

Abstract

Many bridges in Costa Rica have the need to be strengthened due to the poor state in which they are or in some cases with the objective of updating with the governing specifications for the design of this type of structure.

This project was raised as to the objective of finding a bridge that belonged to the national road network that had the need to enhance its strength capacity and hence propose a strengthening system based on fiber reinforced polymer materials which comply with this objective.

To achieve this objective, the La Cruz river bridge superstructure was analyzed. In this analysis several structural models were carried out as the current element strength was calculated, to finally determine the amount of material of the reinforcing system that was needed to comply with the demanded load conditions.

A carbon fiber strengthening (CFRP) system was proposed.

After the result analysis it was possible to determine that the CFRP system was the one that offered the most number of advantages when compared to a traditional strengthening system like a steel sheet system.

Key words: Bridge, reinforced concrete, reinforcement, carbon fiber.

Resumen

Muchos puentes en Costa Rica tienen la necesidad de ser reforzados debido al mal estado en el que se encuentran o en algunos casos por la necesidad de actualizarse con la normativa que rige el diseño de este tipo de estructuras.

Este proyecto planteó el objetivo de encontrar un puente de la red vial nacional que requiriera aumentar su capacidad. Se propone utilizar un sistema de reforzamiento a base de polímeros reforzados con fibras que cumpliera con este objetivo.

Para cumplir con este objetivo se analizó la superestructura del puente sobre el río La Cruz. En el análisis se realizaron modelos estructurales y se calculó la resistencia actual de los elementos que componen la superestructura del puente, para así hacer la propuesta del sistema de reforzamiento que era necesario para que cumpliera con las exigencias de carga planteadas.

Como sistema de reforzamiento se propuso la utilización de láminas de fibras de carbono.

Después del análisis de los resultados, se determinó que el sistema propuesto con las fibras de carbono era el que ofrecía la mayor cantidad de ventajas en comparación con un sistema tradicional de reforzamiento con láminas de acero.

Palabras clave: Puente, concreto reforzado, reforzamiento, fibras de carbono.

Análisis y Diseño de Propuestas de Reforzamiento de la Superestructura del Puente sobre el Río La Cruz

DAVID ULATE OVARES

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Agosto del 2011

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

PREFACIO.....	1
RESUMEN EJECUTIVO.....	2
INTRODUCCION.....	5
METODOLOGIA	
DESCRIPCION DEL PUENTE	
SOBRE EL RIO LA CRUZ.....	11
EVALUACION DEL ESTADO	
ACTUAL DE LA	
ESTRUCTURA.....	13
MODELO ESTRUCTURAL.....	17
RESISTENCIA ACTUAL DE	
LOS ELEMENTOS.....	27
RESULTADOS OBTENIDOS	
RESULTADOS DEL MODELO	
ESTRUCTURAL.....	29
DISEÑO DEL	
REFORZAMIENTO.....	33
ANALISIS DE RESULTADOS....	35
CONCLUSIONES.....	37
APENDICES.....	39
ANEXOS.....	40
REFERENCIAS.....	41

Prefacio

En un sistema vial, ya sea urbano o rural, existen estructuras que se construyen primordialmente para cumplir con un objetivo de funcionalidad y efectividad, que en este caso sería el permitir una movilización segura de personas y vehículos de un lugar a otro.

En muchos casos este objetivo deja cumplirse por razones como el deterioro normal de los materiales utilizados, por falta de mantenimiento, por deficiencias en el diseño, por deficiencias en el proceso de construcción o porque se determina la necesidad de actualizar su capacidad en del cumplimiento de las nuevas normativas que rigen la realización de estas obras.

En Costa Rica es muy usual ver puentes en mal estado, principalmente por falta de mantenimiento o porque su capacidad se ha quedado atrás con respecto al aumento en la cantidad de vehículos que se ha experimentado, al menos en los últimos 40 años.

Actualmente es posible realizar el reforzamiento de puentes de distintas maneras, tales como reforzamientos con elementos de acero, reforzamientos con elementos de concreto reforzado o concreto postensionado y aplicaciones con polímeros reforzados con distintos tipos de fibras. Es importante conocer los sistemas de reforzamiento que existen en la actualidad que se pueden aplicar a las estructuras de los puentes que se encuentran en mal estado y que quizás ofrezcan más ventajas que los sistemas tradicionales, ya que esto puede permitir tomar mejores decisiones a la hora de invertir en la rehabilitación de estas obras.

En nuestro país se han realizado estudios que se refieren a la falta de mantenimiento y la necesidad de rehabilitación de muchos puentes en nuestro país, como por ejemplo el realizado por la agencia JICA (Japan International Cooperation Agency) de Japón.

Estos estudios son del conocimiento de distintas instituciones gubernamentales de nuestro país, las cuales tienen la obligación de velar por el buen estado de estas estructuras, aunque por varias razones esto no ha sido posible.

El objetivo principal de este proyecto es estudiar el comportamiento de un puente existente de la red vial nacional para el cual se determine que existe una necesidad de reforzamiento para los elementos que lo componen y proponer un sistema con materiales no tradicionales que ofrezca una nueva opción a los que analizan la posibilidad de llevar a cabo un proyecto de rehabilitación de este tipo.

Bajo recomendación del Departamento de Puentes del MOPT (Ministerio de Obras Públicas y Transportes) fue elegido el puente sobre el Río La Cruz, ubicado en el cantón de La Unión de la Provincia de Cartago para ser estudiado y determinar si era factible su reforzamiento con polímeros reforzados con fibras.

Agradecimientos al Ing. Mauricio Carranza por ser el profesor tutor en el desarrollo de este proyecto y al Departamento de Puentes del Ministerio de Obras Públicas y Transportes por la información proveída para el análisis estructural realizado.

Resumen ejecutivo

El desarrollo del presente tema se considera de utilidad para entidades estatales como el Ministerio de Obras Públicas y Transportes, ya que cuentan con un estudio estructural de una de las obras viales que están bajo su administración, lo cual les podría dar información que después puede ser utilizada para la toma de decisiones en lo que se respecta a labores de mantenimiento, específicamente en estructuras de puentes.

Muchos de los puentes que funcionan actualmente en Costa Rica se encuentran en mal estado y requieren de una intervención, ya sea correctiva o preventiva, para lograr que su estructura se comporte de manera segura.

El objetivo principal de este proyecto es el de encontrar un puente que requiera ser reforzado, ya sea por deterioro en sus elementos o para que la estructura cumpliera con la normativa que rige el diseño de este tipo de estructuras en la actualidad, estudiar su capacidad estructural y proponer un sistema de reforzamiento con materiales no tradicionales que pudieran mejorar su desempeño.

Por una recomendación del Departamento de Puentes del Ministerio de Obras Públicas y Transportes, se escogió el puente sobre el río La Cruz para ser analizado. En este proyecto se analizó únicamente la superestructura de este puente.



Figura 1. Puente sobre el río La Cruz

Este puente se ubica sobre la ruta nacional Florencio del Castillo (ruta N°2), en el cantón de La Unión, provincia de Cartago.

El puente lo conforman dos estructuras completamente separadas, una que es la que va en sentido Cartago- San José y la otra que va en sentido San José- Cartago. Cada paso se compone de dos tramos, cada uno con una luz libre de 19.00m y que se apoyan en un extremo sobre un bastión y en otro sobre una pila central. En ambos sentidos, cada puente tiene una superestructura de concreto reforzado que se compone básicamente de vigas principales postensadas con sección tipo I, vigas diafragma de concreto reforzado de sección rectangular y una losa de concreto doblemente reforzada.



Figura 2. Paso en sentido San José-Cartago

El diseño original de esta estructura se basó en las Especificaciones Estándar de AASHTO de 1969.

Después de haber realizado una inspección del puente y un análisis estructural basado en los datos obtenidos de los planos constructivos, se determinó que era necesario proponer un sistema para reforzar algunos de los elementos que componen la superestructura del puente. Finalmente la estructura debía cumplir con los requerimientos establecidos en la actual norma AASHTO y el ACI para el diseño de este tipo de estructuras.

El reforzamiento para estructuras de concreto con sistemas de polímeros reforzados con fibras o FRP por sus siglas en inglés (fiber reinforced polymer) es una de las opciones que existen actualmente para resolver los problemas de baja capacidad que tienen algunas de las estructuras que componen el sistema vial. Estos sistemas de reforzamiento consisten básicamente en colocar fibras, principalmente hechas de vidrio, carbono o aramidas, que son embebidas en una matriz de resinas, como por ejemplo una matriz de resina epóxica. Una vez que el compuesto es curado bajo los procedimientos adecuados es capaz de adquirir características mecánicas que son muy favorables para ser utilizadas en distintas formas de reforzamiento, como por ejemplo una resistencia alta al impacto, una resistencia alta a la tracción y una capacidad de elongación mucho mayores que algunos materiales tradicionales como el acero, además de ser resistentes a la corrosión.

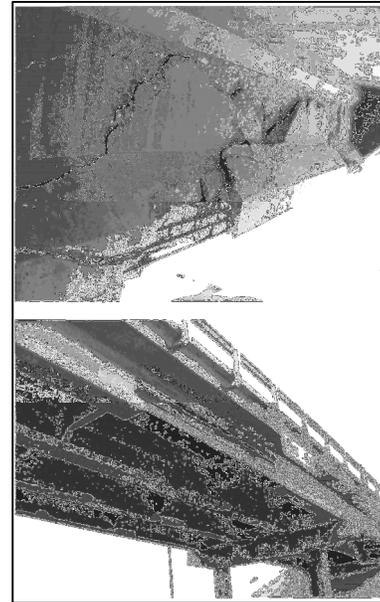


Figura 3. Ejemplo de reforzamiento de puente con láminas de fibras de carbono

Una vez determinada la necesidad de reforzamiento en cada elemento, se procedió a realizar una propuesta de reforzamiento con un sistema de láminas de fibras de carbono de alta resistencia.

El diseño del reforzamiento con estas fibras de carbono se hizo siguiendo lo establecido en el ACI 440R.

Estas láminas se ubicaron en distintas partes de las vigas principales y en los fondos de losas y vigas diafragma para aumentar su capacidad a flexión y a tensión en lugares específicos.

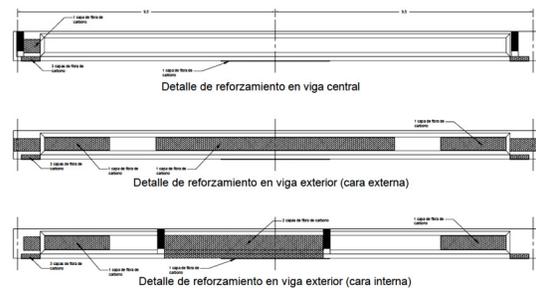


Figura 4. Esquema de reforzamiento para vigas principales

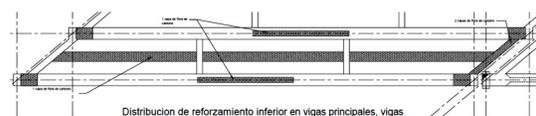


Figura 5. Esquema de reforzamiento para losas

Las ventajas que ofrece este tipo de reforzamiento son básicamente la rapidez con la cual pueden ser instaladas, el poco mantenimiento que es necesario para que se mantengan en buen estado, siempre y cuando sean bien diseñadas y se sigan las recomendaciones establecidas para que sean instaladas de manera correcta.

Se estimó también que el sistema propuesto con fibras de carbono era más económico que uno similar pero hecho con acero estructural. El costo preliminar del sistema con fibras de carbono se estimó en \$202.400,00 y se estimó que un sistema alternativo hecho con acero significaría un costo preliminar de aproximadamente \$223.000,00.

En lo que respecta a tiempos de intervención, se estima que la instalación de las fibras de carbono llevaría aproximadamente unas 4 semanas, mientras que la instalación de un reforzamiento con láminas de acero podría durar hasta 3 meses en ser finalizado.

Finalmente se consideró que el mejor sistema para el reforzamiento del puente sobre el río La Cruz fue el propuesto con las fibras de carbono.

Introducción

Actualmente muchos de los puentes ubicados sobre rutas nacionales en Costa Rica se encuentran en mal estado debido a diferentes razones. La gran mayoría son puentes que fueron construidos hace más de 50 años y cuyas políticas de mantenimiento nunca fueron las más adecuadas. Como resultado de lo anterior, se han observado desde problemas sencillos de resolver pero que afectan seriamente el tránsito vehicular, hasta problemas estructurales más serios que terminan en tragedias y en la pérdida de vidas humanas.

A pesar de los esfuerzos realizados, que aunque a veces parecen ser pocos, éstos se han visto afectados principalmente por el presupuesto nacional con el cual se dispone para tratar dichos problemas. De allí que sea importante un adecuado diagnóstico y solución por parte de las autoridades competentes.

Por su parte también es fundamental que se planteen soluciones que cumplan en forma adecuada con los requerimientos en normativa de diseño y construcción que requieren estas estructuras. Debe considerarse el escoger la mejor solución que presente resultados observables a largo plazo y que impliquen a su vez el menor gasto posible. Es importante además que las obras puedan realizarse en un plazo más corto, con el fin de que los procesos de construcción reduzcan el grado de afectación al tránsito tanto vehicular como peatonal.

En este proyecto se plantea el problema de diseñar el sistema de reforzamiento para la superestructura del puente sobre el río La Cruz, ubicado en el cantón de La Unión de la provincia de Cartago. Este puente fue escogido para su reforzamiento bajo la recomendación del

Departamento de Puentes del Ministerio de Obras Públicas y Transportes.

El objetivo principal de este proyecto es realizar el diseño del reforzamiento necesario para que la superestructura del puente cumpla con los requerimientos de carga actuales y en cumplimiento de la normativa de construcción actual.

Los objetivos específicos de este proyecto son los siguientes:

- Evaluar la condición actual de la superestructura del puente para determinar la necesidad de reforzamiento.
- Realizar el diseño del reforzamiento para la superestructura del puente, siguiendo la normativa disponible para el diseño de este tipo de estructuras (ACI, AASHTO, Código Sísmico de Costa Rica 2002, etc).
- Realizar un análisis que permita comparar las diferentes ventajas o desventajas que proponen los distintos sistemas disponibles para el reforzamiento, esto en términos de costo, proceso constructivo y mantenimiento que cada sistema requiere después de su instalación.

Como sistema de reforzamiento se utilizó un sistema de fibras de carbono, para el cual se realizó un análisis general de costos y se comparó con aquellos de un reforzamiento proyectado con láminas de acero. A continuación se presenta una breve explicación de la utilización de polímeros reforzados con fibras para su utilización como sistema de reforzamiento en estructuras de concreto.

Reforzamiento con polímeros reforzados con fibras

Materiales y procesos

Los polímeros reforzados con fibras o FRP en inglés (fiber-reinforced polymer), consisten típicamente en fibras de alta resistencia embebidas en una matriz de resina. Estas fibras le dan resistencia y rigidez al compuesto y generalmente se encargan de soportar las cargas que se les impone. La matriz actúa como adherente y protege las fibras, además de transferir los esfuerzos de una fibra a la otra. Las fibras más comunes utilizadas actualmente son las fibras de vidrio (GFRP), fibras de carbono (CFRP) y fibras aramidadas (AFRP), comercialmente conocidas como kevlar. Las resinas utilizadas típicamente son epóxicas, poliésteres, vinilesteres o fenólicos.

Las resinas pueden dividirse en dos grupos principales: resinas termoendurecibles y resinas termoplásticas. Las resinas termoplásticas se suavizan al calentarse y pueden ser moldeadas cuando están en un estado caliente y semifluido. Estas resinas se rigidizan al enfriarse. Las resinas termoendurecibles son normalmente líquidas o sólidas con un punto de fusión bajo en su estado inicial. Al utilizarse en un producto final, las resinas termoendurecibles son curadas con algún catalizador, con calor o con una combinación de ambos. Una vez curadas, las resinas termoendurecibles no pueden ser convertidas otra vez a su estado líquido. A diferencia de las termoplásticas, las resinas termoendurecibles no se derriten cuando se calientan, pero sí se pueden suavizar. Una vez que toman forma no pueden ser remodeladas. Las resinas termoendurecibles más típicas utilizadas en la actualidad son poliésteres, epóxicas, vinilesteres y fenólicos.

La función principal de las fibras es el de transferir las cargas a lo largo del compuesto y dar resistencia y rigidez en una sola dirección. Estas fibras se pueden

colocar de manera que las propiedades se apliquen en varias direcciones. Tal y como se mencionó anteriormente, los tipos de fibras más utilizados comercialmente son las fibras de vidrio, carbono (o grafito) y fibras aramidadas. El uso más común de estas fibras es en forma de láminas. Estas láminas se forman al acumular capas de fibras y matrices hasta consolidarlas y obtener el espesor deseado.

Las fibras de vidrio son usualmente fibras que soportan adecuadamente cargas de impacto, pero son más densas que las fibras de carbono o aramidadas. Los compuestos hechos con este tipo de fibras han demostrado ser muy útiles como aislamiento eléctrico y térmico.

Las fibras de carbono están hechas de precursores de poliacrilonitrilo (PAN), breas de alquitrán o de rayón. Las propiedades de las fibras de carbono están controladas por estructuras moleculares. La formación de las fibras de carbono requiere de procesos a temperaturas por encima de los 1000°C. Las fibras unidireccionales contienen los módulos de elasticidad y resistencia más altos. Los compuestos de fibras de carbono tienen una capacidad a la deformación menor a las de los compuestos de fibras de vidrio o fibras aramidadas. Las fibras de carbono son altamente resistentes a los ácidos. Cuando están en contacto con metales, éstos pueden producir corrosión galvánica. Además, son capaces de conducir corrientes eléctricas, por lo cual son susceptibles a sufrir el impacto de rayos.

Las fibras aramidadas tienen buenas propiedades mecánicas con una baja densidad y alta resistencia al impacto. Se caracterizan por tener módulos de elasticidad medios y alta resistencia a la tensión. Son resistentes a los solventes orgánicos, combustibles y lubricantes. Tienen una capacidad pobre a la compresión. Normalmente se utilizan en cables y en aplicaciones para protección contra balas.

Fiber	Typical diameter, microns	Density, g/cm ³ (lb/in. ³)	Tensile modulus, GPa (10 ⁶ psi)	Tensile strength, MPa (ksi)	Strain to failure, %	Coefficient of thermal expansion, 10 ⁻⁶ /°C	Poisson's ratio
Commercial composite reinforcing fibers (constructed from Mallick [1988])							
Glass							
E-glass	10	2.54 (0.092)	72.4 (10.5)	3450 (500.0)	4.8	5.0	0.2
S-glass	10	2.49 (0.090)	86.9 (12.6)	4300 (625.0)	5.0	2.9	0.22
Carbon PAN-carbon							
T-300	7	1.76 (0.064)	231 (34)	3650 (530)	1.4	-0.1 to -0.5 (longitudinal), 7 to 12 (radial)	-0.2
AS	7	1.77 (0.064)	220 (32)	3100 (450)	1.2	-0.5 to -1.2 (longitudinal), 7 to 12 (radial)	—
t-40	6	1.81 (0.065)	276 (40)	5650 (820)	2.0	—	—
HSB	7	1.85 (0.067)	345 (50)	2340 (340)	0.58	—	—
Fortafil 3™	7	1.80 (0.065)	227 (33)	3800 (550)	1.7	-0.1	—
Fortafil 5™	7	1.80 (0.065)	345 (50)	2760 (400)	0.8	—	—
Toray M40J	—	1.77 (0.064)	377 (55)	4410 (640)	1.2	—	—
Zoltek (2006)	7	1.81 (0.065)	242 (35)	3800 (550)	—	—	—
Pitch-carbon							
P-555	10	2.00 (0.072)	380 (55)	1900 (275)	0.5	-0.9 (longitudinal)	—
P-100	10	2.16 (0.078)	758 (110)	2410 (350)	0.32	-1.6 (longitudinal)	—
Aramid							
Kevlar™ 49	12	1.45 (0.052)	131 (19)	3620 (525)	2.8	-2.0 (longitudinal), +59 (radial)	0.35
Twaron™ 1055*	12	1.45 (0.052)	127 (18)	3600 (533)	2.5	-2.0 (longitudinal), +59 (radial)	0.35

*Mechanical properties: single filament at 22 °C (72 °F) per ASTM D 2101.

Cuadro 1. Características típicas de las fibras (ACI 440R-07)

Los beneficios que ofrece el reforzamiento con este tipo de materiales son varios. Los polímeros reforzados con fibras son más resistentes a la corrosión que el reforzamiento con acero, lo cual significa que la vida útil de la estructura puede verse incrementada. Estos productos también poseen una relación de resistencia-peso elevada y propiedades de resistencia mayores a las del acero. En labores de reparación y rehabilitación el bajo peso de estos materiales y la facilidad con la cual se pueden aplicar puede resultar en una disminución en los costos de mano de obra. La mayor desventaja de estos materiales es su alto costo.

Algunos ejemplos del uso de polímeros reforzados con fibras son los siguientes:

- Compuestos para reparar y reforzar vigas, columnas, losas y muros.
- Barras, mallas y tendones de polímeros reforzados con fibras para el reforzamiento del concreto.
- Paneles para puentes vehiculares y peatonales.

- Perfiles estructurales.
- Sistemas para estructuras costeras o expuestas a ambientes marinos.



Figura 6. Reforzamiento de muro con fibras de vidrio en matriz de epóxico



Figura 7. Reforzamiento de vigas en puente con tendones de fibras de carbono

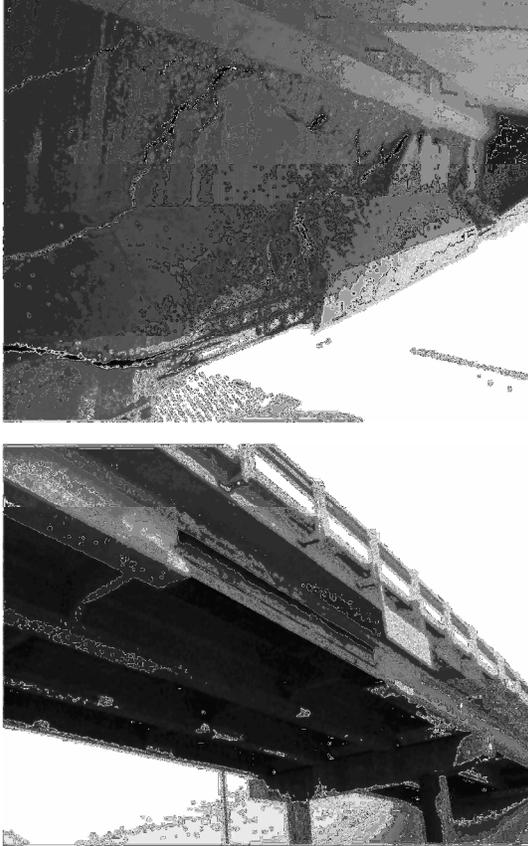


Figura 8. Reforzamiento de vigas en puente con láminas de fibras de carbono

Tipos de reforzamiento

Las fibras como material de reforzamiento se encuentran en las siguientes formas:

- Mezclado de fibras o grupos de fibras dentro de una matriz de resina de forma aleatoria.
- Fibras entrelazadas de manera aleatoria que después son rociadas con resina para mantener el entrelazado unido y así tomar la forma del molde elegido.
- Rollos de fibras que se cosen para formar telas multidireccionales. Estas telas se consiguen en distintos tipos de entrelazado y en espesores que van desde los 0.025mm hasta los 10.2mm. Se ofrecen distintas orientaciones en las fibras y distintas resistencias. Normalmente se

venden en rollos de 23m a 274m de longitud y en anchos de 25mm a 3050mm. Si están bien diseñadas, la tela debería permitir que las resinas la atraviesen de manera adecuada y deberían permanecer en el lugar de aplicación una vez que la resina haya sido aplicada. Cada tela tiene su propio sistema para asegurar la adherencia al sistema de resinas utilizado. Normalmente se encuentran telas con fibras orientadas en ángulos de 0°, 90° o 45°.

- Reforzamientos unidireccionales que incluyen tapes, hojas y barras. Las fibras en esta forma están alineadas de forma paralela. Las fibras se mantienen juntas mediante una costura muy liviana que puede estar hecha de material termoplástico. Estos reforzamientos tienen resistencias a la tensión muy elevadas en la dirección de las fibras. Hojas unidireccionales de carbono, vidrio y fibras aramidadas se usan extensamente para forrar vigas y columnas de concreto, mientras que las barras unidireccionales o tendones para pretensado se aplican para el reforzamiento o el pretensado de estructuras de concreto.

Adhesivos

Los adhesivos son utilizados para pegar los compuestos entre ellos mismos y a distintas superficies como el concreto. La unión mediante estos adhesivos es lo más usado en lo que respecta a compuestos termoendurecibles. La interface de conexión debe estudiarse cuidadosamente para poder elegir el adhesivo y el método de aplicación que garanticen la resistencia de adherencia. La preparación de la superficie de adherencia y el método de curado son críticos para el desarrollo adecuado de la adherencia.

Los adhesivos más comunes son acrílicos, pastas epóxicas y uretanos. Las pastas epóxicas ofrecen adherencia de alta resistencia y soportan altas temperaturas. Los acrílicos proveen resistencia moderada a altas temperaturas con un curado rápido.

Cuando se necesite mayor rigidez el uretano podría ser la mejor elección.

Reforzamiento y modos de falla

Los polímeros reforzados con fibras se pueden utilizar para reforzar vigas de concreto para aumentar su capacidad a flexión y a cortante; losas de concreto para aumentar su capacidad a flexión y en columnas para aumentar su capacidad a compresión, cortante y flexión. Varios estudios han demostrado que en el caso de vigas reforzadas con fibras se presentan principalmente los siguientes modos de falla:

- Falla del concreto a compresión antes que el acero de refuerzo empiece a fluir.
- Falla por fluencia del acero a tensión seguido por la ruptura de las láminas de fibra.
- Fluencia del acero a tensión seguido por la falla del concreto a compresión.
- Separación de las láminas de fibras por esfuerzos cortantes o de tensión.
- Pérdida de adherencia entre las láminas y la superficie del concreto.

La aplicación de distintos factores para la reducción de la resistencia toman en cuenta estos modos de falla cuando se está diseñando el reforzamiento con fibras.

Instalación del sistema

Cada fabricante desarrolla su propio procedimiento de instalación para cada sistema de reforzamiento con fibras. Existen algunas consideraciones generales que hay que tomar en cuenta para la instalación de este tipo de sistemas. Las más importantes son las siguientes:

- Temperatura, humedad relativa y humedad de la superficie: estos tres

factores pueden afectar el desempeño del sistema de fibras utilizado. Estas condiciones deberán ser vigiladas antes y durante la instalación del producto. Las resinas y adhesivos no deberán ser aplicadas a superficies húmedas a menos que hayan sido diseñadas para este propósito. Estos sistemas no deberán aplicarse a superficies de concreto que están sujetas a transmisión de humedad mediante vapores. En nuestro país el tema de la temperatura no presenta mayores problemas.

- Equipo: algunos sistemas tienen su propio equipo de instalación. En general se deberá procurar que el personal esté bien capacitado para utilizarlo. También se deberá tener equipo de protección como guantes, anteojos, máscaras y ropa adecuada para la aplicación de los productos. Deberá existir una cantidad suficiente de equipo para asegurar la continuidad del proceso de instalación.
- Preparación de la superficie de aplicación: En el ACI 546R se presentan los procedimientos para la reparación y preparación de la superficie del concreto. El estado de la superficie del concreto puede comprometer el funcionamiento del sistema de fibras utilizado. Los sistemas de fibras no deberán utilizarse en superficies de concreto donde se tengan evidencias de que existe corrosión en el reforzamiento interno del elemento.

Las fuerzas expansivas asociadas con la corrosión podrían afectar la integridad estructural del sistema. Si se detectan estos problemas deberán repararse antes de instalar el sistema de fibras. Las superficies de concreto deberán quedar libres de materiales sueltos. Cuando las fibras se apliquen en bordes externos estos deberán redondearse con una radio mínimo de 13mm. Estos bordes deberán

estar lisos antes de la aplicación de las fibras. Obstrucciones, bordes internos y superficies cóncavas pueden afectar el desempeño del sistema. La superficie del concreto deberá quedar completamente limpia antes de la instalación del sistema de fibras.

- Mezclado de resinas: este proceso deberá hacerse según las recomendaciones del fabricante. Se deberá tener cuidado con la temperatura de mezclado y con las cantidades a utilizar de cada uno de los componentes. Se deberá mezclar en las cantidades y en el tiempo de mezclado que recomiende el fabricante para que la mezcla no sea demasiado viscosa y pueda penetrar la superficie del concreto y saturar las láminas de fibras adecuadamente.
- Aplicación del sistema de fibras: bajo la indicación del fabricante, se deberán aplicar *primers* y pastas antes de instalar el sistema de fibras deseado. La pasta, que en su caso es especial y compatible con el sistema de fibras, deberá aplicarse únicamente para rellenar desperfectos en la superficie del concreto, la cual deberá quedar lisa una vez que se haya curado apropiadamente. Para sistemas de aplicado en húmedo, se deberá aplicar la resina uniformemente en la superficie donde se van a instalar las fibras.

Estas últimas también deberán ser saturadas con las resinas y aplicadas suavemente sobre la superficie con un rodillo para eliminar burbujas de aire. Si se aplican varias capas de fibras, éstas deberán instalarse antes de que la capa anterior se haya curado por completo. Para sistemas precurados, se deberán utilizar adhesivos aplicados uniformemente a la superficie donde se van a colocar las fibras. Las capas de adhesivos deberán aplicarse según las indicaciones del fabricante.

- Alineación de las fibras: la orientación de las fibras deberá cumplirse según las especificaciones de diseño. Variaciones de 5° en la orientación podrían afectar significativamente la resistencia y módulos de elasticidad del sistema de fibras.
- Capas múltiples de fibras: es importante que todas las capas de fibras estén impregnadas con las resinas antes de su instalación.
- Curado de resinas: el fabricante de las resinas deberá indicar la temperatura y el tiempo de curado que se debe seguir.
- Protección temporal: se pueden utilizar plásticos como protección temporal para proteger las láminas del polvo, lluvia, exposición excesiva a luz solar, humedad elevada o hasta vandalismo.

Metodología

Para lograr los objetivos planteados en este proyecto se siguió la siguiente metodología de trabajo:

- Inspección de la superestructura, evaluación de daños observados y diagnóstico inicial de reforzamiento necesario según estas observaciones.
- Recopilar la información necesaria para determinar su reforzamiento y rehabilitación, tales como dimensiones del puente y cargas de tránsito aplicables a la estructura.
- Realizar el modelo estructural de la superestructura aplicando las cargas que exige la normativa actual para el diseño de este tipo de estructura.
- Determinar la capacidad existente de los elementos que componen la superestructura del puente y comparar estos resultados con los del modelo estructural realizado.
- Realizar una propuesta de reforzamiento con fibras de carbono según los resultados obtenidos del modelo estructural y del cálculo de la capacidad existente de cada elemento.

Descripción del puente sobre el río La Cruz

El puente sobre el río La Cruz se ubica en la carretera principal Florencio del Castillo (ruta nacional N°2), en el distrito de San Diego, cantón La Unión, provincia de Cartago. Este se compone de dos estructuras separadas: la primera es la estructura de paso que va en

dirección Cartago-San José y la otra es la que da paso en la dirección San José-Cartago. Las dos superestructuras, según lo indicado en los planos constructivos, tienen las mismas dimensiones, de manera que los resultados obtenidos en este proyecto aplican para ambas.

En las siguientes imágenes se observa la ubicación del puente y algunos puntos de referencia:



Figura 9. Ubicación del puente sobre el río La Cruz



Figura 10. Ubicación del puente sobre el río La Cruz

En este proyecto se analizó únicamente la estructura que da paso en sentido San José-Cartago.

Tal y como se observa en la siguiente figura, la superestructura analizada se compone de dos tramos de forma sesgada. Cada tramo tiene una longitud libre entre apoyos de 19.00m. Los apoyos de cada tramo se consideraron sencillos. Uno se hace

sobre un bastión y el otro sobre la estructura de la pila central.

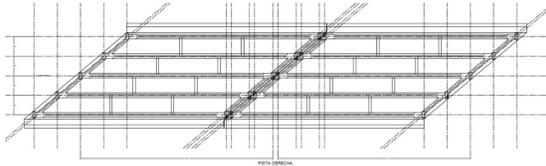


Figura 11. Geometría de la superestructura

A continuación se presentan varias fotografías de la superestructura analizada.



Figura 12. Paso en sentido San José-Cartago



Figura 13. Apoyo en bastión de la margen izquierda



Figura 14. Apoyo sobre pila central



Figura 15. Apoyo en bastión de la margen derecha

Como se mencionó anteriormente, la superestructura analizada se compone de dos tramos de 19.00m de longitud. A su vez cada tramo se compone de 5 vigas principales postensadas de sección compuesta (sección rectangular cerca de los apoyos y sección tipo I en el resto de su longitud), vigas diafragma de sección rectangular, ubicadas cerca de los apoyos de las vigas principales y distribuidas en la parte central de cada tramo y finalmente una losa doblemente reforzada colada in situ.



Figura 16. Vigas principales apoyadas sobre la pila central



Figura 18. Unión entre viga diafragma intermedia y viga principal

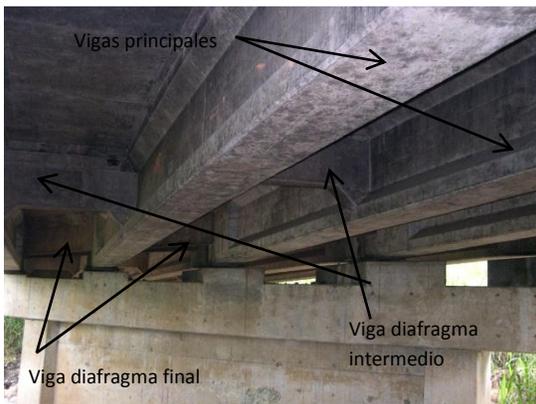


Figura 17. Vigas principales

Evaluación del estado actual de la estructura

En el ACI 318-05 se tratan los temas relativos a la evaluación de la resistencia de estructuras existentes, específicamente en el Capítulo 20. En este capítulo se indica la posibilidad de basar la ubicación y tamaño del refuerzo según lo que se indique en los planos, en el caso de realizar verificaciones puntuales para asegurar la información, para lo cual son aceptados métodos no destructivos.

Es importante recordar que para esta etapa del proyecto no se realizaron pruebas destructivas ni pruebas no destructivas a los elementos del puente (como por ejemplo pruebas de resistencia al concreto, análisis con rayos x, pruebas de carga, etc.). La evaluación del estado se basó únicamente en la inspección visual. En esta inspección se verificó principalmente patologías de agrietamiento y el estado del concreto de las vigas principales y las losas de rodamiento, es decir, la superestructura del puente. Estas observaciones junto con las indicaciones de

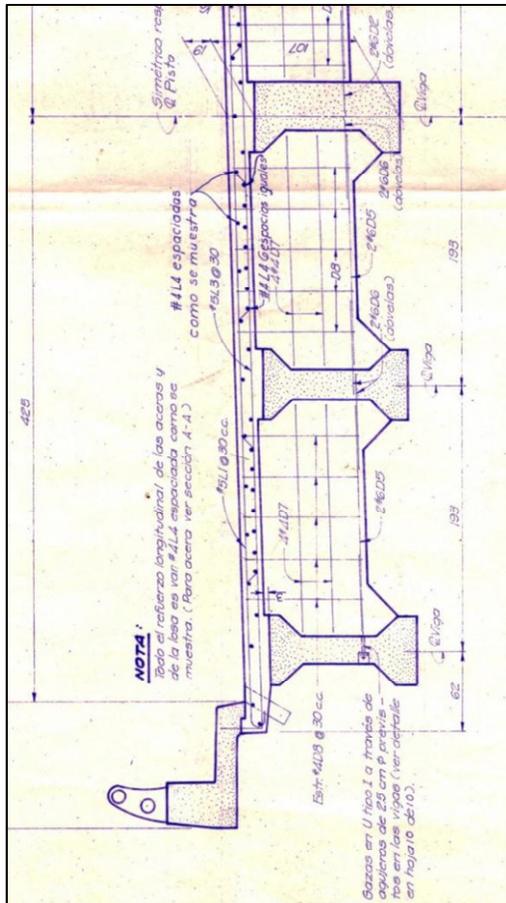


Figura 25. Detalle estructural de losa (sección intermedia)

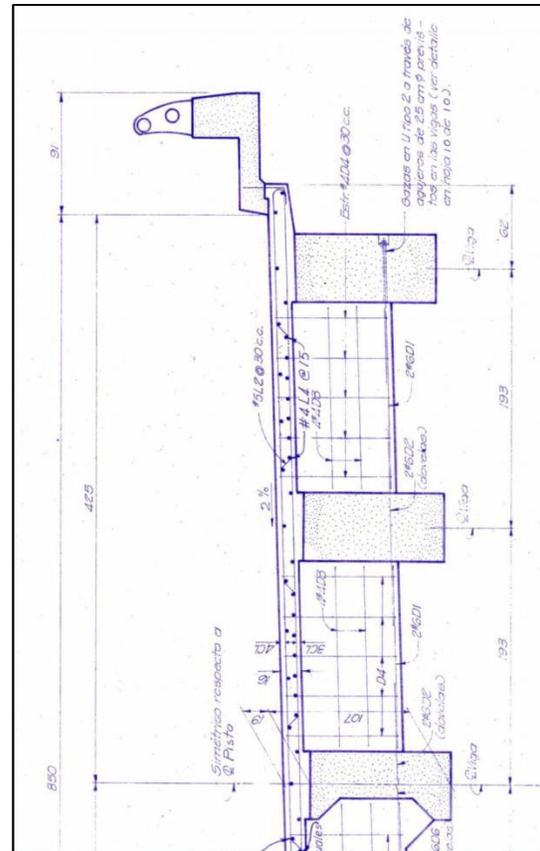


Figura 26. Detalle estructural de losa (cerca de apoyos)

De las especificaciones técnicas estructurales revisadas en los planos constructivos, se tomaron en cuenta las siguientes para el análisis de la superestructura:

- Para las vigas principales, la fuerza de postension final por viga después de ocurridas las pérdidas se tomó como $F=217.00\text{Ton}$.
- Las pérdidas del acero de postension se asumen en 1750.00kg/cm^2 .
- La resistencia del concreto de las vigas postensadas es $f'_{ci}=315.00\text{kg/cm}^2$ (resistencia mínima del acero al postensar) y $f'_{c}=350.00\text{kg/cm}^2$.
- El concreto utilizado en las vigas diafragma es de resistencia $f'_{c}=350.00\text{kg/cm}^2$.
- El concreto de la losa es de $f'_{c}=210.00\text{kg/cm}^2$.
- El acero de refuerzo es de varilla deformada de grado 40.

- El refuerzo tendrá un recubrimiento de 5.00cm excepto en la parte

superior de la losa que es de 3.00cm.

Modelo Estructural

El análisis estructural del puente se basó únicamente en los detalles obtenidos de los planos constructivos.

Para el modelaje de la estructura se utilizó el programa SAP 2000, así como otras herramientas para definir la geometría del modelo estructural. Para esto se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

- La losa del puente presenta inclinación tanto a lo largo como a lo ancho. Para el modelo de la superestructura se va a tomar únicamente en cuenta la inclinación en el eje x, es decir, la inclinación a lo largo del puente. A su vez se va a tomar la diferencia entre el nivel de apoyo con la altura máxima (1328.55msnm según planos constructivos) y el nivel de apoyo con la altura mínima (1327.86msnm), la cual resulta en 69.00cm, para establecer una sola pendiente para toda la longitud del puente.
- La geometría del puente y las dimensiones de las secciones de los elementos en el modelo estructural se consideraron según las indicaciones de los planos constructivos. En los capítulos anteriores se aprecian las dimensiones y detalles estructurales de los elementos que componen el modelaje de la superestructura. En la sección de apéndices también se aprecian otros detalles de ésta.
- A pesar de que en este proyecto se analizó únicamente la posibilidad de reforzar la superestructura del puente, se incluyó en el modelo estructural el apoyo central o la estructura de la pila, esto con el fin de tomar en cuenta los esfuerzos que se generan en la superestructura del puente, debido a las movimientos

que pueda tener, principalmente por el efecto sísmico.

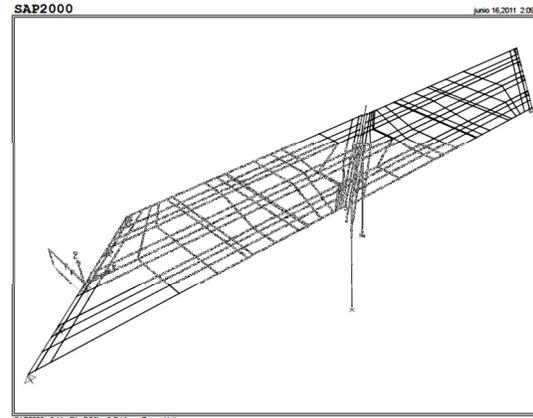


Figura 27. Modelo estructural realizado (superestructura y pila central)

Los detalles de los modelos estructurales realizados se observan en los apéndices.

Consideraciones de Carga

Las cargas consideradas para el análisis de este puente se tomaron según lo que establece el AASHTO LRFD, específicamente lo indicado en la Sección 3 de este documento.

Los tipos de carga que inicialmente se consideraron para hacer el modelo de la subestructura son los siguientes:

- Cargas Permanentes (D):
 - o Cargas Permanentes DC y DW
- Sobrecargas Vivas (L):
 - o Sobrecargas Gravitatorias LL y PL
 - o Sobrecargas Gravitatorias Fatiga
 - o Incremento por Carga Dinámica IM
 - o Fuerza de Frenado BR

- Fuerza de Colisión de un Vehículo CT
- Cargas Hidráulicas (WA)
- Cargas de Viento (WL y WS)
- Efectos Sísmicos (EQ)

Cargas permanentes (D)

Para el cálculo de cargas permanentes (DC y DW) se tomaron en cuenta las siguientes características con respecto a los materiales de construcción utilizados:

- Se va a considerar concreto de $Y=2400.00\text{kg/m}^3$
- Se va a considerar aluminio de 175.00lb/ft^3 , que en nuestro caso se considera de $Y=2800.00\text{kg/m}^3$
- Se va a considerar asfalto de 91lb/ft^2 (espesor de 1.00in), que en nuestro caso se considera de 44.03kg/m^2 (espesor 2.54cm)

A partir de los datos anteriores se realiza el cálculo de las cargas permanentes de la superestructura. Para el modelo estructural se utilizó la opción que da el programa computacional de análisis para que automáticamente se tome en cuenta el peso propio de los elementos que se están modelando, según la sección del elemento. A su vez, los elementos que no fueron modelados y de los cuales se toma en cuenta su aporte en cargas permanentes son los siguientes:

- Sección de la acera y la respectiva baranda con aluminio (DC_1). Según planos constructivos, la baranda fue especificada como tipo 2001 ALCOA. Los detalles de la acera considerada, siguiendo lo establecido en planos constructivos, se observa en los anexos.
- Recordando que la losa del puente tiene una inclinación en su eje longitudinal y transversal, encima de las vigas principales se genera,

según planos constructivos, una pequeña sobrecolada de ajuste de 3.00cm de altura que queda entre el fondo de la losa y la parte superior de la viga. Esta carga permanente también se toma en cuenta para el análisis (DC_2).

- Sobrecapa de asfalto de nivelación (DW), la cual se considera de 1.00in de espesor (2.54cm)

Calculo cargas permanentes (DC)

A continuación se presenta el detalle de los cálculos realizados para determinar las cargas permanentes impuestas por la acera y barandales. Para incluirlas en el modelo estructural, estas cargas se consideraron como gravitacionales distribuidas y momentos distribuidos.

1. Calculo carga permanente de la sección de concreto, tubos de aluminio y soportes de aluminio:
 $DC_1 = (2400.00\text{kg/m}^3)(0.38\text{m}^2) + (2800.00\text{kg/m}^3)(0.013\text{m}^3/\text{m})$
 $DC_1 = 912.00\text{kg/m} + 36.70\text{kg/m}$
 $DC_1 = 948.70\text{kg/m}$
2. Calculo del centroide de la sección de acera, para la aplicación de cargas en el modelo estructural:
 $(0.38\text{m}^2)x = 0.0009\text{m}^3 + 0.0209\text{m}^3 + 0.0307\text{m}^3 + 0.0094\text{m}^3 + 0.0014\text{m}^3 + 0.0001\text{m}^3$
 $+ 0.0535\text{m}^3 + 0.0022\text{m}^3 + 0.0637\text{m}^3 + 0.0062\text{m}^3 + 0.1169\text{m}^3$
 $x = 0.3058\text{m}^3/0.38\text{m}^2$
 $x = 0.805\text{m}$
3. Calculo carga permanente por sobrecolada de 3.00cm:
 $DC_2 = (0.03\text{m})(0.48\text{m})(2400.00\text{kg/m}^3)$
 $DC_2 = 34.60\text{kg/m}$

Calculo cargas permanentes de sobrecapa de asfalto (DW)

Siguiendo lo establecido por el AASHTO, se va a considerar la carga permanente de una sobrecapa de asfalto de 1.00in de espesor.

1. Cálculo de carga permanente de capa de asfalto:
 $DW = 9.00\text{lb/ft}^2 = 44.03\text{kg/m}^2$

Sobrecargas vivas (L)

Las sobrecargas vivas consideradas para el análisis estructural fueron:

- Sobre cargas gravitatorias, designadas como sobrecarga vehicular (LL) y la sobrecarga peatonal (PL)
- Análisis de fatiga
- Sobrecarga por impacto (IM)
- Fuerza de frenado (BR)
- Fuerza de colisión de un vehículo (CT)
- En el modelo estructural también se consideró un aumento adicional en la sobrecarga vehicular del 25% (LL+25%). Esta carga fue denominada como LLMOPT, para así tomar en cuenta las exigencias adicionales que pueda tener el puente debido a cargas no usuales y que en este país son controladas por el MOPT.

Todas las sobrecargas vivas se aplicaron siguiendo lo establecido en el AASHTO LRFD.

Sobrecarga vehicular (LL y LLMOPT)

Siguiendo lo establecido en el AASHTO LRFD, para aplicar la carga vehicular fue necesario determinar lo siguiente:

- Número de carriles de diseño: El número de carriles se determinó tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm. El ancho entre cordones del puente analizado es de 8.50m (8500.00mm), con lo cual se define un total de 2 carriles de diseño.
- Presencia de múltiples sobrecargas: La presencia múltiple no se aplica en el estado límite de fatiga, para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. Para el presente análisis, se tomó el factor de presencia múltiple, m , igual a 1.2 para un carril de sobrecarga y 1.0 para dos carriles de sobrecarga vehicular.

Para aplicar la sobrecarga vehicular de diseño en el modelo estructural, se consideró lo siguiente:

- La sobrecarga vehicular consiste en una combinación del camión de diseño y la carga de carril de diseño. Cada carril de diseño deberá estar ocupado por el camión de diseño en coincidencia con la carga de carril, cuando corresponde.
- Se asume que las cargas ocupan 3000.00mm transversalmente dentro de un carril de diseño.
- Los pesos y las separaciones entre los ejes y ruedas del camión de diseño se consideraron según lo detallado en la Figura 1.

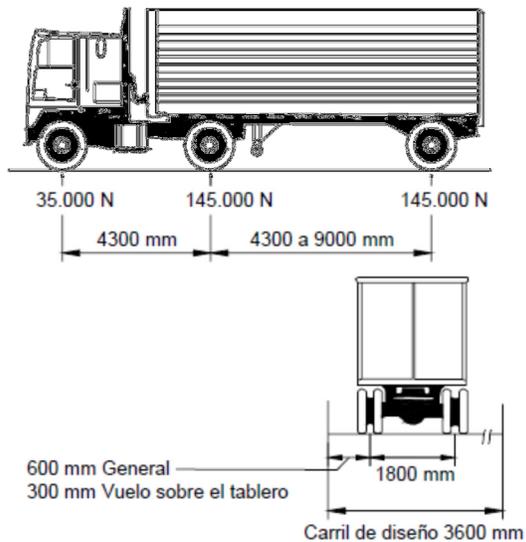


Figura 28. Características del camión de diseño

- La separación entre los dos ejes de 145000.00N se deberá variar entre 4300mm y 9000mm para producir las solicitaciones extremas. En el modelo se tomó la carga de 145000.00N igual a 14.80Ton y la carga de 35000.00N igual a 3.60Ton.
- La carga de carril de diseño consiste en una carga de 9.30N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga de carril de diseño se supuso uniformemente distribuida en un ancho de 3000mm. Esto significó utilizar, para varios carriles cargados, una carga de carril de 0.32Ton/m² y para un carril cargado una carga de carril de 0.38Ton/m². Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no se consideraron sujetas a un incremento por carga dinámica.
- Para obtener los valores extremos se superponen las solicitaciones debidas a una secuencia de ejes y la carga del carril. Esto se considera un cambio respecto al enfoque tradicional de AASHTO, donde para obtener las solicitaciones extremas se disponía ya sea el camión o la carga del carril más una carga concentrada adicional. No se interrumpe la carga de carril para

hacer dar a las secuencias de ejes del tándem o el camión de diseño.

- En este análisis no fue considerada el área de contacto de los neumáticos, sino que las cargas se supusieron de manera puntual sobre las losas, en los ejes del camión de diseño descritos anteriormente.

Para el análisis estructural también se tomó en cuenta un aumento del 25% en la sobrecarga vehicular de diseño, la cual fue denominada en los modelos como LLMOPT.

Este aumento puede justificarse considerando la posibilidad de que la calzada tenga que soportar porcentajes en tráfico de camiones inusualmente elevados, lo cual se observa en los reportes de control de tránsito diario que se obtuvieron del MOPT. Además de ser habitual que este puente en particular tenga que soportar cargas industriales especiales.

Este aumento del 25% también se aplicó a la sobrecarga por impacto (IMMOPT) y a la fuerza de frenado (BRMOPT).

Ubicación de la sobrecarga vehicular

De los planos constructivos y de las observaciones de campo se determina que el puente está compuesto de dos tramos, cada uno con una longitud de 19.30m (longitud total de las vigas principales).

Para distribuir la sobrecarga vehicular en la losa del puente y producir las solicitaciones máximas en los elementos, fueron consideradas siete formas diferentes de ubicar tanto la carga de camión de diseño como la carga de carril. Es importante recordar que también se consideran dos distancias distintas entre los ejes del camión de diseño, siendo esto una separación entre ejes de 4.30m y 9.00m.

En la siguiente tabla se observan las ubicaciones de carga consideradas para el análisis estructural y su nomenclatura.

Detalle de ubicación	Tipo a (separación entre ejes de 9.00m)	Tipo b (separación entre ejes de 4.30m)
	1a	1b
	2a	2b
	3a	3b
	4a	4b
	5a	
		6b
	7a	

Cuadro 2. Distribución de la sobrecarga vehicular

En las distribuciones tipo 1, 2, 3, 4 y 5, las cargas de camión se ubicaron en el centro de cada tramo, para así obtener los momentos más altos en las vigas principales. En las distribuciones tipo 6 y 7, las cargas se ubicaron cerca de los apoyos, para obtener los esfuerzos cortantes más altos en las vigas.

Las distribuciones tipo 5a y 7a se utilizaron para la combinación de fatiga, en la cual no se utiliza la carga de carril. En estas combinaciones tampoco aplica el caso en el cual la separación entre ejes del camión de diseño es de 4.30m, únicamente se utiliza la separación de 9.00m entre ejes de 145000.00N.

Según el AASHTO LRFD también se debe considerar la posibilidad de que existan varios camiones de diseño en un mismo carril y en un mismo tramo del puente. Sin embargo, para aplicar esta carga los ejes delantero y trasero de los camiones deben estar separados 15.00m, aplicándose entonces el 90% de la carga de camión de diseño y el 90% de la carga de carril. Este tipo de carga no fue considerada en el análisis ya que la separación de 15.00m entre los camiones no produciría una

solicitación extrema en los elementos del puente.

La ubicación exacta de los ejes de los camiones de diseño, el área de aplicación de la carga de carril y otros detalles para cada caso de ubicación de carga viva, se pueden apreciar en los documentos digitales anexados a este documento.

Sobrecarga peatonal (PL)

Las aceras del puente sobre el Rio la Cruz tienen 55.00cm de ancho. Las dimensiones y otros detalles de las aceras se aprecian en el apartado de apéndices.

Según el AASHTO LRFD debe aplicarse una carga peatonal de 0.0036MPa (aproximadamente 367.13kg/m²) para todas las aceras de más de 60.00cm de ancho y cuya carga deberá también ser considerada simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

En el modelo estructural se aplicó una carga de 85.00lb/ft², que son aproximadamente 415.90kg/m², siguiendo las especificaciones del AASHTO, siendo

trasladada a las vigas de la superestructura como cargas gravitacionales y momentos que les producen torsión. Para el cálculo de momentos se utilizó una distancia entre el punto de aplicación de las cargas y el eje central de las vigas principales de 69.50cm.

Análisis de la sobrecarga de fatiga

Para este proyecto, inicialmente, se investigaron las especificaciones del AASHTO LRFD para la aplicación de la carga de fatiga. En el modelo estructural se aplicaron los factores y combinaciones de carga que se recomiendan en esa normativa.

Tomando esto en cuenta, para la sobrecarga de fatiga se utilizó el camión de diseño especificado anteriormente, pero con una separación constante de 9000.00mm entre los ejes de 145000.00N. A esta carga de fatiga también se le aplicó el incremento por carga dinámica, el cual se detalla más adelante.

La frecuencia de la carga de fatiga se tomó como el tránsito promedio diario de camiones en un único carril ($ADTT_{SL}$). En los anexos se observa el registro que tiene el MOPT del tránsito promedio diario de vehículos (TPD o ADT), desde el año 1987 hasta el año 2008 (en este registro faltan los datos del año 2000 al año 2004).

Según los datos de los planos constructivos, el puente sobre el río La Cruz fue construido en el año 1972. Por otra parte, no se cuenta con los registros de tránsito que van desde el año 1972 al año 1987, del año 2000 al año 2004 y del año 2009 al año 2010.

Al estudiar los datos obtenidos del MOPT, se observó un aumento relativamente constante en el tránsito promedio diario. Se estimó un aumento promedio anual del 6.0% entre los años 1987 y 1999 y del 6.5% entre los años 2005 y 2008, esto a pesar de que entre los años 1990 y 1991 hubo una disminución del tránsito del 2.0%, al igual que entre los años 1998 y 1999 que hubo una disminución del 1.5%. Tomando esto en cuenta y suponiendo un aumento similar, se

hizo un estimado del tránsito promedio diario para los años de los cuales no se tiene registro. En la siguiente figura se observa el comportamiento en el aumento del tránsito promedio diario entre los años 1972 y 2010.

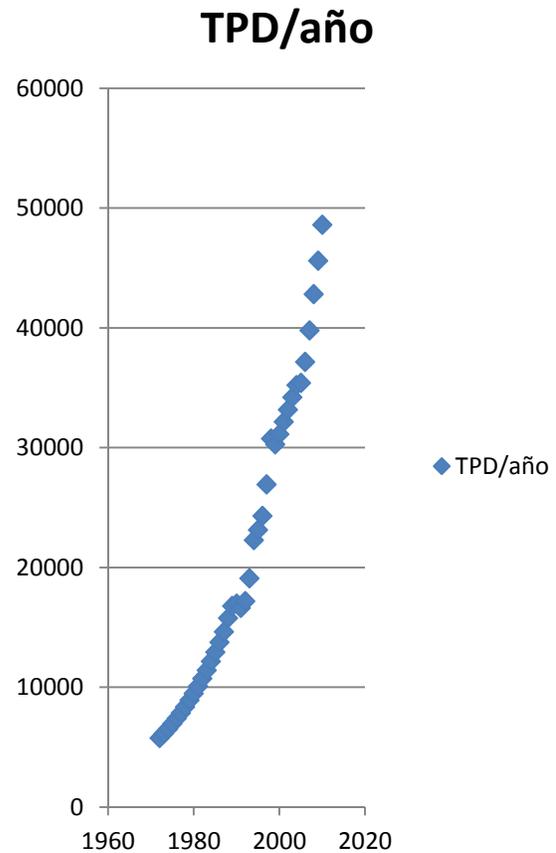


Figura 29. Transito promedio diario estimado entre 1972 y 2010

Con estos datos anuales se estimó entonces un TPD entre 1972 y 2010 de 21256 vehículos en total.

De este total y según los datos existentes del MOPT, se estimó que en promedio 82.85% son vehículos livianos y 17.15% son vehículos pesados. Como vehículos pesados se consideran los buses y los camiones con 2, 3, 4 y 5 ejes. Para el presente análisis, se van a tomar en consideración únicamente los camiones de 2 a 5 ejes, lo cual representa el 12.2% del total del TPD calculado anteriormente, significando un ADTT (número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el período de diseño) de 2593 camiones.

Siguiendo lo establecido en el AASHTO LRFD, para calcular el tránsito promedio de camiones por día en un único carril, $ADTT_{SL}$, se multiplica el ADTT por el factor p , que en nuestro caso se tomó como $p=0.85$, ya que existen dos carriles disponibles para ello. Entonces el valor de $ADTT_{SL}$ es 2204 camiones.

Con el valor de $ADTT_{SL}=2204$ y considerando que el puente tiene una edad de 38 años, se estima que el número de ciclos a utilizar para el análisis estructural de fatiga es de 30.5 millones.

Para continuar con el análisis de fatiga fue necesario referirse a lo establecido por el ACI 215R-74. De lo estudiado en este documento, se concluyó que la resistencia de la sección en general disminuye en un 60% aproximadamente para el número de ciclos calculado anteriormente.

Es importante recalcar que según el AASHTO LRFD, no es necesario investigar la fatiga para las losas de tablero de concreto en aplicaciones multiviga, de manera que para este análisis la fatiga en la losa no fue considerada.

Incremento por carga dinámica (IM y IMMOPT)

El incremento por carga dinámica se aplicó a los efectos estáticos del camión de diseño, esto significa que se aplicó a la sobrecarga vehicular LL y LLMOPT descritas anteriormente. Este incremento no se aplicó ni a la sobrecarga peatonal ni a la carga del carril.

El factor aplicado a la carga estática se tomó como $f = 1 + (IM)/100$. Según AASHTO, se debe utilizar $IM=33\%$ para todos los estados límite e $IM=15\%$ para fatiga, de manera que se obtienen los factores $f=1.33$ y $f_{fatiga}=1.15$.

Fuerza de frenado (BR y BRMOPT)

Para determinar la fuerza de frenado, denominada en el modelo estructural como BR, según el AASHTO LRFD, se toma el

mayor de los valores resultantes al calcular el 25% del peso de los ejes del camión de diseño y el 5% de la suma de la carga de camión de diseño y la carga de carril. Además, la fuerza de frenado se aplica a una altura de 1.80m sobre el nivel de la losa de rodamiento.

Al realizar el cálculo se determinó que la fuerza de frenado total es de 8.30Ton. A esta fuerza también se le aplicó el factor para presencia múltiple de $m=1.0$ para dos carriles ocupados con la carga de camión de diseño y $m=1.2$ para un carril ocupado con carga de camión de diseño.

El aumento del 25% también fue aplicado a la fuerza de frenado y esta sobrecarga fue nombrada como BRMOPT en el modelo estructural.

Fuerza de colisión de un vehículo (CT)

Para aplicar la carga de colisión de un vehículo, se siguió lo establecido por el AASHTO LRFD, el cual toma en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se consideró un tránsito de velocidad alta, es decir, con velocidades mayores a los 80km/h.
- Se escogió un nivel de ensayo TL-4 para la aplicación de cargas de colisión. Según las especificaciones, el nivel TL-4 generalmente es aceptable para la mayoría de aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales en las cuales en tráfico incluye camiones y vehículos pesados.
- Una vez elegido el nivel TL-4, se aplican a las barandas las cargas que le corresponden a este nivel de ensayo:
 - o Fuerza Transversal F_t (N) = 24000.00 \approx 24.50Ton
 - o Longitudinal F_L (N) = 8000.00 \approx 8.20Ton

- Vertical Descendente (N) = 80000.00 \approx 8.20Ton
- L_t y L_L (mm) = 1070.00
- L_V (mm) = 5500.00
- H_e (min)(mm) = 810.00
- Altura mínima del riel H (mm) = 810.00

En los anexos se observa un diagrama con el detalle de la aplicación de estas cargas.

La fuerza de colisión fue aplicada a las barandas y esta a su vez fue trasladada a las vigas principales del puente como fuerzas verticales y horizontales. También se consideraron los momentos que estas fuerzas generarían en la vigas principales en caso de ocurrir una colisión.

Según el AASHTO LRFD, si existe una acera que no está separada de la calzada mediante una barrera anti-choque, se debería considerar la posibilidad de que los vehículos se puedan montar sobre la acera. Esta posibilidad también fue considerada, adicionando un momento torsionante a las vigas principales externas.

Finalmente los momentos considerados debidos a las distintas cargas mencionadas anteriormente son $M_{F_t+F_v}=24.40\text{Ton/m}$ y $M_{F_L}=6.20\text{Ton/m}$.

Estas cargas fueron aplicadas en la mitad de la longitud de las vigas externas principales en cada tramo del puente.

Cargas Hidráulicas (WA)

Según el ACI 343R, con respecto a la superestructura del puente, en la buena práctica se deberá considerar la altura máxima de aguas para determinar así la altura mínima de la superestructura, de manera que ésta quede por encima de la altura máxima de aguas esperadas. Dicha altura también será determinada por el tipo de escombros que se esperan que pasen por debajo del puente en caso de una avenida importante. Si alguna sección de la superestructura del puente quedara por debajo de este nivel, deberán considerarse las presiones ocasionadas por estos

materiales y anclar la estructura adecuadamente.

Esta situación no se consideró dentro del análisis de la superestructura y por esa razón las cargas hidráulicas no fueron tomadas en cuenta. No se aplicaron las cargas hidráulicas a las pilas.

Cargas de Viento (WL y WS)

Según los planos constructivos, el nivel de agua del Rio la Cruz es de 1325.00msnm. No existe ningún elemento del puente que este a más de 10.00m sobre el nivel del agua y según el AASHTO LRFD, en este caso no es necesario considerar las cargas de viento.

Efectos Sísmicos (EQ)

Los requisitos establecidos en el CSCR 2002, refieren específicamente a edificios y construcciones similares, razón por la cual no es posible aplicarlos a estructuras como puentes, ya que su comportamiento sísmico es esencialmente diferente. Teniendo esto en cuenta, para determinar el requerimiento sísmico real de la estructura de este puente es necesario realizar un estudio de amenaza sísmica específico para el lugar donde este se ubica.

Debido a la falta de un estudio de amenaza sísmica para el puente sobre el Rio La Cruz, se determina la carga sísmica mediante la aplicación de la zonificación sísmica especificada en el Código Sísmico de Costa Rica 2002. En el AASHTO LRFD se especifica la aplicación de un coeficiente C_{sm} (coeficiente de respuesta elástica) el cual se define en función del periodo de vibración del modo, coeficiente de aceleración y un coeficiente de sitio (basado en tipo de perfil de suelo). Este coeficiente debe ser corregido mediante la aplicación de un factor de modificación de respuesta R , que depende de la importancia del puente y del tipo de subestructura que tenga el puente.

Según estas especificaciones, para áreas con aceleraciones mayores a 0,30 no es necesario tomar el coeficiente C_{sm} mayor a

2.0(A), siendo A el coeficiente de aceleración. Tomando A como 0.36 nos da $C_{sm}=0.72$. El puente analizado en este proyecto clasificaría como de importancia esencial, definido como un puente que como mínimo debería permanecer abierto para el tránsito de vehículos de emergencia o para fines de seguridad inmediatamente después del sismo de diseño, es decir, del evento con periodo de recurrencia de 475 años. No se considera un puente crítico, según la clasificación del AASHTO LRFD, ya que no es necesario que este puente sea capaz de permanecer abierto al tránsito de todos los vehículos después de un sismo importante, tomando en cuenta que también sería posible utilizar la carretera vieja a Cartago y que el puente se ubica muy cerca de los desvíos hacia esa ruta. Tomando esto en cuenta se utilizaría $R=1.5$, lo que nos da un coeficiente sísmico final de $c=0.72/1.5=0.48$.

Si tomamos por ejemplo las especificaciones del CSCR 2002, utilizando $a_{ef}=0.36$, un factor de importancia de 1.50, un FED de 1.3 para un periodo de 0.7672 (según resultados obtenidos del modelo estructural) y un factor de sobre-resistencia de 1.2, obtendríamos un coeficiente sísmico de $c=0.58$. Si se utiliza en cambio un factor de importancia de 1.00, se obtiene, para un FED de 1.3, un coeficiente $c=0.39$.

Si comparamos los coeficientes anteriores se observa que el más crítico se obtiene utilizando el CSCR 2002 y un factor de importancia de 1.50.

Entonces, para aplicar la carga sísmica en el modelo estructural se consideró lo siguiente:

- El cantón de La Unión se ubica en la Zona Sísmica III.
- Según los planos constructivos, la capacidad admisible del suelo es de 25.00Ton/m². Para el análisis estructural se supuso que el suelo es Tipo S3.
- Con lo anterior se determinó que $a_{ef}=0.36$ para un periodo de retorno de 500 años.

- El factor de importancia se consideró como $I=1.50$.
- La ductilidad global asignada se consideró como $\mu=1.50$, considerando la estructura como tipo "otros".
- La sobre-resistencia se consideró como $SR=1.20$.

El coeficiente sísmico se calcula utilizando la ecuación $c = (a_{ef})(I)(FED) / (SR)$. La fuerza sísmica se calcula como $F_{s\acute{m}ica} = (c)(W_i)$, que es lo mismo que $F_{s\acute{m}ica} = (c)(m_i)(g)$. Al substituir el coeficiente sísmico, la fuerza sísmica se puede calcular como $F_{s\acute{m}ica} = [(a_{ef})(I)(g) / (SR)](m_i)(FED)$.

El primer factor en la ecuación anterior se utilizó como el *scale factor* para introducir las cargas sísmicas en el modelo estructural montado en el programa SAP, el cual tiene un valor de 4.41. Las masas fueron asignadas en los nodos o *joints* de los elementos del modelo estructural. Para montar el FED en este último se utilizó la tabla D7 del CSCR 2002, la cual se aprecia en los anexos.

Las cargas sísmicas únicamente se aplicaron en el sentido este-oeste o sobre el eje y en el modelo estructural montado en el SAP, ya que se considera que en ese sentido se dan las mayores solicitaciones en la superestructura. En el sentido norte-sur o eje x en el modelo estructural, las cargas serían soportadas principalmente por los bastiones y éstos no forman parte de este análisis.

Según lo mencionado anteriormente, para aplicar las cargas sísmicas en el modelo estructural del SAP, fue necesario colocar las masas calculadas en cada nodo de la superestructura modelada. En total, por cada tramo del puente se modelaron 46 nodos.

El cálculo de la masa de cada tramo se detalla a continuación:

1. Cálculo de la masa de las barandas:
 $M_{barandas} = (948.70kg/m)(19.70m)(2)$
 $M_{barandas} = 37379.00kg$

2. Calculo de la masa de la sobrecapa de asfalto:

$$M_{\text{asfalto}} = (44.03\text{kg/m}^2)(167.65\text{m}^2)$$

$$M_{\text{asfalto}} = 7381.63\text{kg}$$

3. Calculo de la masa de 3cm de concreto por encima de vigas principales:

$$M_{\text{concreto}} = (34.60\text{kg/m})(19.30\text{m})(5)$$

$$M_{\text{concreto}} = 3338.90\text{kg}$$

4. Calculo de la masa de la losa de concreto:

$$M_{\text{losa}} = (2400.00\text{kg/m}^3)(152.26\text{m}^2)(0.16\text{m})$$

$$M_{\text{losa}} = 58467.84\text{kg}$$

5. Calculo de la masa de las vigas principales:

$$M_{\text{vigas}} = (5)(2400.00\text{kg/m}^3)[(0.48\text{m})(1.07\text{m})(1.00\text{m})(2) + (0.3066\text{m}^2)(17.30\text{m})]$$

$$M_{\text{vigas}} = 75976.56\text{kg}$$

6. Calculo de la masa de las vigas diafragma intermedias:

$$M_{\text{vdiagrama1}} = (8)(2400.00\text{kg/m}^3)(1.93\text{m})(0.72\text{m})(0.25\text{m})$$

$$M_{\text{vdiagrama1}} = 6670.10\text{kg}$$

7. Calculo de la masa de las vigas diafragma finales o cercanas a los apoyos principales:

$$M_{\text{vdiagrama2}} = (8)(2400.00\text{kg/m}^3)(2.25\text{m})(0.72\text{m})(0.25\text{m})$$

$$M_{\text{vdiagrama2}} = 7726.00\text{kg}$$

8. Calculo de la masa total y en cada nodo:

$$M_{\text{Total}} = 196990.03\text{kg}$$

$$M_{\text{nodo}} = 4.28\text{Ton}$$

Factores de Carga y Combinaciones de Carga

Los factores de carga y las combinaciones de carga consideradas en el modelo estructural, siguiendo la normativa AASHTO LRFD, son las siguientes:

1. Resistencia I (máxima): $1.25(\text{DC}) + 1.5(\text{DW}) + 1.75(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL} + \text{BR})$
2. Resistencia I (mínima): $0.9(\text{DC}) + 0.65(\text{DW}) + 1.75(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL} + \text{BR})$
3. Resistencia II (máxima): $1.25(\text{DC}) + 1.5(\text{DW}) + 1.35(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL} + \text{BR})$
4. Resistencia II (mínima): $0.9(\text{DC}) + 0.65(\text{DW}) + 1.35(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL} + \text{BR})$
5. Evento Extremo I (máxima): $1.25(\text{DC}) + 1.5(\text{DW}) + 0.5(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL} + \text{BR}) + \text{EQ}$
6. Evento Extremo I (mínima): $0.9(\text{DC}) + 0.65(\text{DW}) + 0.5(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL} + \text{BR}) + \text{EQ}$
7. Evento Extremo II (máxima): $1.25(\text{DC}) + 1.5(\text{DW}) + 0.5(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL} + \text{BR}) + \text{CT}$
8. Evento Extremo II (mínima): $0.9(\text{DC}) + 0.65(\text{DW}) + 0.5(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL} + \text{BR}) + \text{CT}$
9. Servicio I: $(\text{DC} + \text{DW}) + (\text{LL} + \text{IM} + \text{PL} + \text{BR})$
10. Servicio III: $(\text{DC} + \text{DW}) + 0.8(\text{LL} + \text{IM} + \text{PL} + \text{BR})$
11. Fatiga: $0.75(\text{LL} + \text{IM})$

Las combinaciones denominadas como Resistencia III no se incluyen dentro del análisis, ya que se utilizan cuando existen cargas de vientos con velocidades mayores a los 90km/h, las cuales no aplican para nuestro caso en particular.

Tampoco se aplicaron las combinaciones de Resistencia IV ni Resistencia V, ya que los factores que se utilizan en estas se repiten en combinaciones anteriores y algunos factores de éstas tampoco son considerados en este análisis.

En el caso de la combinación denominada como Evento Extremo I, el factor de carga Y_{EQ} , se tomó según la regla de Turkstra, lo cual indica que $Y_{\text{EQ}}=0.50$ es razonable para un amplio rango de valores de tráfico medio diario de camiones (ADTT, *average daily truck traffic*).

La combinación Servicio II no se utilizó en el análisis, ya que se utiliza únicamente para estructuras de acero.

En los anexos se aprecian las tablas utilizadas para aplicar las combinaciones y factores de carga.

Resistencia actual de los elementos

Para calcular la resistencia actual de los elementos, el análisis se basó únicamente en los detalles estructurales contenidos en los planos constructivos. El análisis estructural de la superestructura se basó en la resistencia de las vigas principales postensadas, vigas diafragma y la losa de concreto. Las dimensiones de las secciones, elementos y algunos detalles estructurales también se pueden apreciar en la sección de apéndices.

La información más relevante respecto al análisis estructural realizado se aprecia en los anexos. Esta información fue tomada directamente de los planos constructivos del puente.

Resistencia de las vigas principales

Para calcular la resistencia actual de las vigas principales postensadas se utilizó la teoría disponible en el AASHTO LRFD, ACI 318-05 y PCI.

En el AASHTO LRFD se propone la utilización de factores de resistencia tanto para construcción convencional como para construcción por segmentos. En este caso se consideró que el puente fue construido por segmentos, dados los detalles estructurales observados en los planos constructivos, de allí que los factores de resistencia que aplican según el AASHTO LRFD son:

- $\Phi=0.95$ para la resistencia a flexión con tendones adherentes
- $\Phi=0.90$ para la resistencia a corte con tendones adherentes
- $\Phi=0.90$ para la resistencia a flexión con tendones no adherentes o parcialmente adherentes
- $\Phi=0.85$ para la resistencia a corte con tendones no adherentes o parcialmente adherentes

Para construcción por segmentos no se detallaban factores de resistencia para esfuerzos axiales ni de torsión, pero sí se detallan factores para la resistencia a tensión de $\Phi=0.90$ y para la resistencia a compresión de $\Phi=0.75$ en casos de construcción convencional. Para torsión en construcción convencional el AASHTO LRFD recomienda un factor de $\Phi=0.90$.

El ACI 318-05 propone la utilización de un factor de $\Phi=0.90$ para la resistencia a flexión en secciones de concreto y la utilización de un factor de $\Phi=0.75$ para la resistencia a cortante y torsión.

Al aplicar las distintas teorías para el cálculo de resistencia de los elementos de concreto, se pudo observar una diferencia significativa en el uso de estos factores.

Más adelante se observó que la teoría disponible para el diseño de reforzamiento con fibras de carbono aplicaba únicamente para secciones postensadas con tendones adherentes, de manera que la resistencia de las vigas considerada fue la resultante del análisis de la sección utilizando tendones adherentes, aunque inicialmente se había escogido utilizar la resistencia resultante con los tendones no adherentes, ya que ésta era la manera más conservadora por ser una capacidad menor a flexión.

También es importante tomar en cuenta que no existe información respecto a los tendones utilizados en la construcción de estas vigas, ya que en los planos dicha información no está detallada.

Tomando en cuenta lo anterior, para determinar la resistencia y esfuerzos en los tendones se utilizó la teoría que aplica para tendones adherentes, pero se aplicó el factor correspondiente al de no adherentes o parcialmente adherentes.

Finalmente, los factores de resistencia que se utilizaron fueron los siguientes:

- $\Phi=0.90$ para la resistencia a flexión con tendones adherentes y secciones de concreto reforzadas
- $\Phi=0.90$ para la resistencia a tensión
- $\Phi=0.75$ para la resistencia a compresión
- $\Phi=0.75$ para la resistencia a cortante y torsión

Para calcular la resistencia de esta sección se utilizó la teoría propuesta en el AASHTO LRFD. Estas fórmulas fueron incluidas en una hoja de cálculo para acelerar el proceso de cálculo propiamente.

Inicialmente se tomó solo la sección prefabricada de la viga para calcular su resistencia. Más adelante en el proceso de cálculo, se decidió tomar en cuenta el aporte que hace la sección de losa que está por encima de estas vigas, considerando que en los planos constructivos se indica que la superficie de ellas debía quedar rugosa y los estribos sobresalen el nivel superior hasta quedar embebidos en esta sección de la losa.

Esta sección considerada hace su aporte en resistencia pero principalmente en la resistencia a momentos flectores.

Las hojas de cálculo utilizadas para determinar la resistencia de esta sección se observan en los apéndices y se anexan en los archivos digitales.

Resistencia de las vigas diafragma

Vigas diafragma intermedias y finales

La resistencia de las vigas diafragma fue calculada mediante el uso de hojas de cálculo y se utilizó la teoría tradicional para determinar su capacidad de resistir momentos flectores, fuerzas de cortante, axial y de torsión. Las hojas de cálculo utilizadas se anexan en los archivos digitales. Los detalles estructurales de estas vigas se aprecian en el apartado inicial donde se hace la descripción de la estructura del puente.

Los factores de resistencia considerados son los mencionados anteriormente.

Resistencia de la losa

En el caso de las losas, únicamente fue analizada su resistencia a flexión, tanto en el de momentos positivos como negativos. El puente analizado tiene secciones de losa, por su geometría sesgada, con una forma de trapecio y otras secciones con una forma rectangular. Las resistencias a flexión consideradas para el análisis de las losas se observan en las hojas de cálculo detalladas en los apéndices.

Resultados Obtenidos

Una vez montado el modelo estructural con el uso del programa SAP 2000, se obtuvieron los resultados de los esfuerzos a los que están sometidos los elementos que componen la superestructura del puente.

Con los resultados de los esfuerzos, fueron escogidos mediante el uso de hojas de cálculo y mediante la revisión de los diagramas de momento, cortante, carga axial y torsión, los elementos que no cumplían con su exigencia de carga, aplicando los factores de resistencia que fueron mencionados anteriormente, para así determinar cuáles secciones de los elementos tenían la necesidad de ser reforzados.

Se observó que varias de las vigas centrales no cumplían con su requerimiento de resistencia a flexión, por lo cual se propuso que el sector propiamente que no cumplía, debía ser reforzado. También se aplicó este mismo reforzamiento a todas las vigas principales, incluyendo las externas, ya que según la normativa actual el reforzamiento de una viga central debe aplicarse también a las vigas externas, previendo el aumento en el ancho del puente.

Esfuerzos máximos en las vigas principales postensadas

Las vigas principales postensadas, según los detalles que se observan en los apéndices y anexos, están conformadas por una sección rectangular de 1.00m de longitud que se encuentra en los bordes de éstas, es decir, en los lugares donde están los apoyos de las vigas. A su vez están conformadas por la sección central que es de sección tipo I, que tiene una longitud aproximada de 17.30m, lo que nos da una longitud total de viga de 19.30m. La longitud entre los ejes de apoyo es de 19.00m.

Por la forma sesgada que tiene el puente, se observó una diferencia considerable en los esfuerzos a los que están expuestas las vigas exteriores y las vigas centrales.

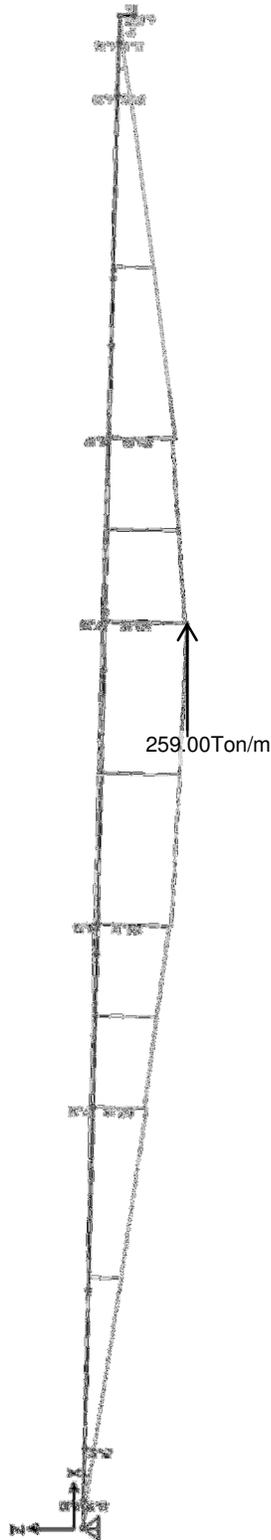


Figura 30. Momentos resultantes en vigas principales (M3-3)(Ubicación de carga tipo 6b)

A continuación se presentan los diagramas de interacción para la sección tipo I de las vigas principales. Se calcularon dos

capacidades diferentes de la sección dependiendo de la ubicación de los cables de postensado. El valor $dp1=89.50\text{cm}$ corresponde a la ubicación de los tendones en la sección más cercana a los apoyos y el valor $dp2=109.00\text{cm}$ corresponde a la ubicación de los tendones en la sección central de la viga.

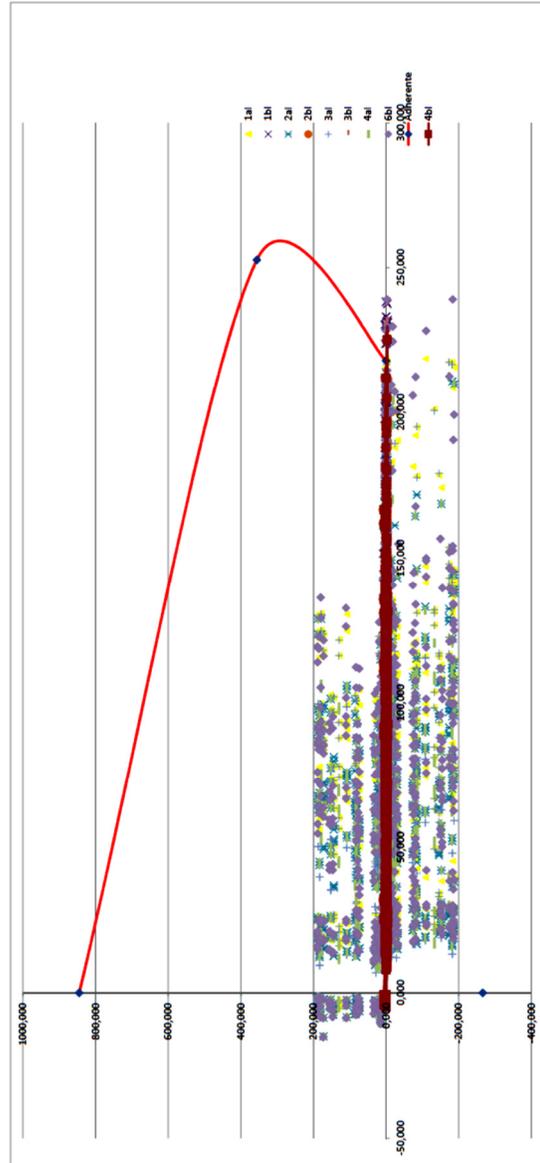


Figura 31. Momentos resultantes en vigas principales con $dp=89.50\text{cm}$ (M3-3)(Ubicación de carga tipo 6b)

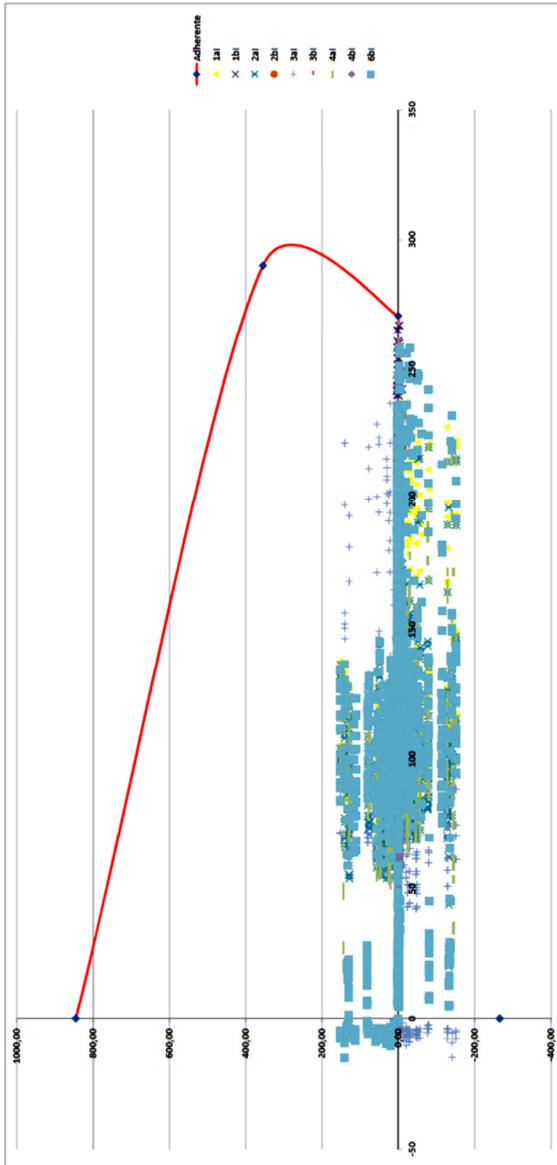


Figura 32. Momentos resultantes en vigas principales con $d_p=109\text{cm}$ (M3-3)(Ubicación de carga tipo 6b)

Las vigas externas no cumplían con su requerimiento a flexión respecto a su eje secundario (M2-2) en varias secciones de su longitud. Cerca de los apoyos se propuso un reforzamiento en ambas caras laterales de la viga y también en la sección intermedia de la viga en ambas caras laterales, específicamente entre las vigas diaphragma intermedias.



Figura 33. Momentos resultantes en vigas principales (M2-2)(Ubicación de carga tipo 6b)

La sección central de las vigas principales, sección tipo I, cumplía adecuadamente con los requerimientos de carga axial, tanto compresión como tensión.

Se afirmó la necesidad de reforzar la sección rectangular de la viga principal para aumentar su resistencia a tensión, ya que en varias combinaciones la sección no cumplía con este requerimiento (se estima que en un 25% de las combinaciones no cumplía en tensión).

Del estudio de los diagramas de cortante y la comparación con la resistencia a cortante que tienen estas vigas, se pudo observar que en toda la longitud de estas vigas se cumplía adecuadamente con este requerimiento. De manera que no hubo necesidad de proponer un refuerzo para el cortante de las vigas principales.

Al estudiar los resultados de torsión en todos los modelos realizados, se observó que algunas de las secciones de las vigas no cumplían, específicamente las secciones centrales, es decir las de sección tipo I. Esto se dio especialmente cuando la combinación utilizada era la de evento extremo.

Estos elementos cumplían adecuadamente con los requerimientos de fatiga estudiados.

Esfuerzos máximos en las vigas tipo diafragma

Vigas diafragma intermedias

Al investigar los esfuerzos resultantes en las vigas diafragmas intermedias, se determinó que estas solamente no cumplían con los esfuerzos a torsión en algunas de las combinaciones de carga utilizadas, pero sí cumplían satisfactoriamente con todos los demás requerimientos.

Estos elementos cumplían adecuadamente con los requerimientos de fatiga estudiados.

Vigas diafragma finales

Al investigar los esfuerzos resultantes en las vigas diafragmas finales, se determinó que no cumplían, para algunas combinaciones, con los requerimientos de carga axial, específicamente en tensión, pero sí cumplían satisfactoriamente con los demás requerimientos de carga.

Estos elementos cumplían adecuadamente con los requerimientos de fatiga estudiados.

Esfuerzos máximos en la losa

Al analizar los momentos negativos a los cuales se sometieron las losas, se pudo observar que en general cumplían con los requerimientos de forma adecuada, únicamente se observaron algunos puntos aislados donde los momentos negativos eran mayores que la resistencia a momentos negativos, sin embargo, estos puntos fueron obviados por considerarse situaciones aisladas.

Después de analizar los diagramas de momentos positivos en todas las combinaciones de carga utilizadas, se determinó que las losas únicamente requieren de un refuerzo adicional para los momentos positivos tipo M2-2, es decir, los momentos positivos que flexionan las losas respecto al eje y . En general, se considera que la diferencia en momento a reforzar es de $4\text{Ton}\cdot\text{m}$, es decir, se busca que la sección de losa tenga al menos una resistencia de $6\text{Ton}\cdot\text{m}$ con el reforzamiento de fibras de carbono. Este reforzamiento se va a aplicar al fondo de todas las losas que componen la superestructura del puente.

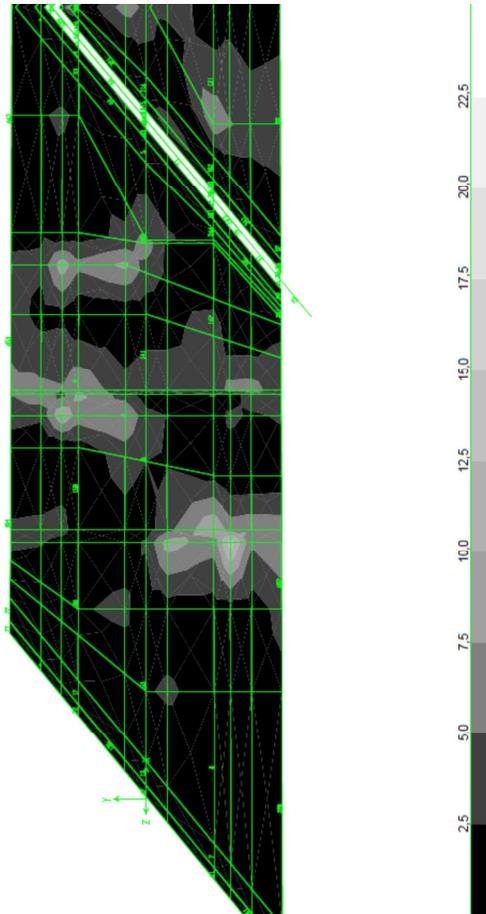


Figura 34. Momentos positivos resultantes en la losa (M22 o respecto a eje Y)(Ubicación de carga tipo 6b)

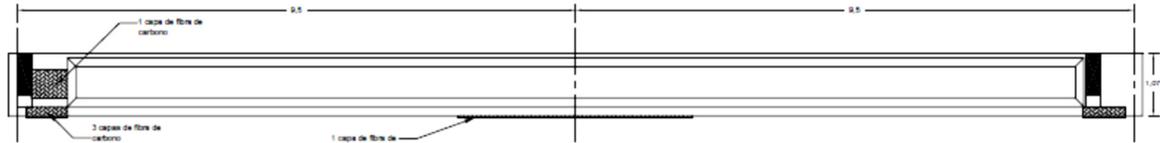
Diseño del reforzamiento con fibras de carbono

Dadas las características de alta resistencia y su uso para reforzar estructuras bajo cargas de flexión, tensión y cortante, se eligió proponer un sistema de reforzamiento utilizando fibras de carbono (CFRP).

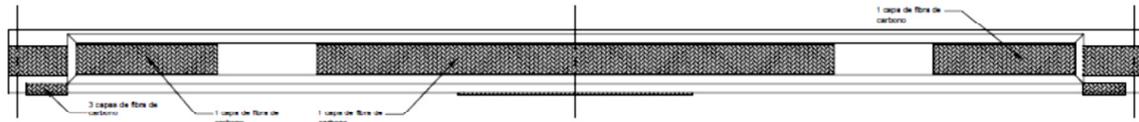
El diseño del reforzamiento con fibras de carbono se hizo siguiendo lo establecido en el ACI 440.2R-08. Este diseño se basa en un análisis de compatibilidad de esfuerzos. En el diseño se aplican factores para la reducción de resistencia del sistema de fibras considerando los esfuerzos iniciales a los cuales se someten las fibras durante su instalación, las condiciones del ambiente bajo

las cuales van a estar expuestas las fibras y otros factores que se han determinado mediante estudios estadísticos.

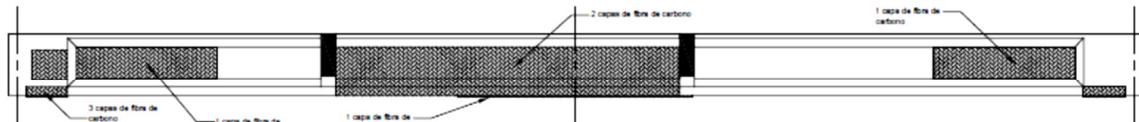
Los cálculos se realizaron mediante el uso de hojas de cálculo siguiendo estrictamente lo establecido por esa normativa. Los resultados de estos diseños se pueden observar en el apartado de apéndices y en las siguientes figuras. Los detalles finales del reforzamiento, el número de capas aplicadas y las dimensiones se observan de mejor manera en el apartado de apéndices.



Detalle de reforzamiento en viga central

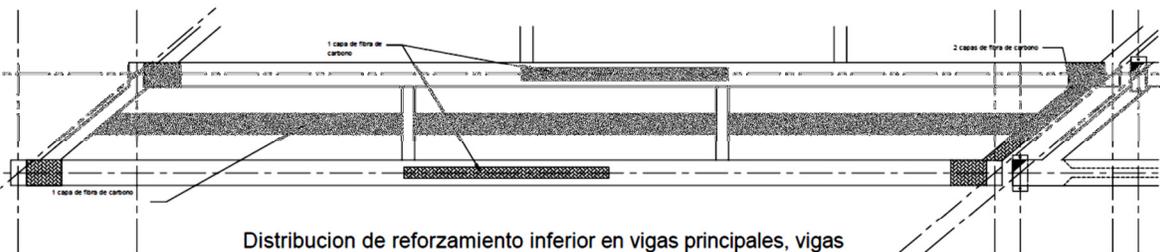


Detalle de reforzamiento en viga exterior (cara externa)



Detalle de reforzamiento en viga exterior (cara interna)

Figura 35. Detalle de reforzamiento con fibras de carbono (vista lateral)



Distribucion de reforzamiento inferior en vigas principales, vigas diafragma finales y losas

Figura 36. Detalle de reforzamiento con fibras de carbono (vista inferior)

Métodos de reforzamiento alternativos

Como método alternativo de reforzamiento al propuesto en este proyecto, se podría pensar en reforzar la estructura con láminas de acero. Para poder comparar este sistema con el propuesto con fibras de carbono, se podrían utilizar láminas de acero A36 de 12mm de espesor con una resistencia de 2530kg/cm².

Análisis de Resultados

Según el reforzamiento propuesto, se estima que se van a utilizar aproximadamente 190m² de láminas de fibra de carbono tipo *Tyfo UC Composite Laminate Strip System*. Según el proveedor de este material en nuestro país, el costo de este tipo de fibra actualmente ronda los \$450/m², incluyendo el costo de instalación.

Este sistema de reforzamiento se protege con una capa de pintura acrílica especial que lo protege contra los rayos UV, el cual tiene un costo aproximado de 38/m².

Tomando esto en cuenta, quiere decir que el sistema de reforzamiento propuesto tiene un costo total de \$488/m². Si se toma en cuenta un porcentaje adicional del 10% considerando que los bordes de los elementos a reforzar tienen que ser redondeados y que las fisuras que se encuentren deberán ser rellenadas con un material epóxido especial, tenemos entonces un costo de \$537/m².

Según la cantidad de material calculada, tenemos entonces un costo total preliminar de \$101.200,00, para reforzar el paso en sentido San José-Cartago. Para ambos pasos el costo podría verse reducido, debido a la cantidad de material solicitado, pero se puede estimar un total de \$202.400,00.

Como procedimiento de instalación se estima que el proceso sería el siguiente:

- Sería necesario llevar a cabo una limpieza total de los elementos que se van a reforzar. Se considera necesario llevar a cabo un sand-blasting de la superficie del concreto a reforzar.

- Preparar la superficie del concreto según las recomendaciones mencionadas anteriormente (ACI 546R).
- Para cada paso sería necesaria desviar el tránsito temporalmente mientras se están instalando las fibras, lo cual se estima que duraría aproximadamente 4 días.
- Para instalar las fibras se deberá seguir el procedimiento mencionado anteriormente para fibras tipo strip, lo cual significa aplicar un adhesivo epoxico en la superficie del concreto y después colocar las capas de fibras que se han propuesto para cada elemento.
- Una vez que todas las resinas hayan curado adecuadamente según las indicaciones del fabricante, se considera que se podría abrir el paso al tráfico vehicular.
- También se considera importante aplicar una pintura acrílica para la protección contra los rayos UV.

Se estima que el tiempo necesario para llevar a cabo la instalación de estas laminas es de aproximadamente 4 semanas, incluyendo las obras de preparación de superficie del concreto.

Es importante tomar en cuenta que las fibras de carbono tiene una vida útil de 50 años y que únicamente se le da mantenimiento en caso de observar que las láminas están desprendidas, lo cual fue considerado de forma muy conservadora al utilizar los factores limitantes de resistencia que indica el ACI.

Si tomamos en cuenta un sistema de reforzamiento utilizando láminas de acero A36 de 1/2" de espesor, según lo mencionado anteriormente, se podría realizar un estimado de que el costo de las láminas, para reforzar ambos pasos o en ambos sentidos, es de

aproximadamente \$95.000,00. Al costo de estos materiales se debería sumar el costo de la soldadura, pines para anclar las láminas y pintura para su protección, además de andamios y equipo para su instalación. Se estima entonces que el costo total de los materiales y equipo sería de aproximadamente \$135.000,00. A estos costos se suma el costo de mano de obra y la utilidad del contratista, para un costo total estimado de \$223.000,00.

Para este tipo de reforzamiento se estima que las obras tardarían aproximadamente 3 meses en llevarse a cabo.

Conclusiones

- En general, los problemas más difíciles de resolver en cuanto al aumento en resistencia fueron las deficiencias en torsión y capacidad a tensión. La gran mayoría de estos casos se dieron en combinaciones de carga de Evento Extremo y con el aumento del 25% en la carga de camión de diseño.
- No fue posible reforzar las vigas para que tuvieran mayor resistencia a torsión con los sistemas propuestos, tanto en las vigas principales como en las vigas diafragma intermedias, que son las que presentaron este problema, ya que no es posible envolver estos elementos con las láminas. Se considera que esta deficiencia requiere de un análisis muy detallado para llegar a resolver, lo cual no fue posible de realizar dentro de los objetivos planteados.
- Se considera que las secciones con problemas de flexión fueron reforzadas satisfactoriamente según lo planteado en los objetivos.
- El difícil acceso a los elementos es un punto en contra para la aplicación de los sistemas de reforzamiento propuestos.
- Se considera que en la mayoría de los casos se pudo resolver el problema del reforzamiento para resistir las cargas axiales de tensión adecuadamente, al menos en un 90% de los casos de carga analizados. El 10% de los casos de carga que no pudieron ser reforzados corresponden a las combinaciones de carga de Evento Extremo y con el aumento en la carga del camión de diseño.
- Según el análisis preliminar de costos de reforzamiento, el sistema de fibras de carbono en este caso es un poco más económico que el sistema de acero, principalmente por la diferencia en la resistencia de los materiales, razón por la cual habría que colocar una cantidad mayor de acero para lograr el mismo objetivo. De manera preliminar se estima que la diferencia en costo sería de aproximadamente \$20.000,00.
- Desde el punto de vista de mantenimiento se considera que el sistema con fibras de carbono es mucho más ventajoso ya que prácticamente no necesita trabajos excesivos de mantenimiento. En cambio en el caso del acero se debería prever obras de pintura por lo menos una vez al año.
- El tiempo de colocación de las fibras sería mucho menor que el de la instalación de un sistema de reforzamiento con láminas de acero. Se estima que la instalación del sistema de fibras duraría aproximadamente 4 semanas mientras que la instalación de las láminas de acero podría durar 3 meses.
- A pesar de que no fue posible resolver con el sistema de fibras de carbono todas las necesidades de reforzamiento, como por ejemplo para aumentar la capacidad a torsión de algunos elementos, se considera que este sistema es el más favorable para utilizar en el reforzamiento del puente sobre el río La Cruz según los objetivos planteados en este proyecto.

- El desarrollo de este trabajo permitió ver la necesidad que tiene el Ministerio de Obras Públicas y Transportes de mejorar los sistemas de medición de tránsito vehicular en todos los puentes del país, ya que esta es información vital para el estudio de fatiga en puentes existentes.
- Además, existe una necesidad de mejorar el registro de información, como por ejemplo planos constructivos, especificaciones técnicas, etc., para facilitar los procesos de mantenimiento, reforzamiento y rehabilitación de los puentes existentes en nuestro país, ya que en muchos casos esta información no se encuentra archivada.

Apéndices

- 1- Dimensiones y detalles considerados para el análisis estructural
- 2- Ejemplos de modelos estructurales elaborados
- 3- Hojas de cálculo utilizadas para determinar la resistencia de los elementos
- 4- Hojas de cálculo utilizadas para realizar el diseño del reforzamiento con fibras de carbono
- 5- Detalles del reforzamiento mediante el uso de fibras de carbono.

Anexos

Referencias

- American Concrete Institute. 1992. **ACI 215R-74 Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading.** Estados Unidos: ACI.
- American Concrete Institute. 2005. **ACI 318-05 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.** Estados Unidos: ACI.
- American Concrete Institute. 2008. **ACI 440.2R-08 Guide for the Design and Construction of Eternally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures.** Estados Unidos: ACI.
- American Concrete Institute. 2002. **ACI 440.2R-02 Guide for the Design and Construction of Eternally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures..** Estados Unidos: ACI.
- American Concrete Institute. 2007. **ACI 440R-07 Report on Fiber-Reinforced Polymers Reinforcement for Concrete Structures.** Estados Unidos: ACI.
- Arthur H. Nilson. 1999. **Diseño de Estructuras de Concreto.** Colombia: Mc Graw Hill.
- PCI. 2004. **PCI Design Handbook 6th Edition.** Estados Unidos: PCI.
- American Association of State Highway and Transportation Officials . **AASHTO LRFD.** Estados Unidos: AASHTO.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. **AASHTO Standard Especifications for Highway Bridges Ed.16.** Estados Unidos: AASHTO.
- Fyfe Co. LLC. 2007. **Fyfe Co. LLC Design Manual for the Tyfo Fiberwrap Systems.** Estados Unidos: Nancy Ridge TEchnologu Center.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. 2002. **Código Sísmico de Costa Rica. Costa Rica:** Editorial Tecnológica de Costa Rica.