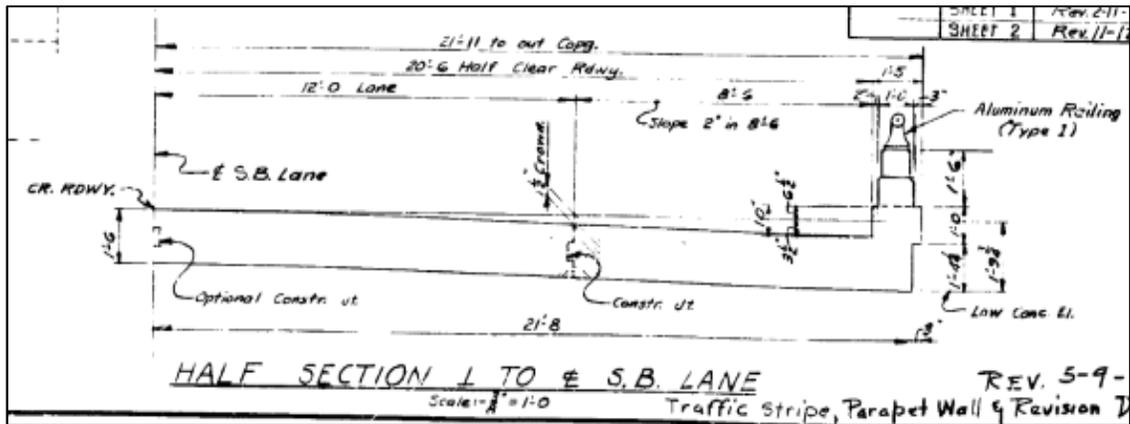


Figura 6 Sección transversal puente No 2 – Planos de diseño

Fuente: Universidad de Purdue

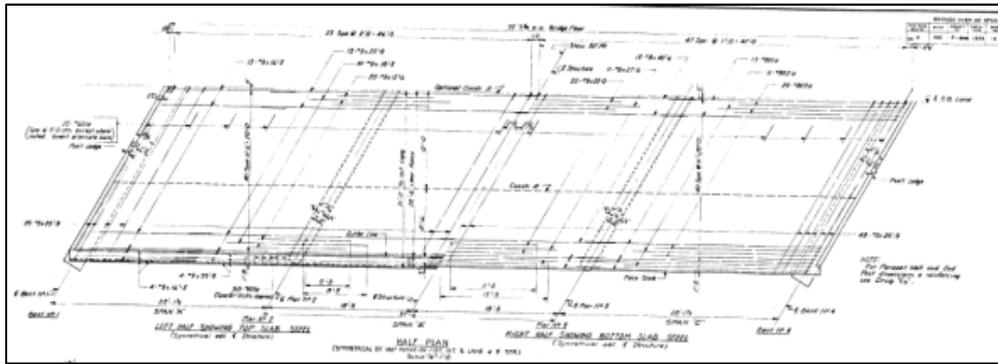


Figura 7 Planta refuerzo inferior y superior de superestructura puente No 2

Fuente: Universidad de Purdue.

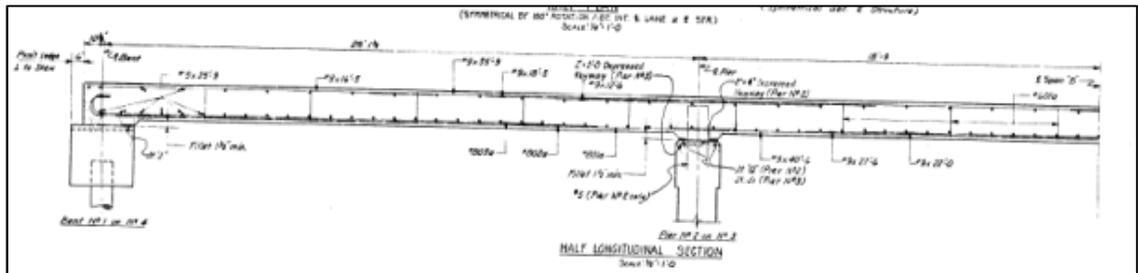


Figura 8 Detalle refuerzo longitudinal superestructura puente No 2

Fuente: Universidad de Purdue.

En esta primera etapa también se estudió la norma AASHTO LRFD 2012, con el fin de extraer y aplicar las recomendaciones dadas en este documento para obtener los índices de sobre esfuerzo en los puentes.

Transcripción información a AUTOCAD

Una vez interpretada la información registrada en los planos de diseño se procedió a transcribirla a AutoCAD, información que sirvió de base para realizar la evaluación de cargas muertas de cada uno de los puentes, además de determinar cuantías de acero de refuerzo suministrado a los elementos en estudio. Paralelamente a este trabajo se definieron: Combinaciones de carga, anchos de franjas y se calcularon los factores de distribución para el análisis de los elementos tanto internos como externos.

Calculo de solicitaciones

En esta etapa se procedió a calcular las solicitaciones actuantes bajo las cargas sobrepuestas en las vigas del puente No 1 y en los anchos de franja del puente No 2, empleando el teorema de Barret para el puente No 1 y las líneas de influencia en el puente No 2. La tarea anterior se realiza nuevamente en los dos puentes pero con la ayuda del programa SAP2000.

Una vez obtenidos los resultados por las dos metodologías, se hizo una comparación de resultados con el ánimo de evitar desviaciones importantes en los datos con que se determinaron los índices de sobre esfuerzo de los puentes. En esta etapa también se calcularán las deflexiones de acuerdo a lo indicado en la norma. En las siguientes figuras se presenta un ejemplo de cada puente

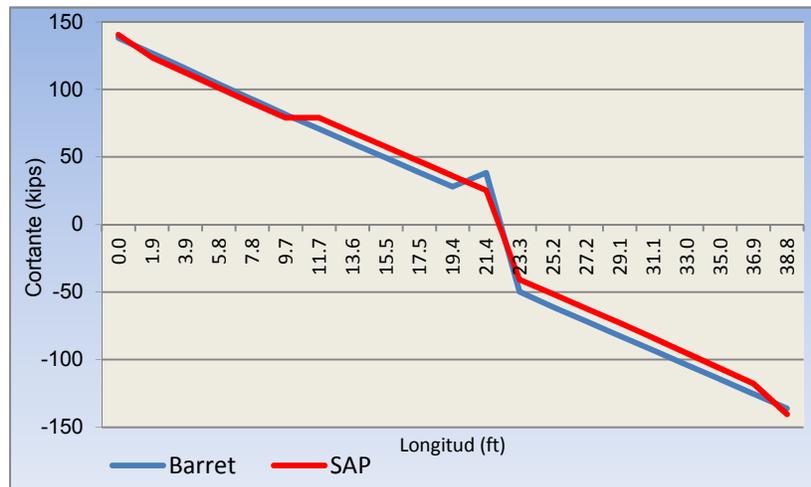


Figura 9 Diagrama de cortante combinación resistencia 1-1 Barret vs SAP2000 – Viga Externa Puente No-1

Fuente: Elaboración propia

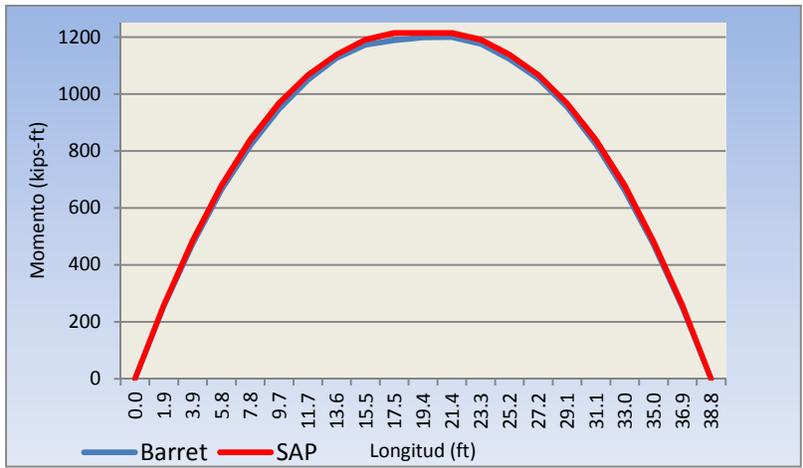


Figura 10 Diagrama de momento combinación resistencia 1-1 Barret vs SAP2000.- Viga Exterior Puesto No - 1

Fuente: Elaboración propia

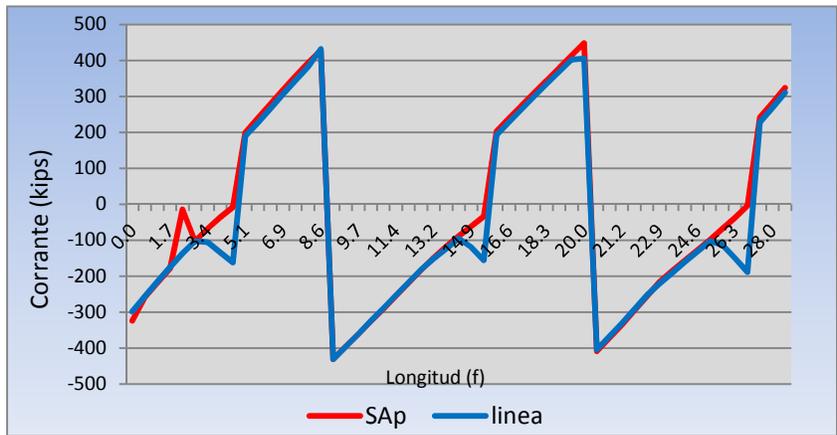


Figura 11 Diagrama de cortante combinación resistencia 1-1 Línea vs SAP2000 Fuente: Elaboración propia.

Fuente: Elaboración propia

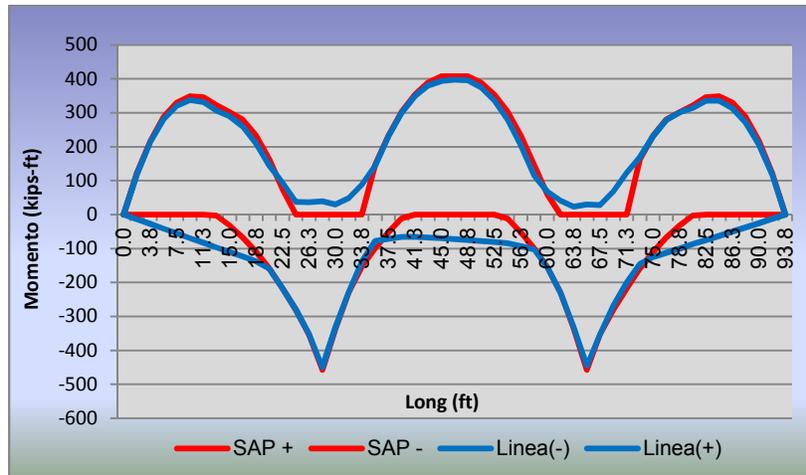


Figura 12 Diagrama de momento combinación resistencia 1-1 Línea vs SAP2000.

Fuente: Elaboración propia

Calculo Índices de sobre esfuerzo

Finalmente se determinaron los momentos y cortantes resistentes de las vigas del puente No 1 y las franjas del puente No 2, de acuerdo con los requerimientos establecidos en la norma e información consignada en los planos de diseño.

Con los valores obtenidos se determinaron los índices de sobre esfuerzo de las vigas del puente No 1 y las franjas del puente No 2 además de comparar las deflexiones de los puentes contra los límites recomendados en la norma. En las siguientes graficas se presentan los índices de sobre esfuerzo por cortante y flexión para las combinaciones de resistencia, donde se presentaron los índices más altos

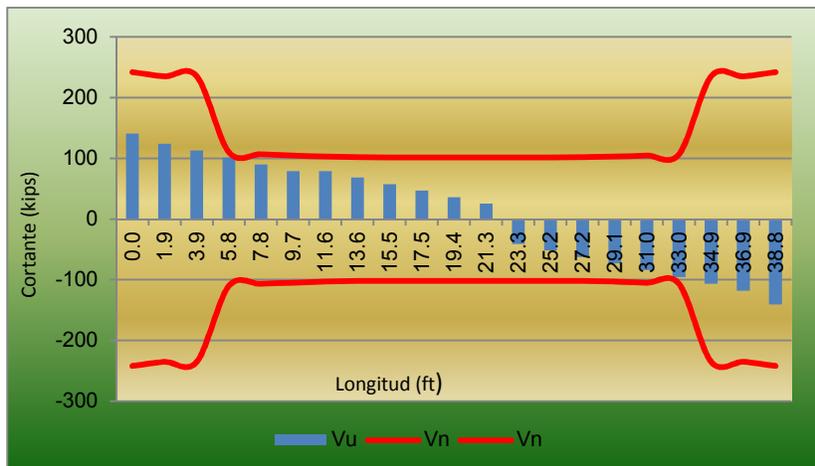


Figura 13 Representación gráfica índices por corte combinación resistencia 1-1 – Viga Externa

Fuente: Elaboración propia.

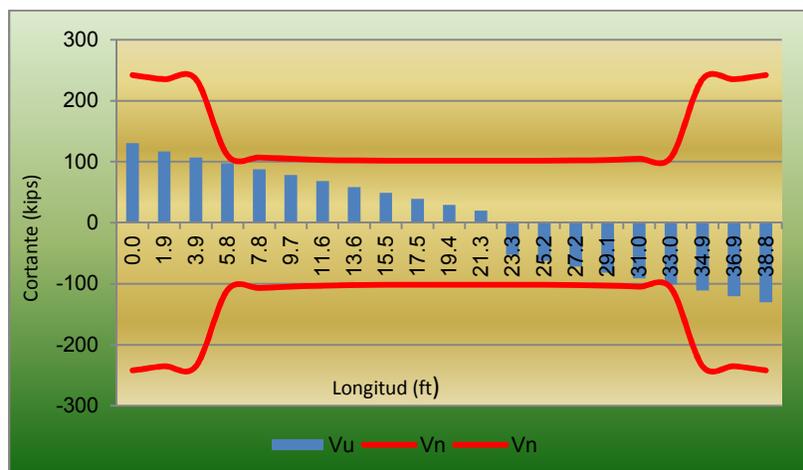


Figura 14 Representación gráfica índices por corte combinación resistencia 1-2 – Viga Externa

Fuente: Elaboración propia.

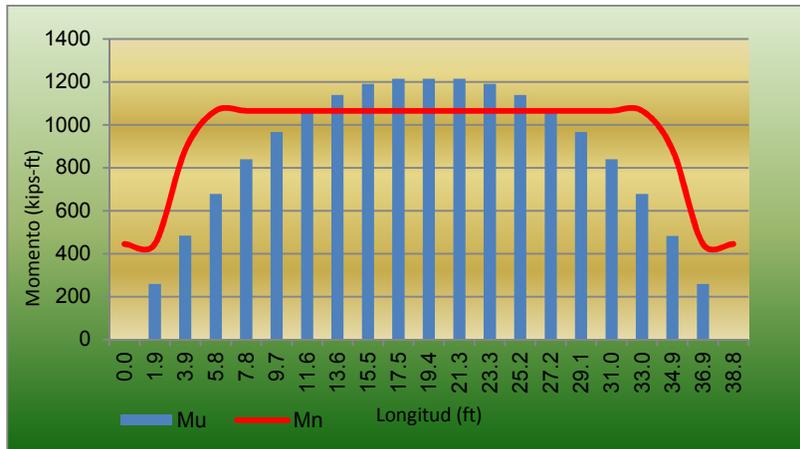


Figura 15 Representación gráfica índices por momento combinación resistencia 1-1 – Viga Externa

Fuente: Elaboración propia.

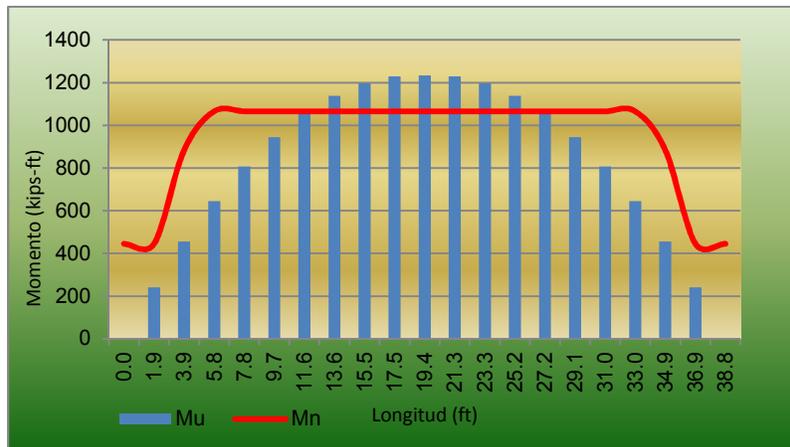


Figura 16 Representación gráfica índices por momento combinación resistencia 1-2 – Viga Externa

Fuente: Elaboración propia.

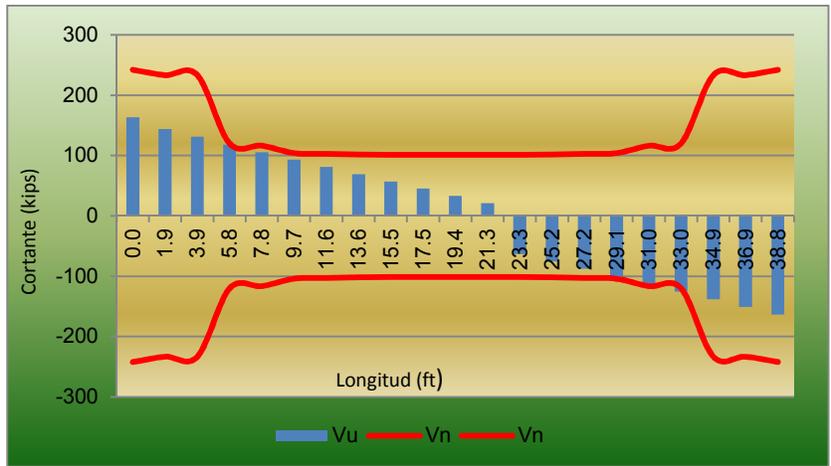


Figura 17 Representación gráfica índices por corte combinación resistencia 1-1
Viga interna

Fuente: Elaboración propia.

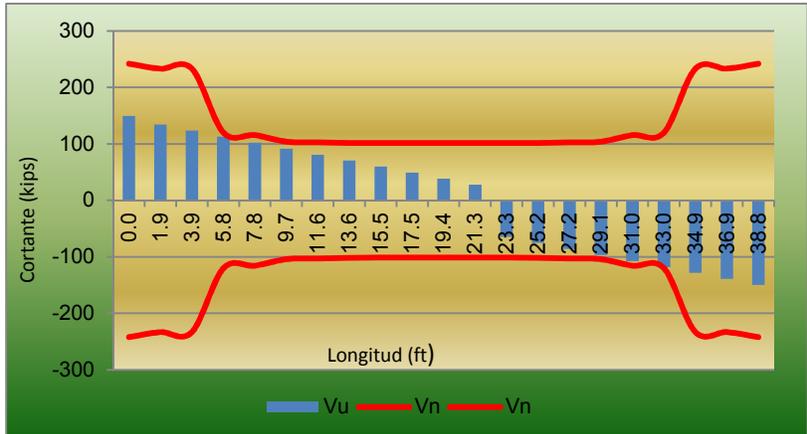


Figura 18 Representación gráfica índices por corte combinación resistencia 1-2
Viga interna

Fuente: Elaboración propia.

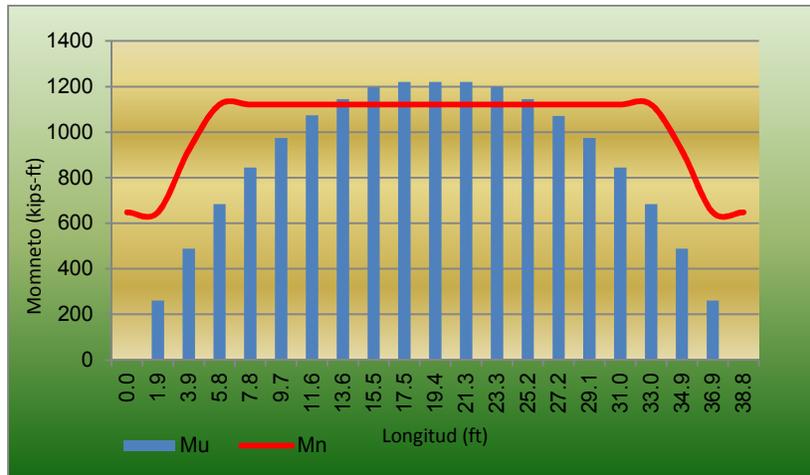


Figura 19 Representación grafica índices por momento combinación resistencia 1-1
Viga interna – VGI

Fuente: Elaboración propia.

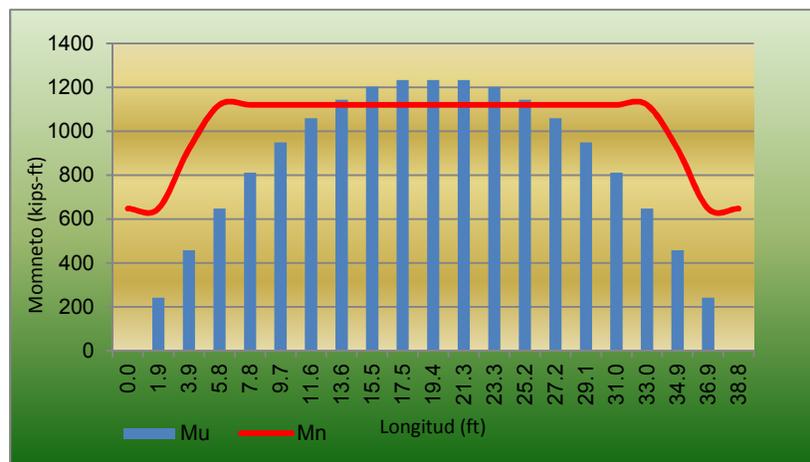


Figura 20 Representación grafica índices por momento combinación resistencia 1-2 Viga
interna

Fuente: Elaboración propia.

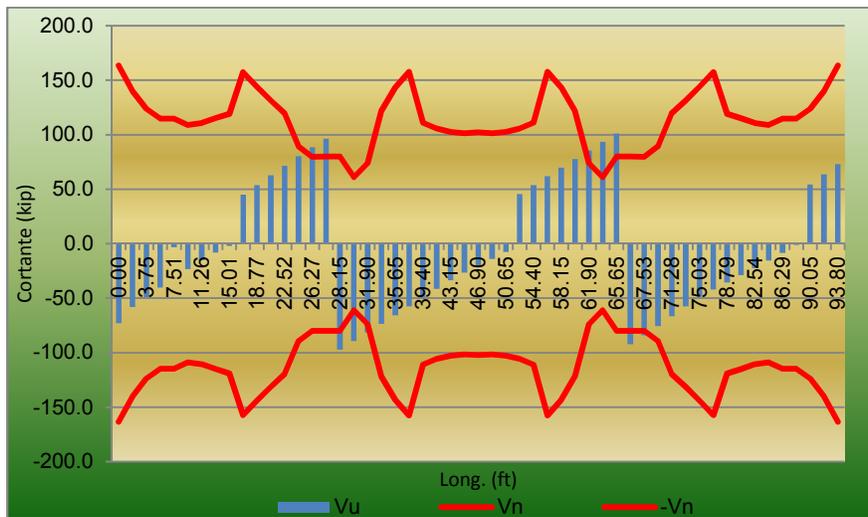


Figura 21 Representacion gráfica índices por corte combinacion resistencia 1-1 Franja Externa

Fuente: Elaboración Propia.

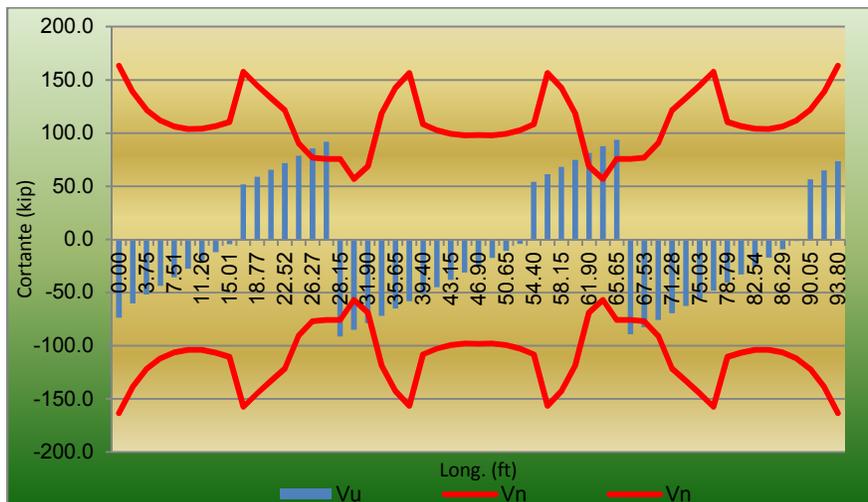


Figura 22 Representacion gráfica índices por corte combinacion resistencia 1-2 Franja Externa

Fuente: Elaboración Propia.

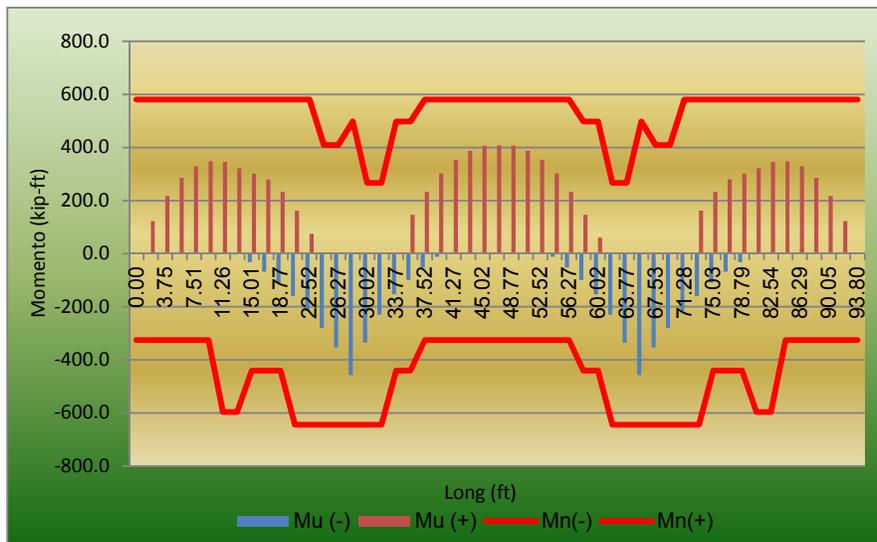


Figura 23 Representacion gráfica índices por momento combinacion resistencia 1-1
Franja Externa

Fuente: Elaboración Propia.

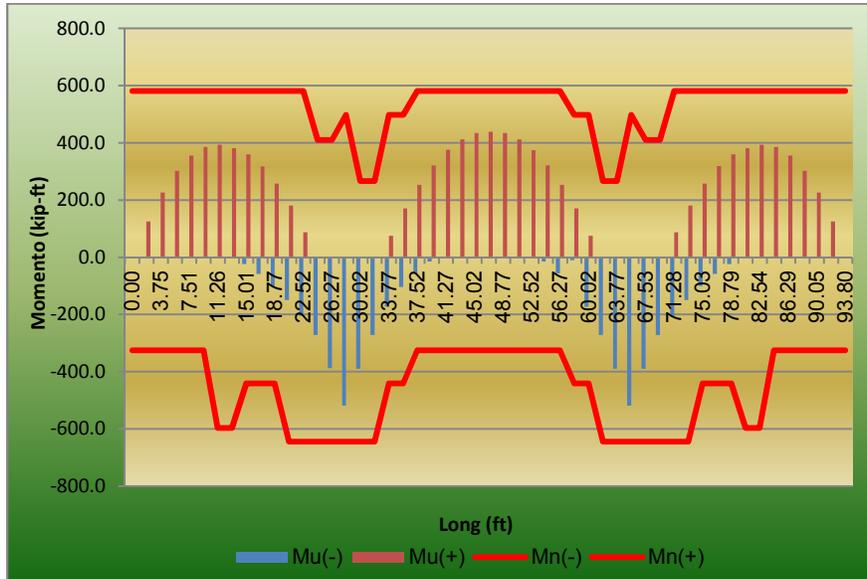


Figura 24 Representacion gráfica índices por momento combinacion resistencia 1-2
Franja Externa

Fuente: Elaboración Propia

Dado que los índices de sobre esfuerzo por cortante, sobrepasan el 100 % cerca a los apoyos intermedios, se decide realizar una verificación de la capacidad a cortante de la placa, por el método del puntal tensor. A continuación se presentan la representación gráfica de los resultados.

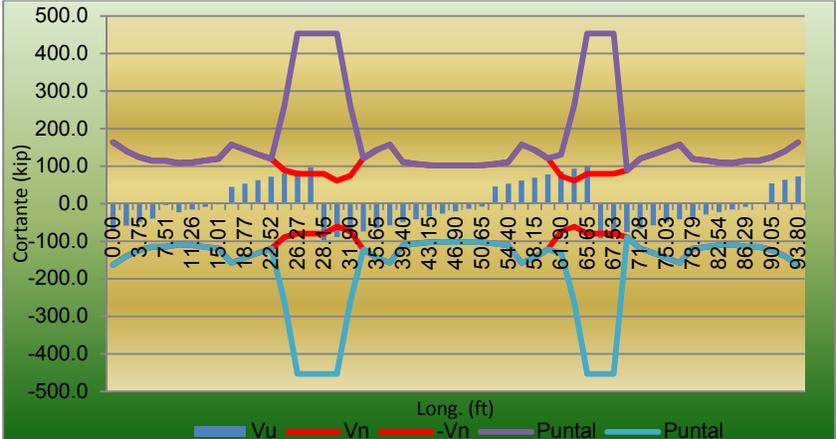


Figura 25 Representacion gráfica revision cortante por el metodo del puntal tensor resistencia 1-1 Franja Externa

Fuente: Elaboración Propia.

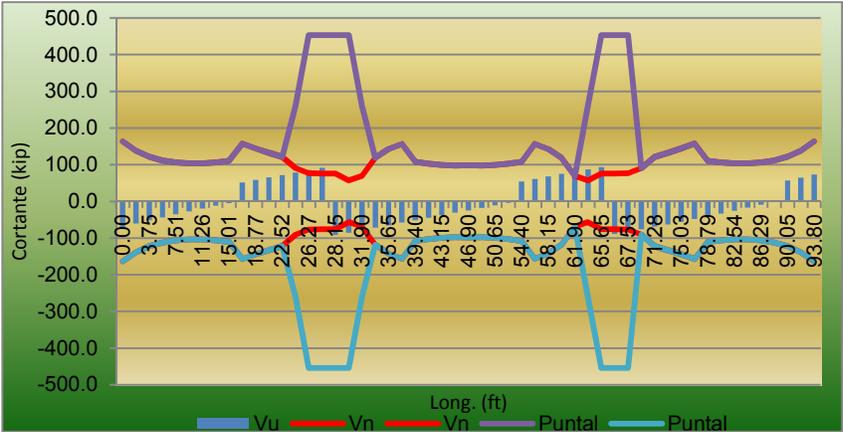


Figura 26 Representacion gráfica revision cortante por el metodo del puntal tensor resistencia 1-2 Franja Externa

Fuente: Elaboración Propia.

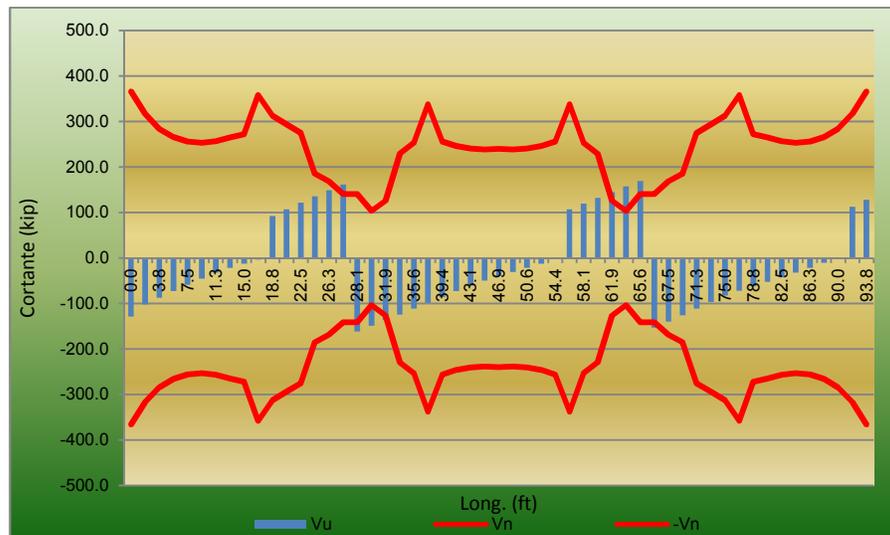


Figura 27 Representacion gráfica índices por corte combinacion resistencia 1-1 Franja Interna

Fuente: Elaboración Propia.

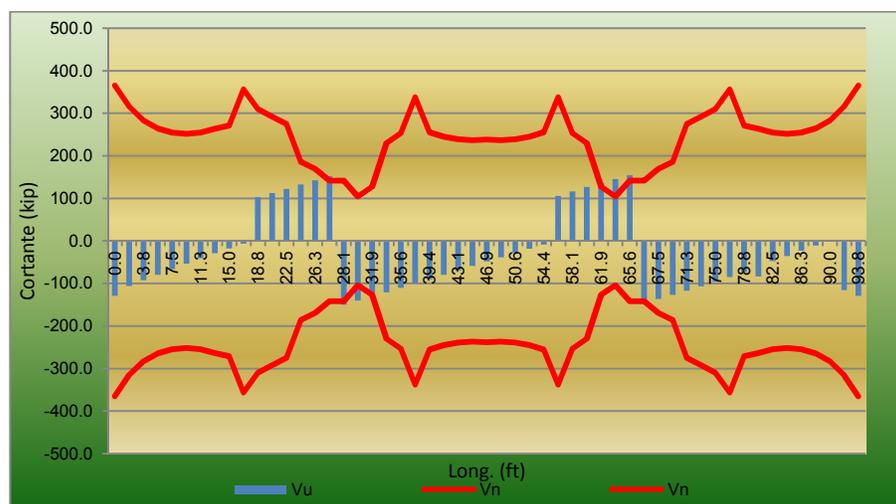


Figura 28 Representacion gráfica índices por corte combinacion resistencia 1-2 Franja Interna

Fuente: Elaboración Propia.

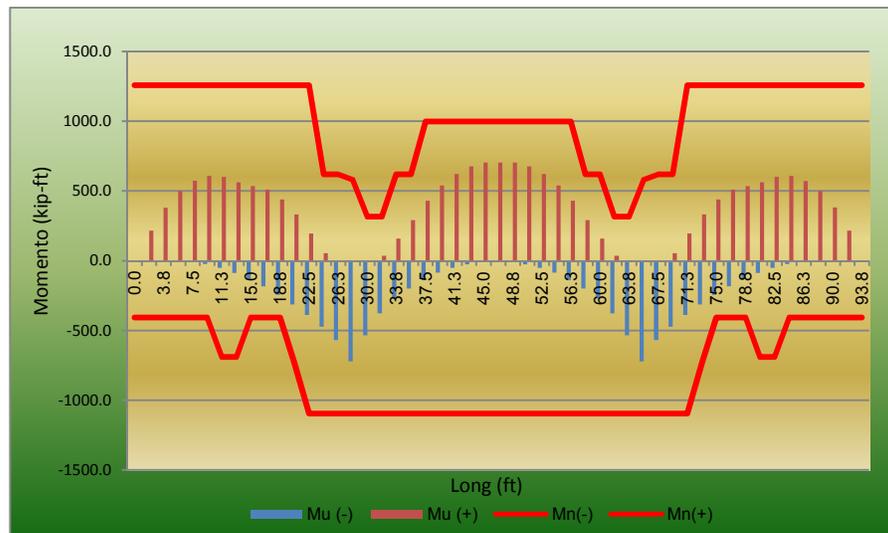


Figura 29 Representacion gráfica índices por momento combinacion resistencia 1-1
Franja Interna

Fuente: Elaboración Propia.

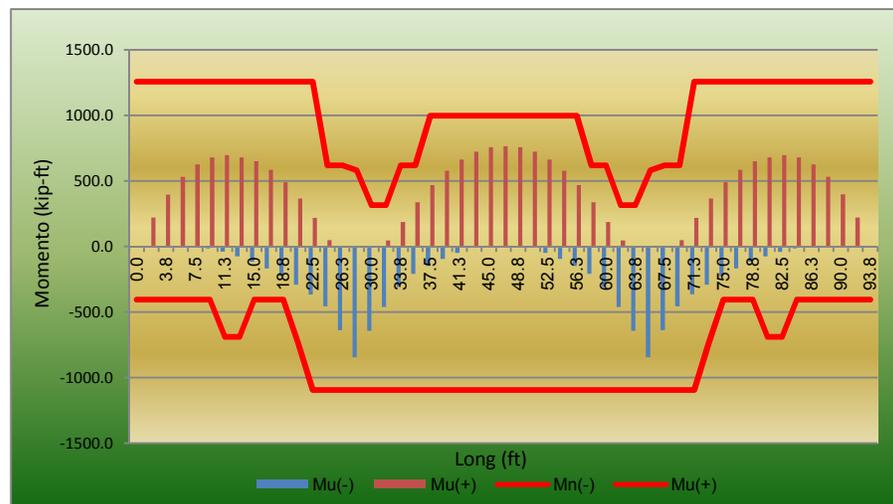


Figura 30 Representacion gráfica índices por momento combinacion resistencia 1-2
Franja Interna

Fuente: Elaboración Propia.

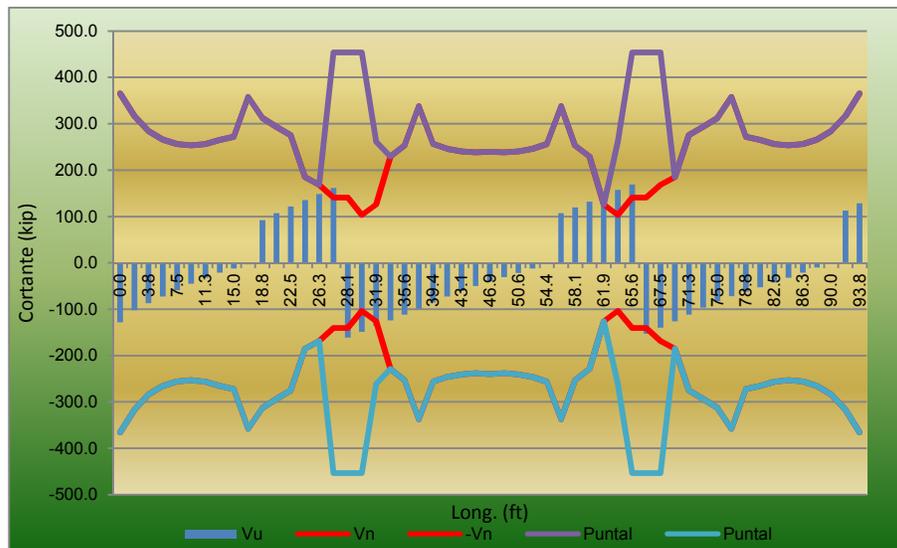


Figura 31 Representacion gráfica revision cortante por el metodo del puntal tensor combinacion resistencia 1-1 - Franja Interna

Fuente: Elaboración Propia.

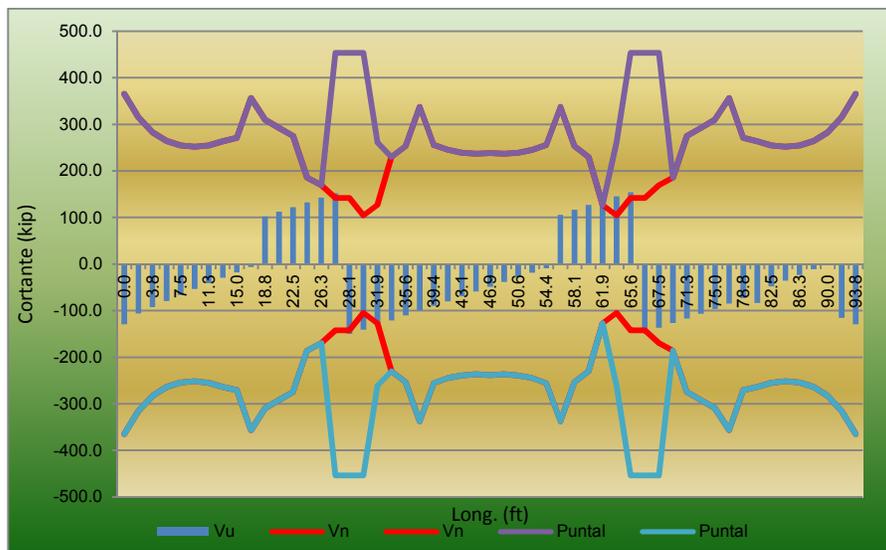


Figura 32 Representacion gráfica revision cortante por el metodo del puntal tensor combinacion resistencia 1-2 - Franja Interna

Fuente: Elaboración Propia.

Calculo de deformaciones

Tabla 1 Revisión deflexiones viga Externa

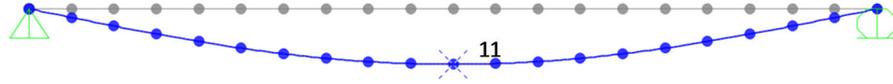


TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U3		$\Delta_{max} = L/800$		Cumple
Text	Text	Text	Text	mm	In	mm	In	
11	HL93	LinMoving	Min	-26.7	-1.1	14.8	0.6	No cumple
11	DFL1	Combination	Max	-7.9	-0.3	14.8	0.6	Cumple
11	DFL1	Combination	Min	-14.5	-0.6	14.8	0.6	Cumple
11	DFL2	Combination	Max	-7.9	-0.3	14.8	0.6	Cumple
11	DFL2	Combination	Min	-14.1	-0.6	14.8	0.6	Cumple
11	DFL3	Combination		-19.3	-0.8	14.8	0.6	No cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 2 Revisión deflexiones viga Interna

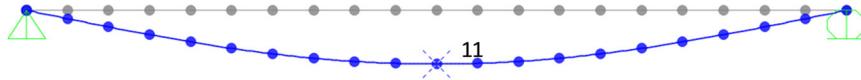


TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U3		$\Delta_{max} = L/800$		Cumple
Text	Text	Text	Text	mm	In	mm	In	
11	HL93	LinMoving	Min	-24.9	-1.0	14.8	0.6	No cumple
11	DFL1	Combination	Max	-7.3	-0.3	14.8	0.6	Cumple
11	DFL1	Combination	Min	-13.6	-0.5	14.8	0.6	Cumple
11	DFL2	Combination	Max	-7.3	-0.3	14.8	0.6	Cumple
11	DFL2	Combination	Min	-13.2	-0.5	14.8	0.6	Cumple
11	DFL3	Combination		-16.5	-0.6	14.8	0.6	No cumple

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3 Revisión deflexiones franja Externa

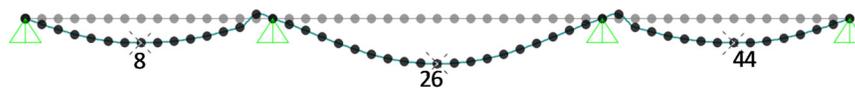


TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U3		$\Delta_{max} = L/800$		Cumple
Text	Text	Text	Text	mm	in	mm	in	
8	HL93 +	LinMoving	Max	2.42	0.10	10.5	0.41	Cumple
8	HL93 +	LinMoving	Min	-4.15	-0.16	10.5	0.41	Cumple
8	DFL1	Combination	Max	0.09	0.00	10.5	0.41	Cumple
8	DFL1	Combination	Min	-1.55	-0.06	10.5	0.41	Cumple
8	DFL2	Combination	Max	0.05	0.00	10.5	0.41	Cumple
8	DFL2	Combination	Min	-1.70	-0.07	10.5	0.41	Cumple
8	DFL3	Combination		-1.80	-0.07	10.5	0.41	Cumple
26	HL93 +	LinMoving	Max	2.09	0.08	14.3	0.56	Cumple
26	HL93 +	LinMoving	Min	-7.69	-0.30	14.3	0.56	Cumple
26	DFL1	Combination	Max	-0.62	-0.02	14.3	0.56	Cumple
26	DFL1	Combination	Min	-3.06	-0.12	14.3	0.56	Cumple
26	DFL2	Combination	Max	-0.59	-0.02	14.3	0.56	Cumple
26	DFL2	Combination	Min	-3.05	-0.12	14.3	0.56	Cumple
26	DFL3	Combination		-4.02	-0.16	14.3	0.56	Cumple
44	HL93 +	LinMoving	Max	2.42	0.10	10.5	0.41	Cumple
44	HL93 +	LinMoving	Min	-4.15	-0.16	10.5	0.41	Cumple
44	DFL1	Combination	Max	0.09	0.00	10.5	0.41	Cumple
44	DFL1	Combination	Min	-1.55	-0.06	10.5	0.41	Cumple
44	DFL2	Combination	Max	0.05	0.00	10.5	0.41	Cumple
44	DFL2	Combination	Min	-1.70	-0.07	10.5	0.41	Cumple
44	DFL3	Combination		-1.80	-0.07	10.5	0.41	Cumple

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 4 Revisión deflexiones franja Interna

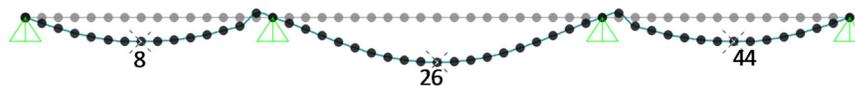


TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U3		$\Delta_{max} = L/800$		Cumple
				mm	in	mm	in	
8	HL93 +	LinMoving	Max	2.07	0.08	10.5	0.41	Cumple
8	HL93 +	LinMoving	Min	-3.56	-0.14	10.5	0.41	Cumple
8	DFL1	Combination	Max	0.07	0.00	10.5	0.41	Cumple
8	DFL1	Combination	Min	-1.34	-0.05	10.5	0.41	Cumple
8	DFL2	Combination	Max	0.03	0.00	10.5	0.41	Cumple
8	DFL2	Combination	Min	-1.47	-0.06	10.5	0.41	Cumple
8	DFL3	Combination		-0.59	-0.02	10.5	0.41	Cumple
26	HL93 +	LinMoving	Max	1.79	0.07	14.3	0.56	Cumple
26	HL93 +	LinMoving	Min	-6.60	-0.26	14.3	0.56	Cumple
26	DFL1	Combination	Max	-0.55	-0.02	14.3	0.56	Cumple
26	DFL1	Combination	Min	-2.65	-0.10	14.3	0.56	Cumple
26	DFL2	Combination	Max	-0.53	-0.02	14.3	0.56	Cumple
26	DFL2	Combination	Min	-2.64	-0.10	14.3	0.56	Cumple
26	DFL3	Combination		-1.32	-0.05	14.3	0.56	Cumple
44	HL93 +	LinMoving	Max	2.07	0.08	10.5	0.41	Cumple
44	HL93 +	LinMoving	Min	-3.56	-0.14	10.5	0.41	Cumple
44	DFL1	Combination	Max	0.07	0.00	10.5	0.41	Cumple
44	DFL1	Combination	Min	-1.34	-0.05	10.5	0.41	Cumple
44	DFL2	Combination	Max	0.03	0.00	10.5	0.41	Cumple
44	DFL2	Combination	Min	-1.47	-0.06	10.5	0.41	Cumple
44	DFL3	Combination		-0.59	-0.02	10.5	0.41	Cumple

Fuente: Elaboración Propia.

CONCLUSIONES

1. Dado que el presente trabajo realizado fue netamente académico, no se realizaron trabajos de campo ni programación de ensayos en los puentes, necesarios para establecer las condiciones reales de conservación de cualquier estructura.
2. Los resultados que se presentan en este informe, se calcularon con base en la información suministrada por la universidad de Purdue; la cual constaba de una copia de los planos originales de diseño y reparaciones realizadas a los puentes. Información que era poco legible y que debió ser confirmada con trabajos de campo, pero por tratarse un de trabajo académico no se realizó esta labor.
3. Según las imágenes que se obtuvieron de los puentes, con la ayuda del programa Google Earth, los puentes siguen en servicio y a simple vista no se observan daños importantes en la superestructura de los mismos.
4. De acuerdo a los resultados obtenidos, los índices de sobre esfuerzo por cortante y flexión del puente No 1, calculados con las combinaciones de servicio, no superan la capacidad de los elementos, aun cuando en estas combinaciones se está multiplicado la carga viva por 1.33% para tener en cuenta efectos dinámicos, tal como lo indica la norma.
5. Los índices de sobre esfuerzo por flexión del puente No 1, con combinaciones de resistencia son superados hasta un máximo del 16% de la capacidad de las vigas en centro luz del puente.
6. Si bien los índices por flexión son superados en el puente No – 1, además de no cumplir con los límites de deformaciones establecidos en la norma, esto no quiere decir que se deba reforzar el puente de manera inmediata, ya que el puente ha venido soportando las cargas de diseño sin mayorar, a través de los años y a simple vista no se observan daños que puedan comprometer la integridad del sus componentes.
7. Los índices de sobre esfuerzo por flexión y corte, con combinaciones de servicio y para el puente No 2, no superan la resistencia de los elementos.
8. Los índices de sobre esfuerzo por flexión, con combinaciones de resistencia para el puente No 2, no superan la resistencia de los elementos.
9. Los índices de sobre esfuerzo por corte, con combinaciones de resistencia para el puente No 2, superan hasta un 54% de la capacidad del elemento en zonas “D”

cercanas a los apoyos intermedios, por tal razón se realizó un chequeo adicional a cortante empleando el método del puntal tensor, método que es permitido por la AASTHO 2012 para analizar las regiones “D” que tienen estados de esfuerzos muy complejos en los que no aplica la teoría de vigas.

Una vez realizado el chequeo por el método del puntal tensor, se observa que los elementos presentan una mayor capacidad de resistencia a cortante en las zonas cercanas a los apoyos que la calculada con la teoría de vigas, por lo tanto el puente No-2 cumple con los requerimientos de capacidad establecidos en la norma.

10. Las deformaciones verticales del puente No- 2 no superan los límites establecidos en la norma.
11. Si bien los puentes fueron diseñados y construidos hace ya casi 69 años el más antiguo, y estando cercanos a cumplir su vida útil es de admirar a los ingenieros estructurales que proyectaron estas estructuras, ya los puentes aún siguen en servicio, aun cuando con el paso de los años, las cargas vivas (Camión) han tenido grandes avance, tanto en su tecnología como en capacidad de carga.
12. Si bien en el país se cuenta con la Norma Colombiana de Diseño de Puentes – LRFD – CCP14 y el manual para inspección visual de puentes y pontones del Instituto Nacional de Vías – INVIAS, no se cuenta con normativa para evaluación y reforzamiento de estructuras viales, por lo tanto es necesario que las entidades competentes revisen el tema, y dicten los lineamientos para desarrollar este tipo de trabajos en el país.

REFERENCIAS

- AASHTO. (2012). *Design Specifications Customary U.S Units 2012*. Washington D.C, Estados Unidos: AASHTO.
- AIS, A. C. (2014). *Norma colombiana de diseño de puentes CCP 14*. Bogotá: ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA SISMMICA AIS.
- American Society of Civil Engineers. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13)*. American Society of Civil Engineers.
- Bahena, C. R. (2004). *Curso de puentes en concreto, Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes - 1995*. Bogota: Bauen.
- Bahena, C. R. (2018). *Fundamentos de diseño de puentes*. Bogotá Colombia: Bauen.
- CSI Computers y Structures, i. (2016). *Computers and Structures, Inc*. Recuperado el 20 de 01 de 2019, de <http://www.csiespana.com/software/2/sap2000#>
- Escamilla, J. U. (2004). *Análisis de Estructuras*. Bogotá Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- INVIAS. (2006). *Manual para inspección visual de puentes y pontones*. Bogota D.C: Universidad nacional de Colombia.
- Jai B. Kim, R. H. (2013). *Simplified LRFD Bridge Design*. Boca Raton Florida EEUU: Taylor & Francis Group.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero*. Col. Del Valle, México, D.F.: Alfaomega Grupo Editor, S.A.
- Mondorf, P. (2006). Arch Bridges. En P. Mondorf, *Concrete Bridges* (págs. 555-585). New York: Taylor & Francis.
- NATIONAL INSTITUTE OF BUILDING SCIENCES (Building Seismic Safety Council). (2004). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation of New*

Buildings and Other Structures. Washington, D.C., USA: Federal Emergency Management Agency (FEMA).

Newmark, N. H. (1973). *Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities, Building Practices for Disaster Mitigation*. Washington: National Bureau of Standards, U.S., Department of Commerce.

Oldcastle Precast. (s.f.). Recuperado el 20 de 01 de 2019, de <http://www.oldcastleprecastspokane.com/Precast-Bridge-Culverts>

PACADAR. (2016). Recuperado el 20 de 01 de 2019, de <http://www.pacadar.es/>

Sánchez-Barbudo, I. H. (2009). *Tesis Doctoral: Pandeo lateral de estructuras metálicas en arco*. Sevilla, España: Universidad de Sevilla.

SCRIBD. (s.f.). *SCRIBD*. Recuperado el 15 de 03 de 2019, de SCRIBD: <https://es.scribd.com/document/322415182/Modelos-Puntal-Tensor>

Serquen, I. A. (2016). *Puentes con AASHTO-LRFD 2014 (7th Edition)*. Peru: Ing_ars@hotmail.com.

SISMICA, A. C. (2010). *REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCION SISMO REISTENTE NSR-10*. BOGOTÁ: AIS.