

Evaluación y Reparación de Vigas de Concreto Reforzado de Puentes en Costa Rica por medio de Materiales FRP

Abstract

The use of fiber reinforced polymers (FRP) is a relative new technique in Civil Engineering, but they have shown significant increases in the ultimate strengths. This materials have higher mechanical properties than others regularly use in structural engineering; i.e. deformed steel bars. This project is about the retrofit design for reinforced concrete girders in the bridges of Costa Rica.

The main steps in both flexural and shear retrofit design with FRPs are shown.

In order to apply these technique, two bridges are studied under two different types of damages. With distinct analysis software, the Quebrada El Fierro Bridge is analyzed due to longitudinal cracking and the Río Kooper Bridge is analyzed under vertical corrosion. The procedures and methodology applied for these two bridges may be done for other bridges in Costa Rica with the same type of damages.

By the end, two retrofit proposals are given, one per bridge. One of them is about adding regular reinforcement to a beam cross section and the other consists in wrapping the girder with FRP Jacketing. This is because not all the concrete cross sections need to be or must be repaired/retrofitted with FRP. There are other ways to deal with engineering problems.

Keywords: girders; beams; reinforced concrete; bridge, reinforced concrete polymers, FRP, FRP Jacketing; retrofitting.

Resumen

El uso de polímeros de fibra reforzada (FRP) para refuerzo de estructuras es una técnica relativamente nueva en el campo de la construcción pero con incrementos significativos en resistencias últimas. Estos son materiales que tienen propiedades mecánicas mayores a otros, los cuales son normalmente empleados en el diseño de elementos de concreto reforzado, como el acero de refuerzo. En este proyecto se estudia la aplicación de polímeros de fibra reforzada en la reparación de vigas de concreto de puentes costarricenses.

Se identifican los pasos a seguir con respecto al cálculo de reparaciones en flexión y reparaciones en cortante por medio del FRP.

Para el estudio de esta técnica, se analizarán dos puentes costarricenses diferentes, con dos daños distintos. Se analizan por medio de diferentes programas de análisis estructural, el puente sobre quebrada El Fierro, ubicado en la Ruta 2 Florencio del Castillo en la provincia de Cartago, por agrietamiento longitudinal y el del río Kooper, ubicado en la Ruta 35 Los Chiles-Guatuso, Alajuela, debido a corrosión vertical. Estos procedimientos son aplicables a otros puentes costarricenses.

Al final, se presentan las propuestas de reparación para ambas vigas de puente, donde una de ellas se repara con acero convencional y la otra con FRP Jacketing. Esto se debe a que no todos los elementos de concreto pueden o deben ser reparados con el material FRP.

Palabras claves: vigas; concreto reforzado; puente; polímero de fibra reforzada; FRP Jacketing; restauración.

Evaluación y Reparación de Vigas de Concreto Reforzado de Puentes en Costa Rica por medio de Materiales FRP

Evaluación y Reparación de Vigas de Concreto Reforzado de Puentes en Costa Rica por medio de Materiales FRP

ROBERTO SALAZAR GONZÁLEZ

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

Julio del 2017

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

PREFACIO.....	2
RESUMEN EJECUTIVO	3
INTRODUCCIÓN	7
OBJETIVOS	7
OBJETIVO GENERAL	7
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	7
ALCANCE Y LIMITACIONES	7
METODOLOGÍA	8
ANTECEDENTES	9
MARCO TEÓRICO	10
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	36
RESULTADOS.....	37
ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	59
CONCLUSIONES	79
RECOMENDACIONES	81
APÉNDICES	82
APÉNDICE A. DAÑOS SOBRE PUENTES TIPO VIGA SIMPLE.	82
APÉNDICE B. DAÑOS SOBRE PUENTES TIPO VIGA CONTINUA.....	86
ANEXOS	92
ANEXO A. NOTAS SOBRE QUEBRADA EL FIERRO	92
ANEXO B. NOTAS SOBRE RÍO KOOPER... ..	93
ANEXO C. FICHA TÉCNICA DE PRODUCTOS DE CFRP STRUCTURAL TECHNOLOGIES.....	94
ANEXO D. FOTOGRAFÍAS DE DAÑOS ENCONTRADOS	97
ANEXO E. FOTOGRAFÍAS DE DAÑOS POR CORROSIÓN.....	101
REFERENCIAS.....	104

Prefacio

Los polímeros de fibra reforzada (FRP) son materiales relativamente nuevos en el campo de la construcción, que conllevan efectos positivos en ingeniería estructural. El FRP permite tomar elementos existentes y les mejora su capacidad estructural, incluyendo elementos de concreto, mampostería, acero y estructuras de madera. Por lo tanto, la principal razón de la aplicación de FRP en este proyecto es identificar los pasos a seguir en reparaciones que crean nuevas geometrías de secciones de concreto existentes. Se busca que estos pasos sean aplicables a estructuras nuevas o existentes. La reconstrucción o reequipamiento de estructuras de concreto reforzado con FRP permite alcanzar valores mayores de ciertos parámetros de resistencia del concreto: resistencia en tensión, resistencia en flexión, resistencia a cortante, rigidez y ductilidad. Resulta útil utilizar FRP para estructuras que poseen o que hayan sufrido fallas por sismos, agrietamientos, pérdida de material por corrosión o impactos. Un informe elaborado por el Programa de Evaluación de Puentes del TEC ha determinado que más del 80% de los puentes de Costa Rica son de concreto; donde la mayoría de ellos presentan diferentes tipos de daño. Es por esto que se decide enfocar este proyecto en dos puentes de Costa Rica: quebrada El Fierro y río Kooper. Estos presentan dos daños diferentes para dos tipos de puentes distintos que el FRP puede solucionar: agrietamiento longitudinal y corrosión en elementos de concreto. Se determina en este proyecto que no todas las secciones de concreto son aptas para ser reparadas con FRP, pero siempre se pueden brindar soluciones alternas a elementos comprometidos. Además, se propone para la quebrada El Fierro agregar acero convencional con una nueva capa de recubrimiento y, al de río Kooper, una nueva capa de recubrimiento en conjunto con una capa de FRP Jacketing.

Se agradece a todos aquellos que de una u otra manera colaboraron para poder desarrollar

esta investigación. Agradezco con todo mi corazón al apoyo que me han brindado mis padres y mis dos hermanas, que fueron ellos los que me dieron fuerzas para seguir adelante y culminar esta etapa de mi vida. Distintos profesores de la Escuela de Ingeniería en Construcción del Tecnológico de Costa Rica, a mi tutor Miguel Peralta, y sobre todo, al apoyo brindado por los profesores Ph.D. Stavroula Pantazopoulou y Ph.D. Dan Palermo por haberme otorgado la oportunidad de realizar este proyecto en York University, Toronto, Canadá.

Resumen ejecutivo

En la actualidad, más del 80% de los puentes de Costa Rica están hechos de concreto (Informe Ejecutivo de Trabajo 2015-Resumen, Programa de Evaluación de Puentes, 2015) y estos se reparten por todo el territorio costarricense. Sin importar el tipo de puente, ellos tienen cuatro grupos de elementos principales: subestructura, superestructura, losa de aproximación y los accesorios. De este 80%, al menos tres cuartas partes presentan daños en cualquier de estos grupos de elementos. Por lo tanto, el principal objetivo de este proyecto es evaluar la posibilidad de reparar/rehabilitar las vigas de concreto reforzado existentes de los puentes de Costa Rica mediante la aplicación de polímeros de fibra reforzada, FRP. Esta es una técnica de reparación cuyas metodologías son aplicables a todas las estructuras de puentes costarricenses; el hecho que sea viable es un asunto diferente. Para determinar si el FRP es óptimo en una estructura, se deben de realizar los cálculos correspondientes.

El punto de partida de este proyecto involucró una recolección de datos de las estructuras actuales de puentes en Costa Rica. Esto se hizo por medio de la base de datos conocida como *Sistema de Administración de Puentes* (SAEP). Este es una página web de carácter público que contiene la información básica de más de 600 puentes en Costa Rica. En ella, se pueden buscar estructuras por: ubicación, sistema constructivo, tipo de carga, longitud, entre otros. Sin embargo, no existe la opción de búsqueda bajo el parámetro de "material". Por lo tanto, el punto de partida fue levantar los datos para puentes bajo las categorías de viga continua y viga simple. Inmediatamente que se iban anotando los datos principales, se iban descartando los puentes con vigas de acero pues no eran el enfoque del proyecto. En total, se cuentan con 54 puentes de concreto reforzado

para realizar los debidos cuadros de resultados, cálculos y demás conclusiones.

De esta información se concluye que los puentes tipo viga continua necesitan una serie de investigaciones, levantamiento de datos, obtención de planos, entre otros. Esto se debe a que más del 20% de ellos carece de información, como por ejemplo: año de diseño/construcción y detalles constructivos. No obstante, se notó que dos puentes tienen los mismos detalles constructivos en cuanto a las vigas principales, las cuales son vigas prefabricadas tipo T.

Otra de las conclusiones es que las vigas tipo I son las más representativas en puentes tipo viga simple; alrededor del 92% de estas estructuras tienen este tipo de viga con los mismos detalles constructivos en cuanto a dimensiones y acero de refuerzo. Así que, debido a la claridad y a la cantidad de información que se muestran en las imágenes en los planos constructivos del puente sobre el río Kooper, se toman las medidas de las vigas principales de este puente para representar la viga típica en un puente tipo viga simple.

La información recolectada con SAEP también incluye fotografías, en algunos casos planos y esquemas de daño de las estructuras. Gracias a estos, es posible hacer un levantamiento de los daños presentes en los puentes. Los daños actuales en las estructuras incluyen: asentamiento de concreto, faltante de secciones de concreto, eflorescencia en elementos, daños en las juntas de expansión, agrietamiento en la carpeta de rodamiento, agrietamiento de pilas y bastiones, entre otros. Debido a que existe una amplia gama de daños en las estructuras, se decide estudiar solo dos, los cuales son: agrietamiento longitudinal en vigas de concreto y corrosión vertical en vigas prefabricadas de concreto reforzado. Estos están presentes en más de una estructura de puente, lo

cual quiere decir que el estudio de estos daños aplica para varias estructuras; este proyecto puede ser el punto de partida de otro tipo de investigaciones en el futuro.

El agrietamiento longitudinal de vigas de concreto está presente en el puente sobre quebrada El Fierro, el cual es una estructura tipo viga continua. Este puente necesita de una intervención en flexión, por lo tanto se estudia el diseño de reparaciones por flexión con FRP.

El daño de corrosión vertical de vigas prefabricadas de concreto reforzado está presente en el puente sobre el río Kooper, el cual es una estructura tipo viga simple. Este puente necesita de una intervención diferente, la cual es un aumento de la fuerza a cortante. Entonces, se diseña una reparación por cortante por medio de FRP Jacketing.

De esta forma, se analizan dos daños diferentes en dos puentes distintos con estructuras desiguales. El puente quebrada El Fierro es un puente tipo viga continua con pilas tipo marcos de concreto. Estas pilas se componen de un sistema de vigas y columnas. Mientras que el puente río Kooper es una estructura no monolítica tipo viga simple que está simplemente apoyada sobre sus pilas. Estas pilas se componen de dos columnas cilíndricas.

Adicional a los problemas de agrietamiento longitudinal, el puente quebrada El Fierro presentó otro inconveniente: no hay planos ni detalles constructivos ni año de construcción/diseño para esta sección. Por lo tanto, antes de empezar a describir los debidos pasos y el procedimiento del diseño de reparaciones, se identificó la cantidad de acero de refuerzo así como su distribución para la sección de viga en estudio. Con el programa de análisis estructural SAP2000 se realizó un modelo de marco de concreto para encontrar el momento de diseño para dicha viga. Cuando este se obtuvo, se desarrolló un diseño convencional de elementos de concreto a flexión. Sin embargo, el tema de la distribución sigue siendo un inconveniente, pues según fuentes consultadas, este puente puede que haya sido diseñado con una versión anterior a los códigos de concreto reforzado actuales.

El siguiente paso, después de que se determinó la cantidad de acero de refuerzo, fue establecer cuál es la razón para que se diera el agrietamiento longitudinal. Por consiguiente, para el mismo modelo hecho con SAP2000 se

evaluaron diferentes escenarios con el fin de obtener un diagrama de momento con valores negativos en las zonas de agrietamiento. Estos escenarios incluyen combinaciones de carga que contemplan: carga muerta de la estructura, carga viva causada por el camión de diseño tipo HS-20 y dos efectos que son para evaluar una mala condición del suelo. Estos dos efectos corresponden a un asentamiento de la columna central del sistema de pila con la adición de una rotación del cimiento izquierdo de la pila. La manera de introducir el mal estado del suelo se hizo por medio de una *displacement* en el sentido negativo del eje z de SAP2000 para representar el asentamiento, y se le asignó un momento radial en el nodo inferior izquierdo de la pila (donde se ubica el cimiento) para simular la rotación de la placa de fundación. Cuando todos eventos son combinados, se obtiene un diagrama de momento con un notorio cambio con respecto a los valores de momento máximo y a los puntos de inflexión con respecto a la sección de viga original. Por lo tanto, debido a los efectos de asentamiento y rotación, en conjunto con la distribución del sistema de pila, la viga experimenta una fuerza axial en el costado izquierdo. Es entonces cuando se realiza un análisis de elementos finitos para la viga de 61 x 61 cm² con 4,22 m de longitud por medio del programa VecTor2. Este es un software cuya especialidad es el análisis de elementos finitos de concreto reforzado.

Por medio de este programa, se logra modelar la sección de viga secundaria del puente quebrada El Fierro para dos diferentes distribuciones de acero. Estas distribuciones corresponden a dos versiones del código ACI318, las cuales son el ACI318-82 y el ACI318-11. Entre ellos hubo un cambio en cuanto a la distribución del refuerzo, esto a inicios de la década de los 80. En códigos anteriores, las varillas de acero en tensión eran dobladas de tal manera en los puntos de inflexión, que estas varillas eran usadas al mismo tiempo para acero en tensión como para acero en compresión. A este tipo de vigas se les conoce como *vigas templaderas*. Hoy en día, las regulaciones establecen que el acero en tensión debe de ir recto en toda la longitud de la viga, y se debe destinar cierta cantidad de acero en compresión. Son dos refuerzos diferentes. Así, el programa VecTor2 fue utilizado para determinar la correcta distribución del acero de refuerzo dentro de la

sección y para evaluar la condición de falla de la viga secundaria. La fuerza axial que se obtuvo con SAP2000 se aplicó en el modelo de elementos finitos por medio de la función *nodal loads*. La cantidad de fuerza axial se dividió entre la totalidad de nodos expuestos en el costado izquierdo de la viga. Para evaluar todos los estados de falla, se le asignó un desplazamiento en el nodo superior derecho de la sección de viga por medio de la función *support displacement*. Al final, después de comparar los resultados y los patrones de agrietamiento que brinda VecTor2, se concluye que la sección en estudio de la quebrada El Fierro que tiene el acero de refuerzo sigue una distribución de acero según códigos actuales, es decir, el acero superior e inferior viaja recto en toda su longitud. El daño de agrietamiento longitudinal en esta viga secundaria necesita de una reparación por flexión. Por lo cual, es aquí cuando se iniciaron las revisiones y los cálculos para considerar una reparación en flexión por medio de FRP.

El diseño de reparaciones de elementos de concreto en flexión por medio de FRP se puede resumir y dividir en cuatro pasos principales:

- Determinación del momento que se necesita alcanzar con FRP.
- Tabulación de los valores de momento, ξ , ϵ_{fd} con respecto a la relación d'/d propia de la sección transversal.
- Revisión de la viabilidad de la propuesta de reparación.
- Análisis de alguna otra medida para intervenir el elemento.

Cuando se realizan los cálculos correspondientes a la tabulación de los valores de momento, sobre todo los valores de ξ y de ϵ_{fd} , se concluye que esta sección de viga no es viable para ser reparada con FRP. El factor ξ es el valor normalizado que corresponde a una fracción de la profundidad del bloque de compresión, con respecto a la distancia de la fibra máxima en compresión al centroide de la fibra en tensión. Este es un parámetro que se obtiene con el diagrama de deformaciones unitarias para asegurar la falla balanceada de la sección. Este es uno de los parámetros más importantes en el diseño de reparaciones por flexión de elementos

de concreto con FRP. Básicamente, suceden dos cosas con esta sección que determinan que el FRP no es la opción más viable. La primera de ellas es que el valor obtenido para ξ no se encuentra dentro del rango de diseño permitido. Y lo otro que sucede es con respecto al valor de ϵ_{fd} , el cual es el valor de la deformación unitaria máxima del refuerzo destinado en la reparación, en este caso el FRP. Lo que sucede es que la deformación máxima, ϵ_{fd} , también tiene un valor fuera del rango de diseño. Cuando esto ocurre, el resultado es que la cantidad de FRP aplicada, sea cual sea, sufrirá de desadherencia o delaminación instantánea. Por eso, se recurre a analizar una propuesta alterna de reparación: añadir acero corrugado convencional con una nueva capa de recubrimiento. El proceso de análisis de una reparación con acero corrugado con una nueva capa de recubrimiento no necesita de tantas revisiones como lo es el diseño de reparaciones con FRP. Entonces, se procede a determinar cuánta área de acero es necesaria para contrarrestar los efectos de los diagramas de momento para las condiciones de carga que han causado el agrietamiento longitudinal. Se logró identificar el área de acero necesaria para la sección, la cual lleva a una propuesta de reparación con varillas de acero convencional 4#9 tanto superior como inferior. Además de estas varillas, se propone remover el recubrimiento existente de la sección para que este sea reemplazado por una capa de recubrimiento nuevo con un $f'_c=225\text{kg/cm}^2$.

El segundo daño estudiado en este proyecto fue la corrosión vertical en vigas de concreto reforzado, especialmente en las vigas tipo T del tramo inicial del puente sobre el río Kooper. Este es un puente diferente al anterior. Este es tipo viga simple con vigas prefabricadas apoyadas. El río Kooper tiene una longitud mayor, hay más información disponible en el sitio web SAEP y tiene un tensor postensado en el tramo central de viga. El programa de análisis estructural para puentes en tres dimensiones CSi Bridge se utilizó para modelar esta estructura de puente, con el fin de obtener el total de fuerza cortante que actúa en las vigas. Las vigas de especial interés de este modelo son las que están en el tramo inicial y final del puente, pues es en

estas zonas es donde se presentan los daños por corrosión. Cuando se estudió los efectos de la corrosión en elementos de concreto, se determinó que las principales consecuencias son: reducción del área de acero de los aros, reducción de fuerza en cortante total de la sección, pérdida de la adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo y una presión de ruptura que se refleja en agrietamiento del recubrimiento de la sección. La corrosión es el producto de una reacción química entre el hierro presente en el acero de refuerzo con el oxígeno en la atmósfera. La corrosión entonces es un proceso de oxidación cuyo producto es óxido ferroso, conocido como herrumbre.

El factor más importante en el estudio de la corrosión es el porcentaje de la penetración de esta. Es decir, cuanto porcentaje del área de acero se ha perdido debido a la acumulación de óxido ferroso en toda la superficie radial del acero de refuerzo. Hoy en día existen varias técnicas para determinar este valor de porcentaje de penetración de la corrosión, como por ejemplo: mediciones en campo por medio de la diferencia entre el diámetro original contra el diámetro de la varilla después de ocurrida la corrosión. En este proyecto, solo se cuentan con las fotografías disponibles en SAEP para determinar el valor de dicha penetración. Por lo tanto, el valor de esta penetración se obtiene según la coloración del elemento.

La coloración en elementos de concreto reforzado es un indicador de que las secciones están sufriendo de corrosión o de eflorescencia. Dependiendo del color, el valor de la penetración puede estar entre [2 -5]%, pero puede ser en algunos casos mayor al 7%, lo cual se considera severo. Cuando la corrosión ocurre en un elemento de concreto, debido a que este es un evento que afecta a la sección de adentro hacia afuera, es probable que el recubrimiento de concreto esté agrietado. Por eso, se recomienda que en el proceso de reparación en cortante por medio de FRP se ignore el aporte del concreto en cortante.

Debido a la coloración verdosa-naranja que presentan las vigas del puente río Kooper, se determinó que el porcentaje de penetración de la corrosión equivale a un 3,5%. Esto afecta la

resistencia en cortante total de la sección debido a que se despreja el aporte del concreto y a que los aros por cortante aportan ahora menos resistencia.

Cuando se realizan los cálculos y procedimientos para reparar esta sección con FRP Jacketing, se determina que con la aplicación de una sola lámina de FRP Jacketing es suficiente para recuperar y sobrepasar la resistencia original del elemento. Sin embargo, la aplicación de FRP Jacketing en vigas de concreto tipo T o tipo I necesitan de una modificación en su geometría para asegurar adherencia entre la superficie de concreto y la lámina de FRP Jacketing. Por lo tanto, la propuesta de reparación para las vigas que presentan corrosión del puente río Kooper incluyen: remover el recubrimiento de concreto hasta encontrar el núcleo de acero, rellenar la sección con un concreto con un $f'c=350$ kg/cm² para generar una geometría simétrica con una superficie lo suficientemente lisa, generar una curvatura en los vértices del miembro para asegurar adherencia entre el concreto y la jacket, y por último, colocar una lámina de FRP Jacketing. El hecho de utilizar jackets en vigas de concreto también crea efectos secundarios positivos, como lo son: fuerza de adherencia entre acero y concreto y fuerza de confinamiento total de la sección. En conclusión, se logran identificar los debidos pasos, procedimientos y cálculos a realizar en elementos de concreto con el fin de que estos sean reparados con FRP en flexión y en cortante. Estas medias son FRP longitudinal y FRP Jacketing respectivamente. No obstante, el uso de FRP no es una técnica que se puede implementar a todos los elementos de concreto. En algunas ocasiones, los daños en las estructuras no necesitan grandes incrementos y en otros casos la propia sección transversal no cumple con los rangos de diseño. Por lo tanto, cuando el FRP no es viable se debe de estudiar una reparación alterna. Con el fin de mostrar otras medidas de reparación, se presenten además dos propuestas para rehabilitar vigas de concreto tipo T o tipo I. Estas soluciones alternas cuando el FRP Jacketing no es posible por materia de costos o similares.

Introducción

Objetivos

Objetivo general

- Restaurar dos puentes de Costa Rica por medio de fibra de polímero reforzado (FRP) y acero convencional.

Objetivos específicos

- Recolectar información acerca del estado real y daños actuales en los puentes costarricenses.
- Realizar un análisis estático a las estructuras de puente costarricense que reflejen los daños actuales.
- Determinar si la aplicación de FRP es viable para las diferentes vigas principales de concreto reforzado para puentes de Costa Rica.
- Determinar la posibilidad de combatir el agrietamiento longitudinal en vigas de concreto reforzado mediante FRP.
- Identificar las principales consecuencias de la corrosión en elementos en vigas de concreto reforzado.
- Determinar la posibilidad de reparar los daños por corrosión en vigas de concreto reforzado mediante FRP Jacketing.

Alcance y Limitaciones

- El análisis estático que se desarrollará solo ha de incluir las cargas actuales que actúan en el puente, así como algún evento externo que explique el porqué de la falla en la estructura.
- No se han de analizar todos los puentes presentados en los cuadros de este proyecto.
- No se diseñan ni se hace una revisión de la capacidad actual de las vigas principales de concreto reforzado para aquellos puentes que presentan planos constructivos.
- No se diseña el postensado que debe tener la viga principal de concreto reforzado en el puente tipo viga continua.
- La presión de ruptura causada por la corrosión no es un parámetro estudiado en este proyecto, solo el daño de pérdida de área de acero que altera la resistencia por cortante.
- No se estudia el comportamiento real de la estructura de cimientos en los puentes seleccionados por falta de información y debido que estos no son el enfoque principal del proyecto, aunque en uno de los puentes se analiza una condición que simula un mal estado del suelo.

Metodología

Este proyecto es el resultado de un trabajo en conjunto que cuenta con el aporte de profesionales en el campo de ingeniería en construcción de Costa Rica y de Canadá. Se desarrolló en York University, Toronto, Canadá, durante los meses de noviembre de 2016 hasta julio de 2017. La obtención de una beca canadiense junto al conocimiento e instalaciones de York University son de gran importancia para poder llevar a cabo esta investigación en esta institución. Con el fin de obtener el estado real y actual de los puentes de concreto de Costa Rica, se hace un levantamiento de datos por medio de un sitio web especial, SAEP. Este sitio web contiene información básica de más de 600 puentes, dentro de los cuales se incluyen puentes tipo viga simple y tipo viga continua.

Cuando se obtiene la información sobre la actualidad, se procede a estudiar dos tipos de daños encontrados en dos distintos de puentes de Costa Rica: agrietamiento longitudinal en vigas de concreto en el puente quebrada El Fierro y corrosión vertical en vigas de concreto reforzado en el puente río Kooper.

Ambos puentes buscan ser reparados con un material relativamente nuevo en el campo de la ingeniería civil en general: polímeros de fibra reforzada (FRP). Debido a los daños seleccionados, se ha de tratar con dos estudios diferentes: diseño de reparaciones con FRP en flexión y diseño de reparaciones con FRP Jacketing en cortante. En este proyecto se detallan los pasos y el debido procedimiento para llevar a cabo estas reparaciones para cualquier tipo de FRP, pero se decide estudiar el efecto de fibra de carbono reforzada (CFRP).

Después de analizar los daños en ambas estructuras, cuando se aplican los procedimientos de reparación en ambos tipos de viga de concreto, se procede a brindar las propuestas de restauración. Estas son diferentes una de otra por diversas razones; se trata con distintos problemas en elementos de concreto. Al final del proyecto, se adjuntan una serie de

recomendaciones con el fin de que en un futuro, el análisis de estructuras costarricenses existentes sea más preciso y este tipo de reparaciones sean aplicadas, en la medida de lo posible.

Antecedentes

Las bases de este proyecto abarcan desde registros fotográficos de puentes costarricenses hasta imágenes de reparaciones a estructuras de concreto reforzado existentes. La mayoría de las ecuaciones presentes en este proyecto son de origen europeo y canadiense, donde sus diferentes coeficientes son tropicalizados, por medio de alteraciones de aumento y/o reducción, e interpretados de tal forma que sean aplicables a estructuras nacionales. El registro de fotografías de las estructuras de puente de Costa Rica es un trabajo en conjunto por parte del Consejo Nacional de Vialidad, el Ministerio de Obras Públicas y Transportes y el Tecnológico de Costa Rica. Se investiga y se usa este material con el fin de obtener la información necesaria de partida para levantar los daños y datos principales que sean de concreto reforzado, bajo la categoría de viga simple y viga continua. Sin embargo, para los puentes tratados en este proyecto no existen documentos ni reportes oficiales que detallen el estado, los daños o similares para estos dos puentes.

El diseño de reparaciones de elementos de concreto, tanto en flexión, cortante y confinamiento proviene de la publicación europea *Background to European Seismic Design Provisions for the Retrofit of R.C. Elements Using FRP Materials*. Esta es una guía sobre los pasos, consideraciones, y los debidos parámetros para restaurar estructuras existentes mediante la aplicación de materiales novedosos, como lo son los polímeros de fibra reforzada, FRP. Dado que los criterios de análisis son similares entre Europa y los Estados Unidos de Norteamérica, este documento es aplicable a estructuras nacionales cuando se utilizan los coeficientes adecuados en las ecuaciones principales. El Código Sísmico de Costa Rica se basa en normas norteamericanas del *American Concrete Institute*. Esta publicación europea contiene las principales ecuaciones que son tratadas en la investigación y que son modificadas levemente por medio de coeficientes de aumento

y/o reducción, para poder ser utilizadas en Costa Rica bajo criterios nacionales.

El estudio y repaso de la literatura en cuanto a la corrosión en elementos de concreto reforzado proviene de fuentes canadienses y europeas. Con diferentes autores (Tastani, et al.) se tienen diferentes criterios de análisis para la medición de corrosión en elementos existentes de concreto reforzado, aunque se identifican una serie de efectos negativos en dichos elementos consecuencia de la corrosión entre las publicaciones de estos autores. La aplicación de estas publicaciones en puentes costarricenses cuando se desprecia el poco aporte que brinda el concreto agrietado, es el principal aporte de esta investigación con respecto a estos documentos. Aparte de los ya vigentes códigos nacionales en materia de ingeniería civil, no se cuenta con ningún otro tipo de reporte, legislación o informe oficial sobre ninguno de los puentes analizados en este proyecto: puente sobre quebrada El Fierro y puente sobre el río Kooper.

Marco Teórico

Sección Típica de Puente

Los principales elementos de los puentes de concreto de Costa Rica se pueden ordenar en cuatro categorías: accesorios, superestructura, subestructura y la aproximación de puente. Los accesorios son aquellos elementos de la construcción sin alguna función estructural pero que son vitales para un buen desempeño del puente; se trata de elementos como la superficie de ruedo, barandas de concreto o las juntas de expansión. La superestructura también se le conoce como el piso del puente dado que incluye: vigas principales, vigas cabezales, vigas secundarias y sus sistemas de unión. La subestructura incluye los elementos que componen a los bastiones, las pilas, las columnas y los apoyos del puente. Por último, la aproximación es básicamente el relleno de suelo que es necesario para construir los alerones, la losa de aproximación y los refuerzos de los taludes en la carretera. En la Figura 1 se pueden observar dichas categorías de los elementos.

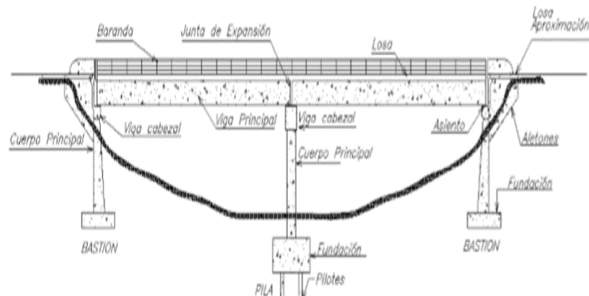


Figura 1. Distribución típica del puente costarricense. Fuente: Manual de Inspección de Puentes del M.O.P.T, 2016.

Durante los últimos años, el Tecnológico de Costa Rica (TEC) ha desarrollado un proyecto llamado Programa de Evaluación de Puentes, el cual es un trabajo en conjunto con el Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT) y con el

Consejo Nacional de Vialidad (CONAVI). Estas tres entidades han logrado obtener información de alrededor de 600 puentes en el territorio nacional. La información recolectada incluye datos básicos de los puentes para lograr identificar qué tipo de estructura se quiere estudiar. Por ejemplo: un carril, dos carriles, vigas de concreto, secciones en madera y demás características. Como esta recolección de información por parte del TEC, MOPT y CONAVI es un proyecto en curso, la información sobre los puentes es actualizada cada mes en un sitio web; esta investigación cuenta con la información actualizada hasta diciembre de 2016.

Sistema de Administración de Puentes

Uno de los objetivos principales de este proyecto es determinar si es posible reparar y rehabilitar las principales vigas de concreto reforzado mediante la aplicación de fibras poliméricas reforzadas (FRP). Antes de determinar esta posibilidad, primero se realiza una investigación del estado de los puentes hoy en día. En esta sección del proyecto se anota la información necesaria para encontrar la sección típica del puente de Costa Rica, así como también los principales daños en estos. Los documentos citados para poder determinar esta sección van desde reportes ejecutivos proporcionados por el TEC hasta archivos públicos disponibles en sitio web del MOPT. Sin embargo, la mejor fuente es el Sistema de Administración de Puentes (SAEP).

SAEP es un sitio web público desarrollado por el TEC, el MOPT y el CONAVI. En este sitio se encuentra toda la información recolectada de alrededor de 600 puentes actuales en Costa Rica. Desde el 2014, este sitio

ha estado en constante actualización. Los usuarios de este sitio pueden buscar puentes en general o uno específico dado que tienen la posibilidad de ingresar características propias de algunas estructuras. También pueden buscar directamente puentes por: tipo viga continua, tipo viga simple, tipo cercha, puentes en madera, elementos de acero, entre otras características. Sin importar el puente, SAEP siempre brinda información relevante sobre ellos. Estos parámetros fijos que SAEP brinda son: tipo de ruta, provincia, distrito, número de ruta, coordenadas del puente, nombre del puente, importancia de la ruta, carga viva de puente con la que fue diseñado, tipo de superestructura, tipo de subestructura y distancia del puente. Dentro del parámetro de tipo de superestructura existen dos categorías de interés en este proyecto: viga simple y viga continua. Cuando se habla de puentes tipo viga simple, por lo general se trata de un sistema compuesto por vigas de concreto reforzado simplemente apoyado. Estas vigas trabajan en conjunto con las vigas diafragma en los tramos del puente. Estos tramos no suelen ser mayores a 25 m de largo con un peralte de viga no mayor a 1,25 m.

Los puentes tipo viga continua pueden ser vigas de concreto reforzado o vigas de acero simplemente apoyadas. Estas pueden tener algún tipo de apoyo en la zona intermedia del tramo dado que son más largos. Sus distancias suelen estar en el rango [30-60] m y las alturas de ellas van en el rango [1,60-2,00] m. Sin embargo, estos son rangos promedios; hay puentes bajo la categoría viga continua que se salen de estos rangos.

Lastimosamente, este sitio web aún no cuenta con un parámetro de búsqueda más sencillo: material de puente. Es decir, no se puede ingresar al buscador la palabra “concreto” y que muestre los resultados de todos los puentes que cuenten con dicho material. Por lo tanto, para poder obtener la información de puentes de concreto, se buscan puentes bajo los parámetros: viga simple y viga continua. Una vez establecido este patrón de búsqueda de información, el proyecto parte de la información disponible en SAEP de ambos tipos de viga, siempre y cuando los tramos no excedan los 60 m de longitud.

Una vez que estos parámetros son definidos en el sitio web, toda la información se organiza en los cuadros 1, 2, 3 y 4. En los

cuadros 1 y 2, algunos de los puentes no cuentan con información en las columnas de *construcción* pero si tienen en la columna *diseño*, estas se refieren a los años de los cuales fueron construidos o diseñados. La edad del puente es una característica importante para tomar decisiones futuras, así que cuando las estructuras carecen de *año de construcción*, la edad del puente ha sido calculada tomando como base el *año de diseño*. Dicha edad es con respecto al año 2016.

El cuadro 5 indica el nivel de daño de las estructuras. Esta es una escala propia para este proyecto hecha por el investigador.

Vigas Postensadas

En la siguiente sección se encuentra información de los tensores utilizados en el modelo hecho con CSi Bridge, con el fin de analizar dicho puente bajo los daños de corrosión en las vigas principales de concreto reforzado. Las notas técnicas sobre las regulaciones de diseño sobre los tensores han sido tomadas del Reglamento para Concreto Estructural – Capítulo para Costa Rica (ACI 318S-11). En dicho reglamento, no existe un capítulo específico para *vigas pretensadas tipo T o I*, así que queda a juicio del profesional responsable cualquier parámetro de diseño y dimensionamiento del perfil de viga requerido. Sin embargo, esta sección del reglamento presenta diversos ejemplos de secciones a utilizar en edificaciones con el fin de guiar a los diseñadores, dado que los diseños varían de un proyecto a otro. Pero en general, las notas aquí presentes aplican tanto para vigas pretensadas como vigas postensadas de concreto reforzado. El diseño de un elemento pretensado/postensado debe incluir todos los estados de carga presentes en la estructura. Existen tres estados principales de carga: la transferencia de la tracción del acero pretensado al concreto, las cargas de servicio y las cargas incrementadas. Si en el caso particular, y si el modelo lo amerita, se deben incluir además efectos secundarios en la estructura. Efectos tales como: agrietamiento bidimensional, efectos de temperatura, deformaciones cerca a la estructura en estudio o el efecto de cargas vivas tipo camiones de diseño. Si el acero postensado llega a estar en contacto con el acero de

refuerzo, se debe de considerar además el efecto de pandeo. Hay tres clases de comportamiento de elementos preesforzados a flexión. Las vigas simples se clasifican como Clase C porque suponen que poseen un comportamiento de elementos fisurados según el ACI318S-11. El concreto preesforzado se diseña de manera que la fuerza de preesforzado introduzca una compresión que logre reducir la magnitud del esfuerzo de tracción. Estas clases se aplican a elementos preesforzados sometidos a flexión, adheridos o no adheridos. Los requisitos de diseño para funcionamiento se encuentran en la Figura 2.

Comportamiento supuesto	Preesforzado			No preesforzado
	Clase U	Clase T	Clase C	
	No fisurado	Transición entre no fisurado y fisurado	Fisurado	Fisurado
Propiedades de la sección para calcular esfuerzos bajo cargas de servicio	Sección bruta 18.3.4	Sección bruta 18.3.4	Sección fisurada 18.3.4	Sin requisitos
Esfuerzo admisible en transferencia	18.4.1	18.4.1	18.4.1	Sin requisitos
Esfuerzo de compresión admisible basado en sección no fisurada	18.4.2	18.4.2	Sin requisitos	Sin requisitos
Esfuerzo a tracción, bajo cargas de servicio 18.3.3	$\leq 0.62\sqrt{f'_c}$	$0.62\sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c}$	Sin requisitos	Sin requisitos
Base para el cálculo de las deflexiones	9.5.4.1 Sección bruta	9.5.4.2 Sección fisurada, bilineal	9.5.4.2 Sección fisurada, bilineal	9.5.2, 9.5.3 Momento efectivo de inercia
Control de agrietamiento	Sin requisitos	Sin requisitos	10.6.4 modificado por 18.4.4.1	10.6.4
Cálculo de Δf_p o f_t para el control de fisuración	Análisis de sección fisurada	$M/(A_p \text{ (bruto de pulso)})$ o $0.8 f_t$
Refuerzo de superficie	Sin requisitos	Sin requisitos	10.6.7	10.6.7

Figura 2. Requisitos de diseño para funcionamiento para elementos de concreto preesforzado Clase T, Clase U y Clase C. Fuente: Pág. 297 del ACI318S-11, 2016.

El diseño por flexión de miembros preesforzados puede ser estimado utilizando ecuaciones similares a las de diseño de concreto reforzado convencional. Cuando una parte del acero preesforzado está en la zona de compresión, se debe utilizar un método diferente, con el propósito de obtener condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones aplicables para la condición de carga mayor. El diseño de secciones generales se puede hacer mediante tres métodos según el ACI318S-11: 1) Modelos basados en el equilibrio (Puntal-Tensor); 2) Análisis de elementos finitos o 3) Ecuaciones simplificadas (en caso de ser aplicables).

El modelo *puntal-tensor* es el más útil para el diseño de sección general para este tipo de vigas. En este proyecto no se diseñó ninguna viga de este tipo ya que se cuenta con los planos constructivos del puente río Kooper, y de ahí se obtuvieron las dimensiones necesarias y demás propiedades de la sección.

Uno de los inconvenientes sobre el concreto postensado es determinar cuánta fuerza se pierde a lo largo del tensor cuando este viaja dentro del cuerpo de la viga. Cuando se aplica cierta fuerza al inicio de un tensor, debido a que la fuerza tiene que viajar por todo el tramo y más

importante aún, debido a la fricción que se genera entre el concreto y el ducto de acero, esta fuerza se ve reducida sustancialmente. Es importante conocer la magnitud que existe al final de la viga, es decir, al otro extremo de donde fue aplicada la primera fuerza, antes de realizar cualquier otro cálculo.

Los tensores, tanto pretensados como postensados, deben seguir la curva del diagrama de momento para garantizar un mejor funcionamiento de la viga. En el caso de que el tensor necesite ser diseñado, lo primero que debe hacer el diseñador es determinar el estado de cuándo y dónde existe la tensión nula. Para una cierta sección transversal de viga de concreto, si esta sección está bajo el efecto de momento por cualquier combinación de carga, y si esta sección no tiene ningún sistema de refuerzo preesforzado, lo que va a suceder es que el concreto se agrietará. Entonces, el uso de los tensores es para prevenir este estado de agrietamiento por medio de una cancelación de fuerzas. Un tensor es un tubo de acero hueco y cilíndrico que viaja a lo largo de una viga de concreto que contiene una cierta cantidad de cables de acero. Este tensor es debidamente anclado a las caras de concreto de la viga. Una vez anclado de un lado de la viga, se introduce una fuerza en el otro extremo para tensar el sistema. Cuando se llega a la magnitud deseada, el tensor es anclado de nuevo, pero ahora al final de la viga. Existen sistemas donde se anclan en ambos lados y ambos extremos son sometidos a fuerzas de tensión simultáneamente. La cantidad y tipo de cables varían con cada estructura y diseño. Conforme estos cables son tensados, el estado de equilibrio dentro de la viga hace que el concreto esté en compresión. Cuando el tensor se introduce en la viga, este se convierte en una fuerza de compresión. Esta viga, ahora con el tensor, está bajo los efectos de deformación por flexión y deformaciones por compresión. Entonces, hay que considerar la suma del estado de flexión con el estado de compresión, lo cual genera un nuevo diagrama de tensión-compresión, donde el lado de la tensión se verá reducido parcialmente. Esta reducción muestra una nueva distribución del esfuerzo de la tensión. Esto quiere decir que, dentro de la viga de concreto, se aumenta la compresión y se reduce la tensión, y ahora las grietas son menos críticas.

Ahora bien, este efecto de agrietamiento se puede reducir aún más. La correcta posición

del tensor genera un momento opuesto al momento existente causado por las combinaciones de carga. El diseñador debe encontrar el punto donde la viga está en un estado uniforme de esfuerzos para que así el concreto tenga un mejor funcionamiento. El problema que surge cuando los cables son tensados es que esto introduce también un momento fijo al elemento. En este proyecto en particular se trata siempre de vigas de puente. Entonces, antes de que el puente entre en servicio, antes de estar ante la presencia de carga vehiculares, este momento fijo ya existe. Cuando transita un camión de diseño por el puente, este momento aumenta. Por lo tanto, si el tensor es colocado en la posición correcta, la viga va a experimentar un momento fijo menor, lo cual genera menos grietas en el concreto.

No obstante, cuando el puente no está bajo la presencia de cargas vehiculares, la viga solo está soportando cargas gravitacionales; es decir, el peso propio. Cuando la viga está soportando su peso propio, existe un momento permanente y no tiene una carga externa con que cancelarlo. Si este escenario no se corrige, la viga va a agrietarse en su parte superior debido al momento interno.

Este escenario se puede corregir si se estiran los cables por secciones. Al estirar los tensores por secciones, se introduce la misma cantidad de fuerza al sistema pero con valores menores. Esto se traduce en introducir además momentos más pequeños y en menor secuencia. Por lo tanto, cuando el puente está listo para entrar en completo funcionamiento, los tensores están lo suficientemente esforzados y se alcanza un momento de equilibrio.

Cuando el tensor se encarga por completo de las cargas gravitacionales, la viga tensada del puente no sufre de momento debido a la fuerza de gravedad. Todas las cargas remanentes, como por ejemplo las cargas de servicio, son tratadas como fuerzas externas. Otro aspecto importante a considerar es el peso de los tramos, porque la flexión que generan estas secciones es proporcional al cuadrado de la longitud de la viga; es decir, solo el propio peso de la viga crea un momento considerable.

Lo primero que un diseñador debe hacer es determinar el estado de cuándo y dónde existe la tensión nula como ya se mencionó, y en la mayoría de las ocasiones ese estado es cuando el tensor cancela por completo la carga

gravitacional. El diseñador debe ser cuidadoso de no exceder esta cancelación de carga. Si el tensor cancela más cantidad de carga, existe el riesgo que el momento que genera dicho tensor agriete el concreto; esto sucede porque se sobrepasa la condición de equilibrio.

Para cancelar en su totalidad la carga gravitacional con un solo cable, este debe seguir la misma curva del diagrama de momento de la viga, lo cual es complicado constructivamente. Por eso, la mayoría de ductos tienen al menos un cable. El punto donde se encuentra la mayor magnitud de momento en la viga es donde está la mayor excentricidad posible del tensor. Esta es una de las razones por las cuales es importante conocer la línea elástica de la sección. Una de las trabas de los puentes con más de un tramo es precisamente la sección media, donde hay un cambio drástico entre las líneas elásticas de los tramos. Es una cuestión de milímetros para que la sección pase a un valor máximo, este momento de flexión se acaba e inmediatamente en el siguiente milímetro empieza otro con una distribución distinta. Esa es una sección de altos y bajos, de cambios radicales en las magnitudes de los momentos. Consiguente, la manera en la que los tensores son anclados y unidos en estas secciones del puente es de gran estudio. Hoy en día, diferentes técnicas son aplicadas para mejorar la unión de los tensores, como por ejemplo: el uso de tensores independientes o la localización de las zonas superiores de anclajes en elementos continuos. Sin embargo, este tema de anclaje de tensores no es el foco de atención de este proyecto. Todo esto se menciona porque la mala praxis en tensores agrieta las vías, y en este proyecto se estudia el agrietamiento de vigas. Es incorrecto afirmar que la cantidad de fuerza de tensión aplicada de un extremo del tensor es la misma al final de este. Esta fuerza, cuando es aplicada, no es constante mientras se distribuye en toda su longitud. Una de las razones del porqué no se mantiene constante es la variación en conjunto con la orientación que el tensor debe de seguir, según su línea elástica. En adición a esto, los cables dentro del tubo de acero no siempre se mantienen en el centro; el tubo puede ser hueco y los cables se podrán agrupar en cualquier parte dentro del tubo. Esto es común en las zonas donde el tensor debe de ir en la parte inferior de la viga; los cables tienden a subir dentro del tubo. Este evento produce una fricción en la parte superior del tubo de acero que

genera una merma en la unión del concreto con todo el sistema de pretensado, resultando en pérdidas por fricción. Este efecto se puede evitar mediante la doble tensión del sistema; es decir, tirar de los tensores desde ambos extremos de la viga.

Modelación para Puente quebrada El Fierro

Además de los daños que presenta esta estructura, este puente tiene otro inconveniente: se desconoce el año en el cual fue diseñado, así como cuántos años ha estado en servicio (edad). Después de consultar diferentes fuentes, se concluye que el periodo de construcción de la Ruta 2 Florencio del Castillo fue en la década de los 70. Esto significa que existen dos posibilidades en el sentido de la distribución del acero de refuerzo; por ello, se nombran dos modelos.

Las dos posibilidades corresponden a dos diferentes códigos o reglamentos, los cuales cambiaron ciertas pautas a inicios de la década de 1980. Este puente pudo haber sido diseñado según las regulaciones del código ACI318-'63 o de alguna versión actualizada como la es el ACI318-'82. En el código ACI318-'63, el acero de refuerzo en tensión para un elemento de concreto es usado al mismo tiempo para tensión como compresión; el acero es doblado en los denominados punto de inflexión. De esta forma, las varillas siguen la distribución del diagrama de momento, tanto en tensión como en compresión. Por el otro lado, el ACI318-'82 usa una distribución de acero como se usa hoy en día, donde las varillas se colocan a lo largo del elemento y estas no son dobladas; hay varillas exclusivas para la zona en tensión y hay exclusivas para la zona de compresión. La sección en estudio tiene 4,22 m de longitud, y las dos posibilidades de distribución de acero se pueden ver en la Figura 33.

Recordando la posible fecha de construcción del puente, se hace una breve búsqueda en los códigos de requisitos para construcciones de concreto reforzado legales y vigentes en esa época. Se habla además con algunos profesionales en el campo de la construcción en Costa Rica, con alrededor de 30

años en promedio, y se llega a la conclusión de que a inicios de la década de los 80, la distribución del acero en las vigas cambió. La distribución de acero utilizada era la misma a la distribución de acero del código ACI318-'63 según la Figura 3.

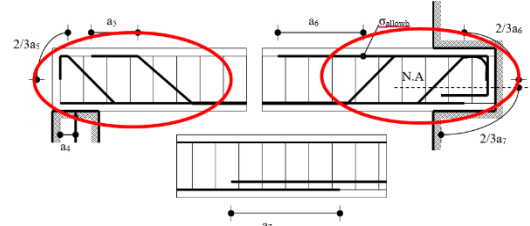


Figura 3. Distribución de acero longitudinal para vigas de concreto en la década de los 60, 70 e inicios de los 80. Fuente: Strength and deformation capacity of non-seismically detailed components, 2016.

La Figura 3 representa las vigas conocidas como **vigas templaderas**, las cuales ya no son tan frecuentadas como hace varias décadas. La distribución de acero de hoy en día requiere de acero superior y de acero inferior, tal como se aprecia en la siguiente imagen.

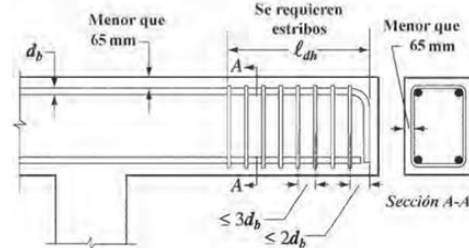


Figura 4. Distribución de acero longitudinal para vigas de concreto que entró en regulación a inicios de los 80. Fuente: ACI318-'11, 2016.



Figura 5. Distribución de acero longitudinal para vigas de concreto en la década de los 60, 70 e inicios de los 80. Fuente: Strength and deformation capacity of non-seismically detailed components, 2016.

FIGURE 3.9
Variation of strength reduction factor with net tensile strain.

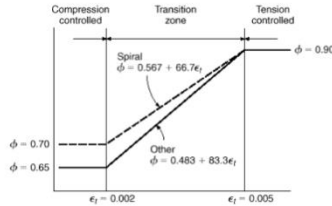


FIGURE 3.10
Net tensile strain and c/d ratios.

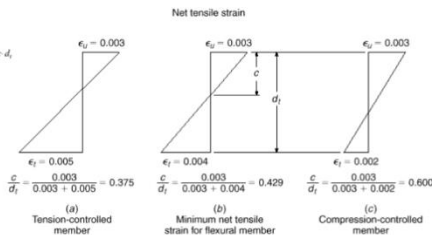


Figura 6: Diagrama de control de vigas para determinar el factor el factor de reducción por flexión. Fuente: Material del curso de estructuras de concreto del TEC, 2014.

Software SAP2000

SAP2000 es una herramienta de análisis estructural desarrollada por la compañía estadounidense Computers & Structures. Este software se utiliza para estudiar el comportamiento bajo ciertas condiciones de carga, que pueden explicar el agrietamiento longitudinal de la viga secundaria de la Pila 1 del puente quebrada EL Fierro.

SAP2000 ofrece una interface de usuario única para realizar modelaciones, análisis y diseños estructurales. Este software puede realizar análisis estáticos, dinámicos, *pushover*, análisis tipo tiempo-historia, entre otros. El análisis estático lineal de una estructura por medio de este software implica la solución de un sistema de ecuaciones lineales, además de un sistema matricial que emplea: matriz de rigidez, matriz de deformaciones y otras características estructurales. Las relaciones fuerza-deformación se definen para elementos de acero y de concreto. SAP2000 además, permite un número ilimitado de casos de carga y combinaciones. Los tipos de combinación de carga incluyen: aditivo lineal, envolvente absoluto y combinaciones de carga dadas por el usuario.

En el modelo se SAP2000 se procede a valorar el primer escenario: rotación diferencial en las columnas exteriores. Al inicio, se le añade una rotación arbitraria de 1 radián, como un *joint displacement en el eje* y (SAP2000 toma para este modelo z como la altura). Se asigna una

rotación negativa a la columna izquierda y una rotación positiva para la columna derecha con el fin de causar en la *viga de estudio* momentos negativos en la parte media del claro. Se analiza el modelo ahora con la carga muerta, la carga viva y la rotación en las bases. Se obtiene con esto el momento último para la carga muerta y la carga viva, y con esto es posible determinar la rotación necesaria de resistencia a la fluencia. De esta forma, se genera la siguiente expresión:

$$M_{yield} = M_{Cm} + M_{CV} + \emptyset * M_{1rad \text{ al medio}} \quad (1)$$

con:

- Myield: Resistencia a la fluencia.
- M_{cm}: Momento por carga muerta.
- M_{cv}: Momento por carga viva.
- M_{1rad al medio}: Momento causado por 1 rad en el medio del claro.

Con el modelo de SAP2000 se identifican todos los valores de la ecuación (1) menos el valor de rotación \emptyset pero que se puede despejar matemáticamente. Una rotación en las bases de la estructura de $\emptyset=0,013$ rad es suficiente para generar las grietas en la *viga de estudio*.

El otro caso es valorar un asentamiento (de momento es desconocido) de la columna central, el cual es posible debido al eje de simetría de la estructura. Se valora solo asentamiento en la columna central y no en las externas debido a que la central está tomando más carga en comparación a las externas. Si las tres columnas tuvieras asentamientos, el resultado serían grietas longitudinales en la superficie de pavimento en lugar de grietas en el marco de concreto de la pila. El hecho de que las vigas estén fisuradas, quiere decir que los esfuerzos están siendo transmitidos a ellas, y esto puede ser causado por asentamiento diferencial o rotaciones diferenciales.

Del modelo se extraen los siguientes valores:

$$Presión_{CC} = Carga_{SR} * L_v + Camión \quad (2)$$

con:

- Presión cc= presión en el columna central.
- Carga SR= carga en la superficie de ruedo.
- L_v= longitud de viga.

- Camión= carga de un eje de camión HS20.

El modelo de SAP2000 para quebrada El Fierro utiliza el camión de diseño denominado HS20. Las cargas de dicho camión de diseño se aprecian en la siguiente figura:

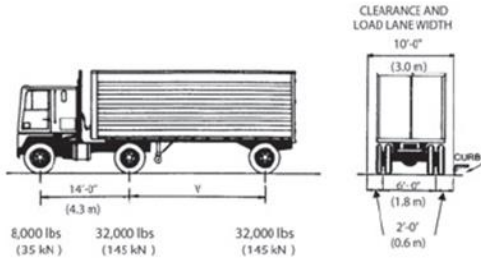


Figura 7. Esquema de camión de diseño utilizado para quebrada El Fierro. Fuente: SAEP, 2016.

Software VecTor2

El programa VecTor2, creado por la Universidad de Toronto (UFT), es uno de los softwares utilizados en esta investigación debido a las ventajas que brinda, cuando se trata de modelación de secciones de concreto reforzado mediante elementos finitos en dos dimensiones. VecTor tiene una amplia gama de softwares (VecTor2, VecTor3, VecTor4, VecTor5 y VecTor6) que brindan la posibilidad de modelar análisis tridimensionales, pero en este caso particular, no es necesario utilizar la interface en dirección z debido al elemento en estudio. VecTor2 emplea un análisis numérico bidimensional monotónico tipo no lineal, mediante elementos finitos que se basan en un el cálculo de una rigidez secante cuyos fundamentos se relacionan además con la Teoría Modificada de Compresión (MCFT por sus siglas en inglés).

Básicamente, este software utiliza un patrón de agrietamiento rotacional de tipo *smearred* para concreto reforzado, en el cual, el concreto agrietado se representa como un material isotrópico. También, se incluyen teorías ya establecidas en el programa que consideran: comportamiento postpico del concreto, curva del debilitamiento del concreto, teoría de rigidización del acero, brechas de falla por cortante del concreto, entre otras. Debido a la falta de información de esta sección en particular, dos modelos con diferente distribución de acero son estudiados, bajo las mismas condiciones de carga y con las mismas teorías preestablecidas

por el software (curva del debilitamiento del concreto y demás) para poder concluir cuál de los dos representa mejor lo sucedido en la viga secundaria de la Pila 1 para el puente quebrada El Fierro. Estos modelos son empleados con diferentes características cada uno (refiriéndose a la modelación y el comportamiento del acero dentro de la sección) para representar de la mejor manera la respuesta del concreto.

La metodología de reparación para la viga del puente quebrada El Fierro se basa en dos características propias del software VecTor2. La primera de ellas es la capacidad que este tiene de realizar análisis tipo *pushover* que almacena temporalmente los resultados en una carpeta que se denomina "seed". Dado que estos resultados son guardados esta carpeta "seed", el programa es capaz de tomar los patrones de agrietamiento y las demás características ya dañadas, y puede realizar análisis de reparación/rehabilitación a secciones que están previamente falladas. La segunda gran característica del programa es la posibilidad de utilizar elementos finitos que se pueden acoplar y desacoplar en diferentes etapas del análisis. Estos elementos que se acoplan y desacoplan surgen de la necesidad de introducir nuevas regiones dentro del mismo modelo que no han sido probadas aún; secciones no analizadas desde el inicio pero que sufren de deformaciones locales. Esto quiere decir que, estas secciones no analizadas, solo sufren de deformaciones para que todos los elementos finitos de las regiones tengan la misma ubicación de sus vértices, pero sus propiedades mecánicas aún no se han visto comprometidas. La modelación con este tipo de elementos se compone de una malla sobre otra malla (una que representa la situación original y otra que representa la situación de reparación).

Modelación para puente río Kooper

El puente río Kooper tiene una estructura y una distribución de elementos sismorresistentes diferentes al puente quebrada El Fierro. El puente río Kooper posee vigas postensadas de tres tramos. Únicamente el tramo central tiene el tensor postensado, los dos tramos finales son iguales y no tienen tensores. Las vigas de este puente son prefabricadas y sus peraltes cambian

entre los tramos. Las dimensiones se pueden observar en la Figura 29, 30 y 42. A este puente se le realiza un estudio con el programa de análisis estructural especial para estructuras de puentes CSI Bridge, dado que: hay más información para desarrollar un modelo, el software permite estudiar el efecto del tensor y la aplicación de la carga viva en forma predeterminada, entre otras. Se le realiza un análisis estático que contempla la carga gravitacional y la carga viva que actúan en la estructura. Esta carga viva aplicada es la de un camión de diseño HSn-44, según detalles de diseño obtenidos del sitio web SAEP. Nótese que el camión de diseño entre puentes es diferente; quebrada El Fierro no tiene información y río Kooper sí. Estos y otros detalles básicos del puente se pueden ver en el Cuadro 2 y en el Cuadro 4. Este puente se diseña con las dimensiones exactas de longitud de los tramos; 10 m de longitud en los tramos finales y el tramo central es de 22 m de largo. Todo el modelo de este puente se basa en elementos lineales tipo marcos (*frame elements* según el programa). En estos elementos *frame* es donde se llevan a cabo los efectos y cálculos respectivos. Los nodos y los grados de libertad del modelo dependen entonces de los elementos *frame*. Uno de los primeros pasos al definir este modelo es el ancho de los carriles, así también como la línea de centro de ellos; en esta distancia es donde se ha de aplicar la carga vehicular.

Los apoyos del puente (*bearings*) corresponden a una estructura simplemente apoyada. Este puente no es monolítico, pues no son elementos de concreto continuos. Los apoyos son diferentes en las zonas para las pilas y para los bastiones; las secciones de las vigas principales T son distintas a las secciones tipo I. En las uniones de viga T con viga I sobre las pilas hay almohadillas de neopreno (las cuales fueron simuladas como reacciones en los pilares del puente como parte de la función *bastions*), y que transmiten las cargas de la losa del puente hacia la pila en el sentido y. En las uniones entre vigas y bastiones existen unas placas de acero protegidas contra la corrosión. En general, este puente posee una variedad de vigas simplemente apoyadas, que restringen solo el sentido y sin conexiones monolíticas.

Las fundaciones y cimientos dependen de los elementos, ya sean las pilas o los bastiones. Hay cimientos con geometrías

cuadradas en los bastiones, lo cual se introduce en el modelo como un sistema totalmente empotrado (*fixed support*). Con esta característica de apoyo en el suelo, se realiza el análisis de todo el puente para este estudio de reparación. Un paso a seguir más adelante, en caso de darle más atención a este tipo de puente, es realizar un análisis con diferentes condiciones de apoyo, donde estén parcialmente fijos. Esto con el fin de estudiar los efectos del suelo en la estructura en fundaciones flexibles y los desplazamientos de esta. Si los efectos del suelo que causan los daños en el puente quebrada El Fierro están presentes en este tipo de puentes más grandes, se han de tomar otra serie de medidas.

El pretensado de la viga central de este puente se introduce en el modelo como una carga y no como un elemento; el programa brinda ambas opciones. La carga aplicada en el tensor proviene de la Figura 32, obtenida de los planos constructivos por medio del sitio web SAEP. Se supone este es tensado de ambos lados para generar la distribución parabólica según la Figura 31. Cuando los tensores son estirados solo de un lado, se obtiene una distribución diferente debido a que la fuerza que se ejerce sobre los cables no es ni total ni lineal. Además, estructuras simétricas deberían de tener también distribuciones simétricas de esfuerzos, otra razón del porqué se supone que el tensado del cable es de ambos costados. El tensado de esta viga tiene dos tipos de pérdidas: cuando la fuerza alcanza el centro del tramo, los cables están en la parte más profunda de la sección donde entra en juego la fricción y, cuando se alcanza la cantidad de fuerza en el torón y se amarran los cables donde por un instante la fuerza disminuye. La distribución del tensor no es completamente parabólica, tiene dos formas: una distribución parabólica desde los extremos hasta cierta distancia, y luego en el centro del claro se asemeja a una distribución lineal. Como se conoce, con fuerza aplicada en los cables no debería existir la necesidad de introducir el área en la sección. En esta estructura se desconoce el área total del postensado y la cantidad de cables que viajan dentro del ducto, así que el modelo se basa en los valores de la Figura 32 para fuerzas aplicadas después de ocurridas las pérdidas.

El programa tiene diferentes maneras de calcular los esfuerzos en los elementos debido a la carga viva. En este proyecto, se decide utilizar

debido a la geometría y conveniencia de la estructura, un método donde es el software quien determina el factor de distribución de carga viva. Este se basa en la norma AASHTO LFRD-07 y se aplica en el modelo a partir del ancho y centro del carril. Debido a que se decide que sea el software quien calcule este factor de distribución, el software utiliza las siguientes dos combinaciones de carga por *default* para dos combinaciones de carga:

- 1,25 Carga Muerta +1,75 Carga Viva + 1 Postensado. (3)
- 0,9 Carga Muerta + 1,75 Carga Viva + 1 Postensado. (4)

Software CSi Bridge

Al igual que SAP2000, el software CSi Bridge es una herramienta de análisis estructural pero exclusiva para puentes. Desarrollado por la compañía Computers & Structures, este software permite modelos tridimensionales de puentes.

Modelado, análisis y diseño de estructuras de puente en tres dimensiones se han integrado en CSiBridge, a diferencia de SAP2000, con el fin de una herramienta sofisticada de análisis para estructuras tipo puente. En él se pueden definir geometrías de puente complejas, condiciones de límite y casos de carga. Los modelos de puente se definen paramétricamente, utilizando términos que son familiares para los profesionales en materia de puentes, tales como líneas de diseño, vanos, bastiones, pilares, curvas, vigas cabezales y postensado. Automáticamente, conforme se definen parámetros de subestructura y superestructura, este los interpreta poco a poco y obtiene la respuesta total del puente. El diseño de CSiBridge permite el diseño rápido, sencillo y hasta incluso la posibilidad de reparar puentes de acero y de concreto.

Los carriles y los vehículos pueden ser definidos dentro de una pestaña sin la necesidad de introducir cargas vivas, ya sean puntales o distribuidas.

El programa además incluye un *asistente* que describe los pasos básicos que se deben seguir para crear un modelo de puente, lo cual lo

diferencia del software SAP2000. Además, el diseño de AASHTO LRFD se incluye con las combinaciones automáticas de la carga, el diseño de la superestructura y el diseño sísmico actualizado.

El modelaje de objetos de puente es un conjunto de elementos y componentes que conforman el modelo de puente en su totalidad. Esto incluye: el modelado de secciones de cubierta, diafragmas, bastiones, vigas cabezales, detalles básicos de cimentación, variaciones de superestructura, pilares, curvas, diseños de tendones, entre otros.

Se puede definir el postensado en CSiBridge usando las opciones *default* para introducir el tensor como una fuerza o como un elemento. Al definir los peraltes de las vigas principales por donde viaja el tensor, CSiBridge asigna del tendón dentro del cuerpo de la viga. Si esta distribución no es la correcta por algún motivo, el usuario también puede cambiar dicha variación.

CSiBridge permite variaciones para todo el puente o solo partes de la alineación y pendiente del puente, tanto para las variaciones horizontales como verticales de la sección de la carpeta de ruedo. La definición paramétrica de las variaciones reduce significativamente la cantidad de tiempo dedicado al proceso de modelado. Estos tendones se dibujan fácilmente como objetos independientes, con geometría especificada como líneas rectas, parábolas, curvas u otras maneras. También se pueden definir para cubrir el interior de una viga cajón. Las cargas de los tendones, incluyendo todas las pérdidas, se pueden definir según ciertos parámetros de diseño.

Los vehículos se utilizan para definir las cargas en movimiento en CSiBridge y se definen con mayor frecuencia para actuar en los carriles de tráfico. Hay tipos estándar de vehículos en el programa o los usuarios pueden diseñar vehículos únicos usando la especificación general de estos. Las clases de vehículos son conjuntos de uno o más vehículos que pueden asignarse para actuar en carriles en un caso de carga móvil, cuyas cargas vienen dadas por diferentes códigos de diseño internacionales. El análisis de carga móvil permite calcular líneas de influencia y superficies para carriles de tráfico en estructuras de puentes, y para analizar estas estructuras bajo las cargas vivas del vehículo seleccionado. Los vehículos también se pueden mover en un

análisis de varios pasos. Esto se puede utilizar en casos de carga estática de varios pasos o casos de carga de tiempo-historia.

Software Response2000

Response2000 es un programa de análisis de elementos de concreto (reforzado o no reforzado) desarrollado por la Universidad de Toronto, Canadá. Está diseñado para predecir la respuesta de carga-deformación de secciones de concreto sometidas a momentos por flexión, cargas axiales y fuerzas por cortante. La sección viga secundaria de la Pila 1 del puente quebrada El Fierro es una sección de concreto reforzado, que se puede analizar con Response2000. El principal fin es obtener el valor de resistencia última de la sección y comparar sus resultados con los cálculos realizados por medio de Excel, para dar solidez a estos. Además, con este software, se puede obtener de una manera rápida y sencilla el perfil de las deformaciones unitarias de una sección particular. Esto agiliza el procedimiento de reparaciones con FRP dado que se necesita conocer las dimensiones de: bloque de compresión, distancias d' & d , cantidad de acero en tensión, entre otros parámetros.

Los procedimientos analíticos en Response2000 se basan en un método clásico de análisis de secciones transversales. Cuando se relacionan esfuerzos en varios lugares a lo largo de la sección, el programa usa la Teoría Modificada de Compresión (MCFT por sus siglas en inglés) al igual que el programa VecTor2.

La respuesta de una sección particular depende solamente de las propiedades seccionales y de los valores de la fuerza aplicada. Es decir, la teoría ignora la influencia de los detalles de cómo las fuerzas se introducen en el miembro.

Reparaciones de Elementos de Concreto en Flexión con FRP

En el mercado internacional existen varios tipos de FRP: de carbono, de vidrio, de tipo arábico, metálicas y demás. Para ambas estructuras de

vigas de puente en este proyecto, se analiza la fibra de carbono reforzada (CRFP) debido a los buenos resultados que esta ha tenido en distintos experimentos realizados en la Universidad de Toronto, la Universidad de York, además de las características propias de este tipo de fibra con respecto a las otras. Estas principales características se encuentran más adelante. Sin embargo, es posible aplicar otro tipo de FRP a los demás elementos de puentes de concreto, siempre y cuando los respectivos cálculos (más que todo en diseños por flexión) lo permitan. Otro posible medio de reparación es mediante el uso de morteros reforzados con fibra, varillas, láminas, placas o inclusive telas poliméricas.

Sin importar el tipo de FRP, estas trabajan en conjunto con el concreto de la sección donde lo primero que se ve beneficiado es la capacidad de adherencia, mejorando así la capacidad en zonas de traslapes y de transferencia. Básicamente, esta capacidad de adherencia depende la presión del concreto y el recubrimiento que se ejerce sobre la superficie de la barra o varilla de acero. Si el elemento en estudio presenta corrosión y/o su recubrimiento de concreto está agrietado, significa que este mecanismo de adherencia está perdido. El agrietamiento longitudinal y el problema de corrosión se pueden solucionar con barras o láminas longitudinales de FRP, mediante los métodos de aplicación longitudinal de FRP y enchaquetado con FRP (FRP Jacketing).

La reparación de vigas de concreto reforzado mediante el uso de FRP es uno de los principales objetivos de este proyecto. Sin embargo, no todas las secciones deben o necesitan ser intervenidas con este material. Siempre se puede colocar acero corrugado convencional en un elemento. Es un asunto más bien de cómo introducir varillas nuevas a una sección existente y asegurar su trabajabilidad. Una de las maneras es generar canales o sisas en la superficie del elemento y colocar ahí las nuevas varillas de acero. Estas varillas necesitan, en este caso, de algún material cementicio o algún epóxico que asegure su posición. Otra manera es similar a la ya mencionada técnica de intervención para elementos corroídos: eliminar el recubrimiento, colocar varillas nuevas y fijarlas con pines de acero o alguna otra técnica para posteriormente, cubrir la sección con una nueva capa de concreto. Esta es una técnica conocida como *acero post-instalado*. Por mencionar otros

métodos, pero que se encuentran fuera de este alcance, se mencionan además anclajes, traslapes, placas de acero y *colocación de acero superficial (NSMR por sus siglas en inglés)*.

Sin importar el método de reparación, siempre se debe asegurar que la propuesta cumpla con los valores últimos en flexión o en cortante, los cuales son los dos eventos estudiados en este proyecto.

Este proyecto se basa en resultados provenientes de distintos análisis con diferentes softwares para dos puentes. El primer puente estudiado es el puente conocido como quebrada El Fierro. Este está ubicado sobre la Ruta 2, Florencio del Castillo, Cartago, Costa Rica. La viga en estudio en esta estructura es la viga de amarre de la Pila 1 al lado izquierdo que se muestra en la Figura 8.

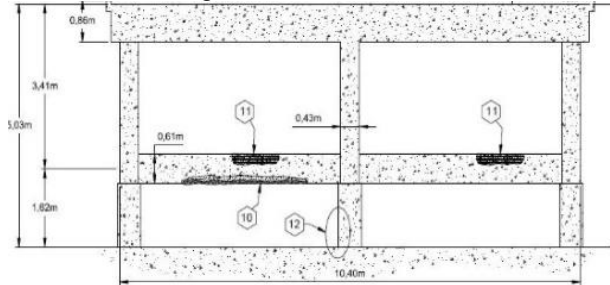


Figura 8. Esquema de daños de la Pila 1 del puente quebrada El Fierro donde se muestra la viga de amarre en estudio. Fuente: SAEP, 2016.

La figura anterior es un esquema de la Pila 1 del puente sobre quebrada El Fierro hecho en el año 2015 y que señala tres distintos daños en este marco de concreto bajo los números 10, 11 y 12. Estos corresponden a nidos de piedra, acero expuesto y desgaste de la sección respectivamente. Sin embargo, por medio de las fotografías disponibles en el sitio web SAEP para esta estructura, se observa que dicha viga presenta otros daños: agrietamiento longitudinal superior e inferior, agrietamiento transversal en ciertas zonas y pérdidas de secciones de concreto. Es por estos daños que se decide estudiar este puente bajo la categoría de puente tipo viga continua. Además, estudiar este tipo de daño en una estructura de pila tipo marco le abre la posibilidad de reparación a distintos puentes en Costa Rica. Estos daños se pueden ver en las Figuras 9 y 10.



Figura 9. Estado actual de la Pila 1 del puente quebrada El Fierro donde se muestra la viga de amarre en estudio. Fuente: SAEP, 2016.



Figura 10. Zoom de la viga de amarre en estudio donde se resaltan los distintos daños. Fuente: SAEP, 2016.

Al diseñar una reparación de una sección de concreto reforzado con cualquier tipo de FRP en flexión, se debe determinar la relación entre los límites de la deformación unitaria en la fibra extrema en compresión con la deformación unitaria de la fibra extrema en tracción. El FRP que se ha de colocar en flexión corresponde a varillas, barras o demás productos longitudinales, que viajan paralelo al refuerzo en tensión del elemento. Mientras que, el FRP destinado para reforzar una sección en cortante corresponde a fibras transversales, es decir, perpendiculares al refuerzo en tensión del elemento.



Figura 11. Colocado de FRP longitudinal en la zona de tensión de elementos de concreto para reparaciones en flexión con FRP. Fuente: Reinforced polymer plate products, TecTonica Online, 2017.

En esta investigación, la deformación unitaria de la fibra extrema en tracción corresponde al tipo de FRP que viene a reforzar/ reparar el elemento,

en su estado de resistencia nominal. Esta deformación del FRP no considera deformaciones unitarias debido al preesforzado, retracción, temperatura o flujo plástico. Dicha relación de los bloques en tracción y compresión de la sección son los que han de determinar si es o no posible la reparación con FRP.

Este criterio de diseño de reparación está directamente relacionado con el perfil de las deformaciones de la sección transversal sujeta a flexión que incluye al concreto, al acero de refuerzo y al tipo de FRP que se desea aplicar. Por lo tanto, existe un límite de deformación que se puede colocar en la superficie de concreto de la viga en estudio y también existen límites en las deformaciones permisibles para el acero de refuerzo existente y para el FRP a colocar; se busca en todo momento que el acero esté en fluencia. Hay un rango permisible para ello. La manera de controlar esto es por medio de la profundidad del bloque de compresión del perfil de deformaciones, denominada ξ . Este valor de ξ corresponde a una fracción de la profundidad efectiva total del bloque de compresión, el cual se puede ver en la Figura 12 como la distancia $\beta \cdot x$.

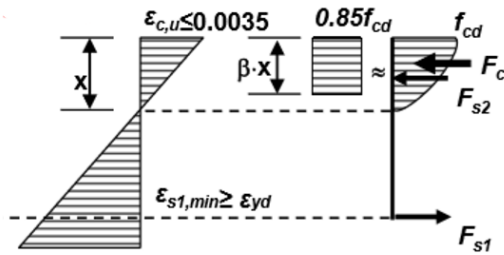


Figura 12. Perfil de las deformaciones unitarias de las fibras extremas en compresión y en tracción donde se muestra el detalle del bloque de compresión. Fuente: Background to European seismic design provisions for the retrofit of R.C. elements using FRP materials, 2016.

Por lo tanto, la principal ecuación en la reparación de elementos de concreto reforzado es la siguiente:

$$\xi = \frac{x}{d}; \quad (5)$$

$$\frac{0.0035}{0.0035 + \epsilon_{fd}} \cdot \left(1 + \frac{d_2}{d}\right) \leq \xi \leq \frac{0.0035}{0.0035 + \epsilon_{yd}} = \xi_{bal} \quad (6)$$

donde ϵ_{fd} es la deformación unitaria axial en tracción del FRP a colocar; d la distancia de la fibra en compresión al centroide de la fibra en tensión; d_2 la distancia del acero en compresión al centroide de la fibra en compresión; ϵ_{yd} es la deformación unitaria axial en tracción del acero

existente de la sección y ξ_{bal} es el zona de compresión. Así, se debe cumplir la siguiente relación para la sección reparada, con el fin de que el acero y el FRP lleguen a la deformación de fluencia y el concreto en compresión llega simultáneamente a una deformación unitaria:

$$\xi_{min} \leq \xi \leq \xi_{bal} \quad (7)$$

Al punto medio del perfil de deformaciones se le conoce como la condición de balance, porque es ahí cuando la fuerza axial que actúa en la sección transversal en conjunto con el momento flexionante generan una *carga axial balanceada* y un *momento balanceado*. Estas dos condiciones de balance tienen ciertos valores que cambian según el elemento que se esté estudiando, pero por lo general, cuando esos valores aumentan a lo largo de la vida útil de la estructura por algún motivo, provocan que el concreto sufra de aplastamiento antes de que el acero fluya. Para asegurar esto, se utilizan triángulos semejantes con el perfil de deformaciones de la Figura 12. El valor máximo para la zona de compresión ξ_{bal} es de 0,64. Esto significa que si el valor de ξ excede a la profundidad efectiva en un 64%, el concreto fallará antes de que se asegure la fluencia del acero. Además, se debe evitar una deformación unitaria por tracción tal que exceda esta condición de equilibrio para que no se genere delaminación o desadherencia entre la superficie de concreto y el FRP. Es por eso que existe un límite en la deformación unitaria de la sección después de reparada. Es supremamente importante que el valor de ξ se mantenga dentro de este rango de diseño. Por lo tanto, los primeros efectos a considerar en una reparación de elementos de concreto reforzado corresponden a: aplastamiento de concreto y a delaminación del FRP. Este paso es independiente a los cálculos respectivos para conocer cuánta carga se necesita agregar a la sección y cuánta carga la está aportando el FRP añadido.

Lo más práctico es conocer cuánta resistencia en flexión se necesita, despejar el correspondiente valor de ξ y luego verificar si dicho valor se encuentra dentro del rango. De esta forma, primero se conoce si la sección es reparable con FRP y posteriormente se procede a calcular las cantidades necesarias para alcanzar el momento deseado, ahorrando tiempo al

diseñador o profesional a cargo. Se recuerda que si la opción de usar FRP no es la mejor, siempre se puede colocar acero corrugado convencional. Es importante resaltar que los documentos más importantes utilizados en este proyecto son de origen europeo; por lo tanto, es necesario realizar ciertos cambios a las principales ecuaciones para poder ser utilizadas en Costa Rica bajo los estándares de diseño norteamericanos. Uno de ellos es el valor de deformación máxima del concreto; Europa y Canadá usan 0,0035 mientras que en normas americanas se utiliza 0,003. Entonces, la primera variación es en la ecuación 8 con respecto a la ecuación 6:

$$\frac{0.003}{0.003+\varepsilon_{fd}} \cdot \left(1 + \frac{d_2}{d}\right) \leq \xi \leq \frac{0.003}{0.003+\varepsilon_{yd}} = \xi_{bal} \quad (8)$$

En este proyecto se detalla el procedimiento para reparaciones de secciones de concreto reforzado por medio de FRP, donde se decide estudiar fibra de carbono reforzado (CFRP). Las principales propiedades de la CFRP son:

- Aumento de la resistencia final y de la rigidez de un elemento.
- Ocho veces más resistente en tensión que el acero corrugado convencional.
- 70% más ligero que el acero convencional.
- Resistente a la corrosión.
- Material isotrópico.
- Baja conductividad térmica.
- Material no conductor de energía eléctrica.
- No se ve alterado por efectos electromagnéticos.
- Resistente a impactos.
- Bajo costo con respecto a la vida útil.
- Alto costo inicial.
- Material no reciclable.
- Susceptible a daños mecánicos.
- Poca resistencia a fuego prolongado.
- Material relativamente nuevo en el campo de la ingeniería civil/en construcción.
- Es costoso reparar un elemento con CFRP que ya ha sido intervenido con CFRP.

En general, el CFRP provee la mayor resistencia en flexión y en cortante de todos los

tipos de FRP disponibles en el mercado. Esto se debe principalmente a su método de fabricación. Este tipo de fibra posee la mayor resistencia a ruptura por fluencia y a falla por fatiga que los otros tipos de FRP.

Diseño de Reparaciones en Flexión con FRP

El diseño de reparaciones de elementos de concreto reforzado en flexión se puede resumir en cuatro pasos:

1. Determinación del momento que se necesita alcanzar con FRP.
2. Tabulación de los valores de momento, ξ , ε_{fd} con respecto a la relación d'/d propia de la sección transversal.
3. Revisión de la viabilidad de la propuesta de reparación.
4. Análisis de alguna otra medida para intervenir el elemento.

La determinación del momento flexionante que se necesita alcanzar es el primer paso en este tipo de reparación, lo cual corresponde a evaluar la estructura actual por medio de una comparación entre: la situación original del elemento y la situación actual. Es una comparación que necesita de las características originales del elemento antes de la falla (acero de refuerzo, tipo de concreto, cargas aplicadas al elemento y similares) contra la situación que ha causado dicha falla en el elemento que resulta en un aumento en el momento flexionante en la sección. Esto se explica con la siguiente ecuación:

$$\Delta\mu_{Ed,f} = \mu_{Ed} - \mu_{(\rho_1+\rho_2)} \quad (9)$$

El valor de $\Delta\mu_{Ed,f}$ corresponde al incremento de la resistencia a flexión. En otras palabras, es el nuevo momento que el elemento en estudio necesita para soportar y resistir las nuevas condiciones de carga que han modificado los diagramas de momento iniciales del elemento. Estas condiciones de carga pueden ser efecto de: sobrecargas aplicadas a la estructura que no estaban contempladas en un inicio, efectos de cargas por sismo en la estructura, alteración en la

distribución del refuerzo por cargas de impacto o colisión, un funcionamiento inadecuado de elementos estructurales que han modificado la distribución de cargas muertas y vivas, por mencionar algunas. La ecuación anterior se complementa con las siguientes dos:

$$\mu_{Ed} = \frac{1,15 * M}{b d^2 f'c} \quad (10)$$

$$\mu_{(\rho 1 + \rho 2)} = \frac{1,5}{1,15} \left(\rho' - \rho \frac{d'}{d} \right) \frac{f_y}{f'c} \quad (11)$$

La primera de estas dos ecuaciones corresponde a un incremento del 15% del total del momento actual que ha causado el daño en el elemento, y este está normalizado entre el producto de las dimensiones de la sección y la resistencia del concreto a los 28 días. Por ende, este parámetro es conocido cuando se realiza un análisis a la estructura. Mientras que la ecuación 11 evalúa las propiedades del acero de refuerzo y la relación d'/d ; que corresponde a las longitudes desde la fibra máxima en compresión a los centroides de ambos refuerzos (compresión y tracción). Por lo tanto, este parámetro también es conocido y el valor de $\Delta\mu_{Ed,f}$ resulta en una simple reducción. Estas ecuaciones brindan resultados menores a 1, con el fin de indicar inmediatamente fallas en los cálculos cuando se obtienen valores superiores a 1.

El segundo paso se ha de ejecutar cuando se obtiene la cantidad de momento necesario para satisfacer las nuevas condiciones de carga o para devolver la resistencia original al elemento. Se procede con el cálculo del valor ξ y su tabulación por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta\mu_{Ed,f} = 0,85 * 0,8\xi \left(1 + \frac{d'}{d} - 0,4\xi \right) \quad (12)$$

Se observa que hay una relación directamente proporcional entre el valor de momento necesario con el factor ξ , lo cual es importante para tomar decisiones más adelante. El valor de ξ es uno de los parámetros más importantes, pues como se menciona en este proyecto, es el valor que debe de estar dentro de cierto rango para que la reparación longitudinal con FRP sea efectiva. Además, por medio de la ecuación anterior, se demuestra que el valor de ξ viene dado en función de $\Delta\mu_{Ed,f}$.

Existen varias maneras matemáticamente de conocer este valor de ξ : por medio del despeje de la incógnita ξ en una ecuación de segundo

orden o por medio de tabulaciones. En este proyecto se trabaja con ambas maneras y el resultado es el mismo. Por ello, cuando se está realizando el análisis de algún elemento de concreto a flexión para repararlo con FRP, es posible utilizar los valores aquí tabulados, pero se recomienda la revisión de estos por medio del despeje matemático.

Como se observa con la ecuación 12, la tabulación depende de cada elemento dado a la relación d'/d , la cual es la relación de las longitudes medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la fibra extrema en compresión, contra la distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la fibra en tracción. Estas longitudes se pueden ver en la siguiente figura:

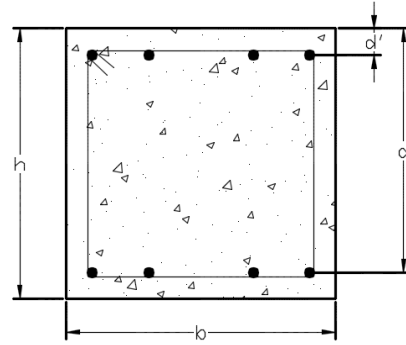


Figura 13. Detalle donde se muestran las respectivas distancias para d , d' , b y h en una sección transversal típica. Fuente: Elaboración propia, 2016.

Para obtener el valor de la deformación en el FRP cuando se trata de diseños por flexión, se utiliza la siguiente relación:

$$\varepsilon_{fd} = \frac{0,0035 * \left(1 + \frac{d'}{d} \right)}{\xi} \quad (13)$$

Por medio de esta relación, se conocen hasta este instante en el proceso de diseño lo necesario para conocer dicho valor. Esta ecuación proviene del diagrama de deformaciones unitarias, al utilizar simple semejanza de triángulos.

El tercer paso en esta metodología de reparación corresponde a la revisión de la viabilidad de la propuesta. Básicamente se trata de revisar que el valor de ξ esté dentro del rango establecido por medio de:

$$\xi_{lim} = \frac{0,0035}{0,0035 + \varepsilon_{fd}} \quad (14)$$

$$\xi_{bal} = 0.64 \quad (15)$$

Si el valor de ξ se encuentra dentro del rango establecido en la ecuación 7, se ha de proceder con el cálculo de cuánta área se ha de colocar en la sección para poder recuperar la resistencia original de la sección. De seguir esta metodología, a este punto del diseño, ya se conocen todos los parámetros para obtener la cantidad de varillas, barras o láminas de FRP. El factor ε_{fd} corresponde a la deformación unitaria última del FRP, y este se ve castigado por tres factores de la siguiente manera:

$$\varepsilon_{fd} \leq a_1 * a_2 * \varepsilon_{f,max} \quad (16)$$

$$\varepsilon_{f,max} = \frac{\varepsilon_{fu}}{\gamma_f} \quad (17)$$

En la ecuación 16, el término a_1 hace referencia a la colocación del FRP; si se coloca adentro de la sección de concreto estudiada $a_1=1$, pero si se coloca en la superficie $a_1=1.4$. El valor de a_2 viene dado según el acero de refuerzo transversal en la sección; cuando sí existe entonces $a_2=1.4$ y cuando no existe se utiliza $a_2=1$. El valor de $\varepsilon_{f,max}$ corresponde al esfuerzo máximo a ser utilizado en el FRP. El valor de deformación unitaria del FRP, ε_{fu} , se obtiene de la ficha técnica del FRP a utilizar, el cual por lo general viene dado en forma porcentual. Y el valor de γ_f es un factor de seguridad que afecta al FRP según el tipo de elemento estudiado y la manera de adherirlo el FRP a la sección de concreto. Los valores para γ_f se obtienen del cuadro 6:

Cuadro 6. Valores de seguridad segun la distribución del FRP		
FRP se adhiere a:	Elemento Primario	Elemento Secundario
a) Superficie Exterior del elemento	$\gamma=3$	$\gamma=2.3$
b) FRP enrollado a la superficie del elemento	$\gamma=1.5$	$\gamma=1.25$

Fuente: Background to European seismic design provisions for the retrofit if R.C elements using FRP materials, 2017.

Para obtener dicha cantidad de FRP que entrará a trabajar en tensión en la sección de concreto, se parte de la siguiente ecuación que está en términos de coeficientes válidos para países europeos y Canadá:

$$\xi = \frac{(\rho - \rho')}{\lambda * 0.65 * \beta_1} * \frac{f_y}{f'_c} + \varepsilon_f * \frac{\rho_f}{\lambda * 0.65 * \beta_1} * \frac{E_f}{f'_c} \quad (18)$$

Los términos de λ y β_1 son coeficientes que se ven alterados para códigos norteamericanos y el código costarricense. β_1 es la profundidad del bloque de compresión correspondiente según el diagrama de deformaciones unitarias y λ es el factor de asociado a la esbeltez del acero de refuerzo. Esta ecuación se modifica y la que se ha de utilizar en parámetros del código costarricense es la siguiente:

$$\xi = \frac{(\rho - \rho')}{0.85 * 0.8} * \frac{f_y}{f'_c} + \varepsilon_f * \frac{\rho_f}{0.85 * 0.8} * \frac{E_f}{f'_c} \quad (19)$$

En la ecuación 19, ρ es el porcentaje de acero en tensión, ρ' es el porcentaje de acero en compresión, f_y es la resistencia de fluencia del acero, f'_c es la resistencia del concreto a compresión a los 28 días, ρ_f es el porcentaje de FRP a colocar, E_f es el módulo de elasticidad del FRP y ε_f es la deformación unitaria del FRP.

La ecuación 19 no solo se utiliza para adaptar el código europeo al código costarricense, sino que también de ella se obtiene la siguiente igualdad:

$$\rho_f = \frac{\xi * 0.85 * 0.8 * f'_c}{\varepsilon_f * E_f} - \frac{(\rho - \rho') * f_y}{\varepsilon_f * E_f} \quad (20)$$

Debido a que ρ_f es el porcentaje de FRP a colocar en la sección, esta se puede trabajar matemáticamente y se puede obtener la expresión para el área de FRP, al cual se le denomina A_{s_f} , y viene dado de la siguiente manera:

$$A_{s_f} = \rho_f * b * d \quad (21)$$

Por medio de la ecuación 21, se determina cuántas varillas, barras o láminas se han de colocar.

El último paso en este diseño es cuando no es posible la reparación con FRP, pues se debe brindar una solución a los problemas existentes en el elemento. No es correcto indicar que la estructura es irreparable siempre y cuando aún esta esté en pie. En este proyecto se ha de tratar una solución adicional cuando el FRP no es la manera correcta de proceder, y dicha solución corresponde a añadir acero corrugado convencional. El diseño de reparaciones de elementos en flexión con acero corrugado convencional tiene el mismo criterio que el diseño

de reparaciones de elementos en flexión con FRP, como se puede ver en las siguientes ecuaciones:

$$\rho_f = \frac{\xi * 0,85 * 0,8 * f'c}{\epsilon_f * E_f} - \frac{(\rho - \rho') f_y}{\epsilon_f * E_f} \quad (22)$$

$$\rho_{st} = \frac{\xi * 0,85 * 0,8 * f'c}{f_y} - (\rho - \rho') \quad (23)$$

Diseño de FRP Jacketing: Confinamiento

El diseño de reparaciones de elementos de concreto reforzado por cortante se le conoce como *FRP Jacketing* o *FRP Wrapping*. Esto porque las fibras de FRP se han de colocar de forma perpendicular al eje principal del elemento, lo que es lo mismo, las fibras de refuerzo son paralelas al acero de refuerzo por cortante. De esta forma, las láminas, telas o *jackets* envuelven al elemento, como se puede ver en la siguiente figura:

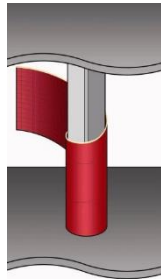


Figura 14. Detalle de colocado de FRP Jacketing en un elemento de concreto. Fuente: <http://www.materialstoday.com/composite-applications/features/frp-super-laminates-present-unparalleled/>, 2016.

El diseño de reparaciones en cortante de elementos de concreto reforzado resulta sencillo en comparación con reparaciones en flexión. La gran mayoría de problemas en cortante se pueden solucionar con FRP Jacketing. El estudio y la implementación de este tipo de soluciones son similares a colocar un aro de acero de refuerzo exterior o anillos de acero en el perímetro de una sección; actúan similar a aros por cortante pero con características diferentes. Además, son problemas comunes y que hoy en día se tienen más estudios sobre ellos en comparación con problemas en flexión.

El diseño de FRP Jacketing se puede hacer basándose en varios efectos, por ende,

todo diseño de FRP Jacketing depende de qué es lo que se quiere mejorar en un elemento. Por ejemplo, el número de capas a colocar en un elemento se puede calcular según una determinada presión de confinamiento con el fin de generar un gran incremento en dicha presión, y este número de capas tendrá un efecto positivo (aunque de menor magnitud) en fuerza cortante, ductilidad y sistemas de adherencia. Pero también, el número de capas de FRP Jacketing a colocar se puede determinar para obtener una fuerza de cortante considerable, y este número de capas tendrá un efecto positivo (de menor magnitud) en ductilidad, confinamiento y en el sistema de adherencia. Es por eso que se debe estudiar cuál efecto es el que se quiere mejorar en el elemento a reforzar, dado que no todos los mecanismos se ven mejorados igualmente con FRP Jacketing. Los efectos positivos de las *jackets* varían además del tipo de elemento que se esté reparando; los efectos en una columna reparada son diferentes a los efectos de una viga reparada. Cada característica estructural es afectada de forma diferente a partir del punto de salida del análisis. Por lo tanto, hay dos maneras básicas de calcular la cantidad de capas o láminas para reparaciones con FRP Jacketing: Jacketing por cortante o Jacketing por confinamiento.

Para que el diseño del FRP Jacketing contemple todas las características estructurales de un elemento, se recomienda que se calculen las láminas según el procedimiento para la presión de confinamiento. Esta presión viene a aumentar la fuerza a compresión de la sección. Esto porque la presión de confinamiento tiene un análisis bidimensional, es decir, una presión de confinamiento en el sentido x y una presión de confinamiento en y ; una presión en cada dirección principal de la sección transversal. Por lo tanto, una amplia variedad de características estructurales surgen a partir de la presión por confinamiento en x y la presión por confinamiento en y . Estas presiones se calculan de la siguiente manera:

$$\sigma_x = \rho_{fw-x} * E_f * \epsilon_{fd} + \rho_{sw-x} * f_{yst} \quad (24)$$

$$\sigma_y = \rho_{fw-y} * E_f * \epsilon_{fd} + \rho_{sw-y} * f_{yst} \quad (25)$$

En estas ecuaciones, el valor de ρ_{fw} se refiere a la relación de láminas de FRP en cada dirección (un valor para la dirección en x y otro

para la dirección en y). Todos los demás valores ya han sido descritos en la sección de diseño por flexión; son características del FRP y del acero. El valor de la relación de láminas de FRP en los sentidos proviene de las siguientes expresiones:

$$\rho_{fw-x} = \frac{2t_f}{h} \quad (26)$$

$$\rho_{fw-y} = \frac{2t_f}{b} \quad (27)$$

El parámetro ρ_{sw} hace referencia al acero de refuerzo, es por eso que hay de nuevo uno en el sentido en x y otro en el sentido en y. Estas relaciones se determinan por medio de las siguientes expresiones, donde s es la separación de los aros de acero:

$$\rho_{sw-x} = \frac{A_{sw-x}}{(s \cdot h_o)} \quad (28)$$

$$\rho_{sw-y} = \frac{A_{sw-y}}{(s \cdot b_o)} \quad (29)$$

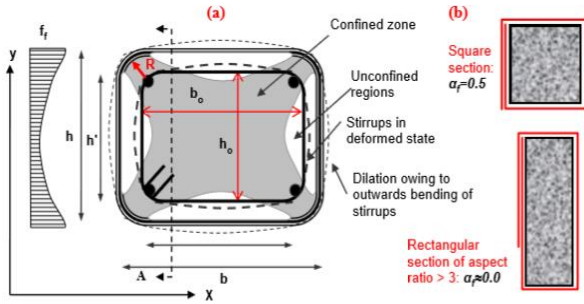


Figura 15. Detalle de sección donde se aprecian las dimensiones para h_o y b_o en un elemento de concreto con refuerzo de acero por cortante. Fuente: Background to European seismic design provisions for the retrofit of R.C elements using FRP materials, 2017.

La presión de confinamiento en x en conjunto con la presión de confinamiento en y son de nuevo tratadas para generar una presión uniforme lateral que confina al elemento, dándole mayor resistencia a compresión. Esta nueva presión, la cual es también la resistencia del concreto confinado, es un promedio entre ambas presiones A este valor se le conoce como presión lateral σ_{lat} :

$$\sigma_{lat} = 0.5 * (\alpha_f * \rho_{fv} * E_f * \epsilon_{fd} + \alpha_w * \rho_{sv} * f_{y,st}) \quad (30)$$

La ecuación para calcular la presión de confinamiento lateral se ve afectada por tres coeficientes denominados α_f y α_w . El coeficiente α_w hace referencia a la relación volumétrica debidamente encapsulada, la cual depende de la

distribución del acero longitudinal y de las dimensiones de la sección. Es un factor identificar la verdadera área confinada en la sección gracias a los aros a acero longitudinal por medio de la siguiente ecuación:

$$\alpha_w = \alpha_n * \alpha_s \quad (31)$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_{i=1}^n \frac{b_i^2}{6 * b_o * h_o} \quad (32)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right)^2 \quad (33)$$

De forma similar, la efectividad del confinamiento por parte del FRP Jacketing es una relación volumétrica que viene dada de la siguiente manera:

$$\alpha_f = 1 - \frac{(b-2R)^2 + (h-2R)^2}{3bh(1-\rho_g)} \quad (34)$$

El valor de R corresponde al radio de curvatura hecho en la sección reparada, para asegurar una adherencia adecuada de la lámina con la superficie de concreto. Los valores para R deben ser los más precisos posibles en campo, donde hay que poner especial atención en cada diseño de reparación; el valor de R está ligado al valor del recubrimiento de la sección. Sin embargo, se puede asumir lo siguiente cuando la sección en estudio cumple lo siguiente:

- Elementos circulares con FRP Jacketing continuo $\alpha_f=1$.
- Elementos cuadrados con FRP Jacketing continuo $\alpha_f=0,5$.
- Secciones transversales con una relación $h/b < 3$ $\alpha_f=0$.

La contribución de los refuerzos de la ecuación 31, tanto acero como FRP para la sección reparada, se determina mediante:

$$\rho_{fv} = \frac{2 * t_f * (h+b)}{h * b} \quad (35)$$

$$\rho_{sv} = \frac{A_{sw-x} * b_o + A_{sw-y} * h_o}{s * h_o * b_o} \quad (36)$$

La ecuación 36 tiene implícito el número de capas destinadas al FRP Jacketing de la siguiente manera:

$$t_f = t_o * n^{0.85}; n \geq 4 \quad (37)$$

$$t_f = t_o * n; n < 4 \quad (38)$$

Los valores de tf dependen de dos cosas: el espesor de la lámina de FRP, t_o , (se obtiene de la ficha técnica del FRP seleccionado) y del número de capas n . Estos son dos criterios diferentes pues los efectos de incremento con FRP no aumentan conforme se colocan más y más láminas; después de colocar la tercera lámina, estas empiezan a tener efectos no tan prometedores con respecto a la adherencia en la superficie de concreto y no llegan a trabajar entre sí.

Cuando ya se han calculado estos parámetros, desde la ecuación 25 hasta la ecuación 38 ó 39, se tiene todo lo necesario para determinar la resistencia del concreto confinado, f_{cc} , y la deformación unitaria correspondiente al alcanzar la tensión máxima, ϵ_{cc} , en la zona de compresión de la sección transversal encerrada. Esto quiere decir que la sección solo tendrá estos valores de aumento de resistencias en las zonas donde se coloque el FRP Jacketing, y obtiene a partir de:

$$f_{cc} = f'c + 3\sigma_{lat} \quad (39)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left(1 + 15 \frac{\sigma_{lat}}{f'c} \right) \quad (40)$$

La deformación de la sección confinada, ϵ_{cu} , después de la fuerza de compresión máxima, corresponde a una caída de la curva esfuerzo-deformación del concreto en un 15%, la cual viene dada por:

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{cc} + 0.075 \left(\frac{\zeta * \sigma_{lat}}{f'c} - 0.1 \right) \geq 0.0035 \quad (41)$$

El coeficiente ζ depende del valor de ϵ_{cc} previamente calculado:

$$\begin{aligned} \epsilon_{cc} \leq 0.01; \zeta &= 1 \\ \epsilon_{cc} \geq 0.02; \zeta &= 0.6 \end{aligned} \quad (42)$$

Diseño de FRP Jacketing: Cortante

La resistencia a cortante de una sección de concreto reforzado también se puede mejorar por medio de FRP Jacketing. Dependiendo del tipo de elemento o el tipo de daño que se esté estudiando en una determinada estructura, este procedimiento ha de ser el punto de partida para encontrar el número de capas o láminas de FRP Jacketing. Es un proceso similar a encontrar el número de capas por medio de presiones de confinamiento y resistencia en compresión final de la sección; no necesita de ecuaciones de segundo orden o tabulaciones como lo es el estudio de elementos en flexión.

Básicamente, la reparación de la resistencia a cortante de una sección de concreto reforzado incluye la resistencia de la sección existente más la resistencia de la sección con el FRP. Esta surge a partir del estudio de la presión por confinamiento en sentido y , σ_y , mientras que la presión de confinamiento total de la sección reparada surge de σ_{lat} . La ecuación principal de la reparación en cortante es:

$$V_{Rd} = V_{Rd,o} + V_{Rd,f} \quad (43)$$

La contribución de la sección transversal en cortante toma en cuenta la el aporte del concreto y el aporte del acero de refuerzo, es decir, los aros. Esta contribución se calcula a partir de:

$$V_{Rd,o} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (44)$$

$V_{Rd,c}$ es la contribución del concreto por medio de:

$$V_{Rd,c} = 0.41 * b * c * \sqrt{f'c} \quad (45)$$

En el aporte del concreto en cortante, el parámetro c corresponde a la profundidad del bloque de compresión correspondiente de la sección en estudio obtenido del diagrama de deformaciones unitarias. $V_{Rd,s}$ es la contribución del acero por medio de:

$$V_{Rd,s} = \rho_{sw-y} * b_o * h_o * f_y \quad (46)$$

Por el otro lado, la resistencia que le aporta el FRP Jacketing a la sección se determina mediante:

$$V_{Rd,f} = \rho_{f-y} * b * h * \epsilon_{fd} * E_f \quad (47)$$

La contribución del FRP depende de igual manera que el caso de presión por confinamiento, del número de capas. Este número de capas sufre el mismo comportamiento conforme se añaden más de tres capas; es incorrecto pensar que mientras más láminas se añaden más resistencia se tendrá cuando son más de cuatro láminas. La relación de ρ_{f-y} involucra solo el aporte del FRP en el sentido y ; se obtiene con la siguiente expresión:

$$\rho_{f-y} = \frac{2t_f}{b} \quad (48)$$

Por lo tanto, el valor de t_f tiene el mismo criterio que en la sección por confinamiento:

$$\begin{aligned} t_f &= t_o * n^{0.85}; n \geq 4 \\ t_f &= t_o * n; n < 4 \end{aligned} \quad (49)$$

El valor de la deformación unitaria permitida en el FRP Jacketing, ϵ_{fd} , depende de la manera en la cual se ha de envolver el elemento y del espacio disponible para realizar la reparación. La ecuación para dicha deformación unitaria es:

$$\epsilon_{fd} \leq n_1 * n_2 * n_3 * \epsilon_{f,max} \quad (50)$$

El coeficiente n_1 de la ecuación 51 considera el efecto de curvatura en las esquinas de la sección para asegurar que el FRP Jacketing se mantenga debidamente adherido a la superficie de concreto:

$$n_1 = 0.25 + \frac{2*(2R+D_b)}{b} \leq 1 \quad (51)$$

D_b es el diámetro de la varilla longitudinal ubicada en la zona de curvatura del elemento. Esta ecuación aplica solo para secciones rectangulares; secciones circulares utilizan $n_1=1$. El factor n_2 se utiliza para considerar la longitud de desarrollo del FRP Jacketing por medio de:

$$n_2 = \frac{l_b^{disp}}{l_b^{min}} \leq 1 \quad (52)$$

En el factor n_2 de la ecuación 51, l_b^{disp} es la longitud disponible en la sección transversal para que el FRP sea adherido, y l_b^{min} es la longitud mínima que el FRP Jacketing sea adherido, que a su vez depende si el FRP se

puede colocar en forma cerrada o si se debe colocar de forma abierta (según geometría de la sección existente a reparar). Por ejemplo, vigas tipo T que están por debajo de losas tienen una geometría abierta debido a que dicha losa impide cerrar la *jacket*. Los valores de l_b^{min} para geometrías cerradas y geometrías abiertas son, respectivamente:

$$l_b^{min} = 1.6\sqrt{E_f * t_o * s_{ao} / \tau_a} \quad (53)$$

$$l_b^{min} = 1.6\sqrt{E_f * t_o * w_{cr} / \tau_b} \quad (54)$$

El valor de τ_a corresponde a la fuerza cortante del tipo de epóxico o adhesivo que se ha de utilizar en el FRP, mientras que S_{ao} es la deformación de dicho epóxico en el instante de la falla del FRP Jacketing. El parámetro W_{cr} corresponde a las grietas existentes en la sección de concreto (se ha de usar un valor de 0,5 mm cuando el elemento aún no está agrietado). T_b corresponde la relación entre la resistencia en tensión del concreto con el factor de seguridad para concreto (valor recomendado de 1,5 o según el criterio del diseñador). La ecuación 53 se usa para elementos con FRP Jacketing totalmente cerrados y la ecuación 54 para miembros con reparaciones abiertas. El coeficiente n_3 considera la posibilidad de desadherencia de la *jacket*, y por lo que se han determinado ciertos valores para distintos escenarios:

- Jackets completamente envueltas, $n_3=1$.
- Arreglos tipo abiertas con aditivos especiales de adherencia (epóxicos, morteros, entre otros), $n_3=1$.
- Arreglos tipo abiertas sin aditivos especiales de adherencia, $n_3=0,85$.
- Láminas rectas con finales especiales para asegurar adherencia, $n_3=0,9$.
- Láminas rectas sin finales especiales para asegurar adherencia, $n_3=0,6$.

Se debe de realizar la revisión de ϵ_{fd} en el FRP Jacketing debido a la importancia que tiene asegurar adherencia entre el FRP y la superficie de concreto. Los parámetros de n_1 , n_2 y n_3 son para asegurar dicha adherencia al considerar factores de disminución de la deformación de la lámina de FRP. Se estima que estos valores tienden a estar en el rango de (0,006-0,004).

El espesor de las capas, láminas y varillas de FRP es dado por el fabricante y se debe de obtener de las fichas técnicas. Estos corresponden a valores bajos, cercanos a los 2,5 mm.

En este proyecto, la demanda de la fuerza por cortante se calcula por medio del programa CSi Bridge para el puente bajo la categoría de viga simple, el puente conocido como río Kooper. Esta estructura no es tratada por grietas o por asentamientos en los cimientos, sino por el efecto de corrosión, por lo cual solo se propone la reparación para secciones corroídas (partes con presencia de coloración y manchas).

Cuando se ha de estudiar el efecto de agrietamiento por cortante, existen dos posibilidades: identificar cuántos aros de acero son afectados por el agrietamiento diagonal o descartar que la sección aún tiene cierta resistencia a cortante y proponer una reparación completa del elemento. Si se ha de considerar que solo una cierta cantidad de aros han sido afectados, lo más común en elementos de concreto son ángulos de grietas de 35°, pero un valor de diseño más conservador es suponer un ángulo de agrietamiento de 45° con el fin de que la proyección de dicha grieta no exceda la altura de la viga. Cuando la longitud de la grieta es igual a la altura de la viga, se puede suponer que un máximo de aros comprometidos por medio de:

$$\# \text{ de aros} = \frac{\text{altura de viga}}{\text{separación}} \quad (55)$$

En el cálculo de resistencia por cortante en una sección transversal de concreto reforzado, la mayor contribución debe de provenir del acero.

Una práctica común es obviar la contribución del concreto en cortante, asumir que este no aporta o que ha fallado, y basar las reparaciones en la resistencia del acero a colocar. FRP Jacketing puede ser utilizado en elementos dañados por corrosión debido a dos razones principales: para devolver la resistencia al elemento debido a la pérdida de acero corroído y para envolver al miembro en con una lámina que impide que el oxígeno entre en contacto con el material ferroso con el fin de prevenir futura corrosión en el refuerzo.

Corrosión en Elementos de Concreto Reforzado

La corrosión de elementos de concreto reforzado en un problema bastante serio pues altera la resistencia de una estructura en diferentes maneras. Su efecto y consecuencias presentes en este proyecto no son la absoluta verdad; los criterios sobre corrosión varían entre los distintos investigadores dado que este tipo de daño es aún incierto y necesita de mayor exploración.

La corrosión es el resultado de la interacción de material ferroso con la presencia de oxígeno. Es una reacción química que se aviva en aquellos países donde se utilizan grandes cantidades de sal para combatir la nieve (por ejemplo, acumulación de nieve en puentes de concreto reforzado) y países tropicales donde hay un gran volumen de agua en el ambiente con constante presencia de lluvia. Por lo tanto, la ubicación geográfica de Costa Rica en conjunto con la falta de mantenimiento de las estructuras de concreto, pueden ser las principales razones de la corrosión en estos puentes.

Básicamente, por medio de un proceso de difusión y convección, los distintos elementos presentes en las precipitaciones y en carretera y demás penetran el recubrimiento de las secciones hasta alcanzar la superficie del acero de refuerzo. El oxígeno presente en la disolución entra en contacto con el material ferroso del acero y es ahí cuando se inicia este proceso dañino en las estructuras. Los iones presentes en las moléculas de agua y en los cloruros promueven el desgaste del hierro cuando entra en contacto con el oxígeno. El producto que se genera es este proceso es una mezcla de óxidos ferrosos y férricos, conocidos comúnmente como herrumbre. Lo primero que se verá afectado por la corrosión es el acero por cortante; es decir, los aros, debido a la cercanía con la intemperie. Además, cuando el proceso de oxidación es prolongado y no tratado a tiempo, los daños llegan a afectar también al acero longitudinal y al recubrimiento del concreto (presencia de grietas longitudinal y cierto tipo de manchado).

Los productos que genera el proceso químico de la corrosión son compuestos que ocupan alrededor de siete u ocho veces el volumen original de hierro en el refuerzo de la sección. Por lo tanto, es fácil para la corrosión

agrieta el recubrimiento de concreto. La pérdida de recubrimiento implica a su vez la pérdida parcial de la fuerza de adherencia. Además, la protección del refuerzo se da por pérdida cuando se agrieta una sección con presencia de manchas, debido a que en esa situación existe paso libre para que el oxígeno penetre la sección y nada detenga el proceso de oxidación.

La corrosión, así como sus efectos, consecuencias y comportamiento son aun imperfectamente comprendidos. Aunque los medios y criterios para medir estos comportamientos cambian entre los distintos investigadores, los principales efectos negativos de la corrosión en elementos de concreto reforzado involucran la resistencia y la capacidad de deformación por medio de:

- Pérdida de resistencia en cortante por reducción del refuerzo.
- Pérdida de resistencia en flexión por reducción del refuerzo.
- Disminución de la fuerza de adherencia entre acero de refuerzo y concreto del elemento.
- Presión de ruptura en el recubrimiento de concreto de la sección transversal.
- Reducción en la fuerza en los traslapes de acero de refuerzo.
- Fragilización del acero de refuerzo.

Todos estos efectos, así también como la detención de futura de corrosión y devolución de la resistencia original de la sección, son posibles mediante la aplicación de FRP Jacketing.

El FRP Jacketing ha sido utilizado para reparar miembros de concreto reforzado afectados por corrosión desde 1990. El principal objetivo del FRP Jacketing es devolver la resistencia original a la estructura dañada a través del confinamiento de la sección. Pero ahora, se ha establecido que las *jackets* también son capaces de detener el proceso de oxidación gracias a la dura resina de la cual son fabricadas las láminas de FRP, especialmente CFRP. Esto gracias a que la resina actúa similar a una barrera protectora que impide el paso de agentes externos (como lo es el oxígeno, el hidrógeno y los cloruros). Cuando se trata de elementos sismosresistentes corroídos, los valores de rigidez y resistencias se ven disminuidas más que todo por la pérdida de fuerza de adherencia y el

desgaste del acero de refuerzo. Las reparaciones con FRP Jacketing actúan en cortante y en confinamiento que como resultado prolongan la vida útil al elemento, aumentando la ductilidad y la capacidad de deformación.

Las láminas de FRP Jacketing se colocan perpendicularmente al elemento cuando atraviesan grietas que se producen debido a la falla de tensión del concreto confinado. Distintas investigaciones demuestran que el FRP Jacketing mejora la resistencia al cortante de elementos de concreto reforzado. Cuando estas se unen transversalmente a anclajes corroídos, las láminas de FRP también pueden recuperar la capacidad de longitud de desarrollo, ya que restringen la propagación de las grietas en el recubrimiento. El éxito de esta reparación depende del reemplazo del recubrimiento antes de la colocación de las láminas de FRP, de modo que se eliminen las grietas de existentes que permitirían el deslizamiento del acero de refuerzo de la sección. Sin embargo, aparte de todos los aspectos favorables que brinda el FRP Jacketing, hay dos temas a considerar dado que estos no se incluyen dentro de los beneficios de esta técnica:

- FRP Jacketing no influye en la rigidez lateral ni en la resistencia a flexión del elemento.
- FRP Jacketing no previene futuros efectos de pandeo en columnas.

La metodología mostrada en este proyecto considera los efectos de: pérdida de resistencia en cortante, disminución de a fuerza de adherencia y cálculo de la presión de ruptura.

El cálculo de la corrosión que afecta la fuerza a cortante, sin importar el elemento, se puede realizar cuando se conoce uno de los siguientes: la cantidad de acero desgastado o la reducción de la capacidad de deformación del refuerzo. En este proyecto, se estudia y se calcula la corrosión por medio de la cantidad de acero de refuerzo desgastado.

El total de área del acero de refuerzo desgastado se calcula mediante el parámetro X , el cual es el porcentaje de penetración de la corrosión. Este es el parámetro de diseño más importante en el estudio de la corrosión en elementos de concreto reforzado. Por lo tanto, al área calculada en este paso es también conocida como *el área corroída*. Este valor altera la

resistencia en cortante de una sección de la siguiente manera:

$$A_s^{cor} = A_{st} * (1 - X)^2 \quad (56)$$

Esta ecuación altera a su vez la relación del acero por medio de:

$$\rho_{s-y}^{cor} = \frac{A_s^{cor}}{s*b_o} \quad (57)$$

Por lo tanto, la contribución de la sección en cortante se ve alterada dado que la contribución del acero es ahora una contribución de acero corroído, la cual es menor. Es probable que una sección corroída sufra al mismo tiempo de agrietamiento del concreto. Por lo tanto, en reparaciones de este tipo se recomienda obviar la contribución del concreto a cortante y que la propuesta de FRP venga a aportar todo el cortante necesario. Dicho esto, se muestran las ecuaciones de resistencia a cortante de una sección afectada por la corrosión:

$$V_n = V_c + V_{st}^{cor} \quad (58)$$

$$V_c = 0 \quad (59)$$

$$V_{st}^{cor} = \rho_{st}^{cor} * b_o * h_o * f'_y \quad (60)$$

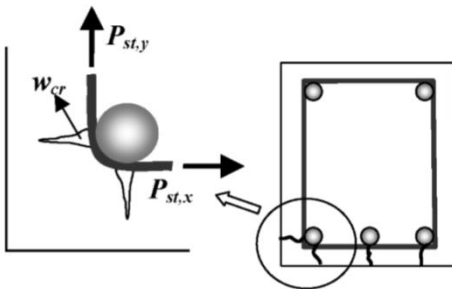


Figura 16. Detalle del efecto de expansión del recubrimiento causado por la corrosión en una sección transversal típica. Fuente: Recovery of seismic resistance in corrosion-damaged reinforced concrete through FRP jacketing, 2017.

La manera más sencilla de comprender la adherencia es por medio de un modelo de fuerza de fricción que representa el esfuerzo dado entre el acero de refuerzo con el recubrimiento de concreto. Esta adherencia necesita de presión de confinamiento, sin importar quién lo esté generando (recubrimiento, varillas de traslape, entre otros). La pérdida de fuerza de adherencia en elementos corroídos se ve afectada por el herrumbre de dos formas. La primera de ellas es que la capa de material ferroso (herrumbre) altera

directamente el denominado coeficiente de fricción, μf , que viene a disminuir la fuerza de fricción. Y la segunda es cuando se considera el esfuerzo radial alrededor de la superficie de la varilla en cortante; esta varilla afecta la resistencia en tensión del recubrimiento y lo termina agrietando. Estos efectos se combinan en un efecto que afecta tanto al recubrimiento como a los aros por cortante. $F_b (cor)$, la fuerza de adherencia corroída se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$f_b^{cor} = \mu(x) \left[\frac{0.286 * c * \sqrt{f'c}}{D_b} + \frac{0.19 * A_s^{cor} * f_y}{D_b * N_b * s} \right] \quad (61)$$

Como se puede ver en la ecuación 61, la fuerza de adherencia está directamente ligado al valor de resistencia de fluencia del acero seleccionado por el profesional a cargo del análisis, f_y . Este valor queda sujeto a criterio del profesional debido a que es un factor de doble reducción, donde hay dos posibles escenarios:

$$f'_y = \begin{cases} f_y \\ f_y - E_{st} * \epsilon_{st}^{cor} \end{cases} \quad (62)$$

El parámetro de E_{st} corresponde al módulo de elasticidad del acero, mientras que el valor para $\epsilon_{st}(cor)$ corresponde a la deformación unitaria del acero corroído. Al considerar este factor de f_y , se estaría aplicando una doble reducción en la sección afectada, lo cual depende del nivel de la corrosión en cada elemento. El valor de c en la ecuación 61 es la profundidad del bloque de compresión obtenido del diagrama de deformaciones unitarias para la sección, D_b corresponde al diámetro de la varilla, N_b hace referencia al número de varillas encerradas por el aro a cortante, s es la separación de los aros de acero y $\mu(x)$ es el coeficiente de fricción. Este último coeficiente depende del tipo de varilla utilizada en el elemento, ya sea varilla corrugada o lisa. Este coeficiente es mayor para varillas corrugas debido a la fricción que estas generan, pero conforme aumenta el valor de penetración de la corrosión, X , este coeficiente disminuye. En la Figura 17 se muestra con el fin de apreciar este comportamiento. La principal razón de esta decaída es el herrumbre, dado que este evita el contacto directo entre el acero y el concreto.

$$\mu_{corrugada,max} \approx 1.5 - 2.0 \quad (63)$$

$$\mu_{lisa,max} \approx 0.3 - 0.5 \quad (64)$$

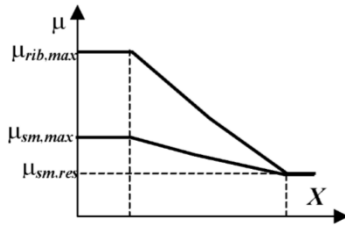


Figura 17. Coeficiente de fricción en función de la penetración de la corrosión. Fuente: Recovery of seismic resistance in corrosion-damaged reinforced concrete through FRP jacketing, 2017.

El efecto de la presión de ruptura en un elemento corroído se debe al volumen de herrumbre causado en el proceso de oxidación. Este volumen es aproximadamente cuatro veces mayor al volumen normal no corroído en promedio. Por lo tanto, el producto ferroso depositado en la superficie del acero de refuerzo genera una presión a lo largo de los acero de refuerzo corroído. Esto se traduce en un desplazamiento radial en el interior de la sección que afecta al recubrimiento de concreto. Este desplazamiento radial es el causante del agrietamiento causado por corrosión. Esta presión de ruptura depende directamente del porcentaje de penetración de la corrosión. Si se conoce el valor de X , se puede calcular el desplazamiento del recubrimiento por medio de:

$$u_{r,o} = R_b * \varepsilon_{cr} \left[-0.5 + \sqrt{0.25 + \frac{1}{\varepsilon_{cr}} * (\alpha_{rs} - 1) * X * (2 - X)} \right] \quad (65)$$

Y la manera de identificar la penetración del agrietamiento viene dado por:

$$R_{cr} = \frac{u_{r,o} * C_c}{u_{r,o} + \varepsilon_{cr} (C_c - R_b)} \quad (66)$$

En la ecuación 65, el valor de ε_{cr} corresponde a la relación de la resistencia a la tensión del concreto entre el módulo de elasticidad del concreto. El valor para α_{rs} es un coeficiente de volumen de herrumbre que en general está entre (3,5 – 4,0), como se ve en la Figura 20. Este valor se puede determinar a partir de la coloración en el elemento. Los demás valores se pueden observar en la figura 18:

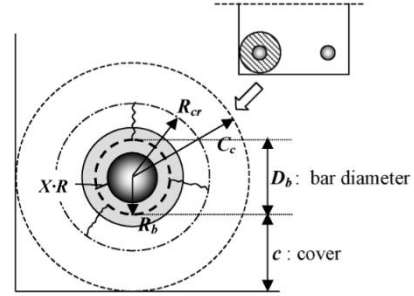


Figura 18. Efecto de la presión de ruptura en varillas de refuerzo. Fuente: Recovery of seismic resistance in corrosion-damaged reinforced concrete through FRP jacketing, 2017.

La ecuación que evalúa al acero de refuerzo con el FRP en reparaciones por cortante es:

$$V_n^{eff} = V_{st}^{cor} + V_{w,f} \quad (67)$$

donde $V_n(eff)$ es el cortante que se requiere alcanzar en la sección para satisfacer las condiciones de carga en la viga. $V_{w,f}$ es el aporte del FRP Jacketing por medio de:

$$V_{w,f} = 2 * k_f^y * n_f * t_f * E_f * \varepsilon_f^{eff} * h \quad (68)$$

De la ecuación anterior, el valor de $k_f(y)$ es un factor de la fuerza de adherencia entre la *jacket* y el concreto. Este parámetro toma en cuenta si la *jacket* es de tipo cerrada o abierta (geometrías cerradas tienen un $k_f(y)=1$ mientras geometrías abiertas tiene un $k_f(y)=0,85$). Los valores de n_f y t_f corresponden al número de capas a colocar y al espesor de estas, y siguen el mismo comportamiento que la ecuación 49. El factor de $\varepsilon_f(eff)$ hace referencia a la deformación efectiva; geometrías abiertas han de utilizar un valor de $\varepsilon_f(eff)=0,004$, mientras que geometrías cerradas obedecen a:

$$\varepsilon_f^{eff} = 0.5 \varepsilon_{f,u,d} \quad (69)$$

Normalmente, elementos que sufren daños por corrosión no necesitan más de tres láminas de FRP siempre y cuando se reemplace el recubrimiento de concreto y se genera una superficie simétrica y lisa. De esta manera, al trabajar estas ecuaciones se puede obtener que el número de capas de una reparación de este tipo sigue la ecuación:

$$n = \frac{(V_n^{eff} - V_{st}^{cor}) * b}{2 * k_f^y * t_f * E_f * \epsilon_f^{eff} * h} \quad (70)$$

Cuando se conoce el número de capas necesario para reparar la sección, se puede verificar la capacidad de adherencia entre dada por el recubrimiento, el acero original y el aporte de la *jacket*. La capacidad de adherencia después de colocada la *jacket*, $f_b(enh)$ viene dada por:

$$f_b^{enh} = \lambda(x) * \sigma_n \quad (71)$$

$$\sigma_n = 0.286 * \gamma_1 + 0.19 * \gamma_2 + 1.146 * \gamma_3 \quad (72)$$

$$\gamma_1 = \frac{(C_c - R_{cr}) * \sqrt{f'c}}{D_b} + (\mu_{max} * \sigma_{shr}) \quad (73)$$

$$\gamma_2 = \frac{A_s^{cor} * f_y'}{D_b * N_b * s} \quad (74)$$

$$\gamma_3 = \frac{n_f * t_f * E_f * \epsilon_f^{eff}}{D_b * N_b} \quad (75)$$

El valor de $\lambda(x)$ en la ecuación 71 proviene de la Figura 19, las cuales corresponden a distintos modelos experimentales que capturan la fuerza de adherencia para bajo niveles de penetración de corrosión:

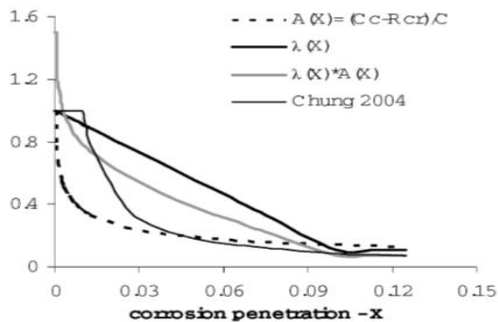


Figura 19. Valores del coeficiente de fricción derivados experimentalmente. Fuente: Recovery of seismic resistance in corrosion-damaged reinforced concrete through FRP jacketing, 2017.

Las ecuaciones 73, 74 y 75 son para apreciar el efecto del recubrimiento, del acero corroído en la sección y del FRP Jacketing por separado respectivamente. En la ecuación x se hace mención de nuevo al coeficiente de fricción, solo que ahora se ha de utilizar el valor máximo según el tipo de varilla (corrugada o lisa). El factor de σ_{shr} corresponde al esfuerzo de contracción que se toma por simplicidad como un esfuerzo radial de compresión, equivalente a tres veces el esfuerzo a tensión del concreto.

La coloración del elemento sirve como un

indicador del valor X . Además, es un indicador que sirve para identificar si hay corrosión o eflorescencia. El siguiente cuadro es un punto de partida general para estructuras de concreto con ningún tipo de estudio por corrosión, dado que en dicho cuadro se muestran los distintos valores de X según las manchas en los miembros. Esta escala se hace basada en distintos documentos consultados sobre el efecto del proceso de oxidación en elementos de concreto reforzado. Se recomienda que se haga un levantamiento del valor X para cada uno de los tipos de coloración de los puentes costarricenses, esto con el fin de generar un cuadro más adecuado con valores precisos obtenidos de estructuras nacionales.

Color	Efecto	Penetración X
	Eflorescencia	-
	Corrosión	≈ 0.01
	Corrosión	≈ 0.02
	Corrosión	≈ 0.35
	Corrosión	≥ 5

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Otros factores se pueden tomar en cuenta para determinar un valor más adecuado de X son:

- Agrietamiento en el recubrimiento es mayor a los 5mm, $X > 0.035$.
- Agrietamiento en el recubrimiento está entre $2 \text{ mm} < \text{Agrietamiento} < 5 \text{ mm}$, $X < 0.02$.
- Sección con gran coloración negra pero no tiene grietas en ningún sentido, $X < 0.02$.
- Elemento presenta agrietamiento longitudinal justo donde está colocado el acero de refuerzo longitudinal, $X > 0.02$.

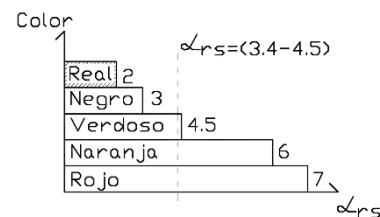


Figura 20. Valores del coeficiente de fricción derivados experimentalmente. Fuente: Recovery of seismic resistance in corrosion-damaged reinforced concrete through FRP jacketing, 2017.

La Figura 20 evalúa desde el caso inicial de la sección con respecto al volumen del

material ferroso, donde el diferente aumento según la coloración varía debido a los distintos compuestos. El peor escenario de todos es cuando el volumen original de hierro se expande hasta siete veces más que la condición original. Este no es un caso muy común pero es un caso donde hay un avanzado proceso de oxidación; cuando esto sucede, ya la sección tiene la mayoría de su recubrimiento reventado. En un caso de estos, es más que evidente que el elemento necesita de reparación. Lo más común, para elementos a la intemperie como lo son vigas y pilas de puente, es que el agua y la humedad penetren poco a poco los elementos de concreto y que con el paso del tiempo, las estructuras tengan coloraciones negras y verdosas. Es por eso que se generaliza que el valor de *ars* se encuentra en el rango de (3,5 – 4,5), según se indica en la Figura 20.

La coloración blanca en los elementos es el efecto de eflorescencia, y es diferente a corrosión. La eflorescencia se debe a la cristalización de minerales que viajan con el agua. Cuando el agua se filtra en el concreto y mampostería, estos elementos encuentran otros y diversos compuestos químicos que reaccionan entre ellos, formando así sales. Estas también tienen la característica expansión volumétrica, creando así la coloración blanca en los elementos. Por lo tanto, la eflorescencia son sales que se concentra en distintas zonas de secciones de concreto, y su estudio en conjunto con sus efectos en los elementos de concreto no están dentro del alcance de este proyecto.

Sistemas de Adherencia

Para asegurar la adherencia entre la superficie de del FRP Jacketing y la superficie de concreto, se deben seguir las especificaciones de cada fabricante. En el caso del puente río Kooper, se decide utilizar láminas de CFRP de la compañía *structural Technologies* llamadas V-Wrap C-400. En la ficha técnica de dicha CFRP se anota lo siguiente sobre su sistema de adherencia:

- La superficie de concreto debe estar limpia, lisa, seca, lo suficientemente

regular, simétrica de ser posible y libre de agentes contaminantes externos.

- No aplicar la lámina si hay evidencia de grasa, polvo, algún tipo de cera, concreto agrietado o algún tipo de material que altera la regularidad de la superficie.
- Las esquinas de la sección deben tener al menos una curvatura de 1,25 cm de radio.
- Antes de colocar el CFRP, sellar la superficie con rodillos de hule con el fin de eliminar contenido de vacíos en la superficie de contacto.
- Utilizar en toda la superficie de contacto entre el CFRP y el concreto cualquiera de las tres resinas epóxicas: V-Wrap 600, V-Wrap 700S o V-Wrap 770. Se recomienda que esta instalación sea hecha por personal capacitado por la empresa o por algún profesional con experiencia con sistemas de adherencias con este tipo de materiales.

Además, se puede utilizar un sistema de anclaje denominado *anclaje químico*. Este mecanismo es efectivo en aplicaciones de FRP Jacketing en vigas tipo T o tipo I que tienen una reparación abierta, es decir, cuando no es posible envolver la totalidad de la viga. Esta técnica se basa en realizar agujeros en la lámina de FRP y en la superficie de concreto al mismo tiempo para que puede introducir este anclaje. Este anclaje, por lo general, tiende a ser una barra del mismo tipo de FRP al de la *jacket* aplicada que tiene cierta profundidad. Esta barra tiene un mecanismo de anclaje con forma de abanico que se adhiere a la superficie exterior de la *jacket*. Es decir, el anclaje tiene fibras radiales de FRP con libre movilidad disponibles en la parte exterior que se esparcen en la superficie exterior de la *jacket* a partir de un punto concéntrico, dando una apariencia de tela colocada en espas, ventilador o tipo abanico. En la Figura 50 se muestra un detalle típico de este tipo de anclaje.

El estudio sobre la capacidad de adherencia, resistencia última en tensión o cortante, cálculos sobre la deformación propia del anclaje y espaciamiento no están dentro del alcance de este proyecto. La mención de los

anclajes químicos es una alternativa en caso de que el profesional a cargo de la reparación quiera asegurar la adherencia de la *jacket* si su criterio no está de acuerdo con lo estipulado por la ficha técnica del fabricante.

Planteamiento del Problema

En Costa Rica existen más de 400 puentes construidos con concreto reforzado a la fecha. Ellos tienen diferentes características, propias de cada estructura según el tipo de ruta y demás. Sin importar la ubicación, resulta fácil identificar una serie de daños en estas estructuras, donde la falta de mantenimiento y la corrosión sobresalen. Con el fin de proporcionar diseños de reparación de forma global, que sean aplicables a los puentes de concreto reforzado, se identifica el modelo típico de los puentes que contenga básicamente: secciones transversales, detalles de acero postensado o pretensado y detalles típicos del acero de refuerzo. Los daños tratados en este proyecto se basan en distintas observaciones en puentes de concreto reforzado de dos carriles que ahora son estructuras comprometidas. Estos puentes se definen bajo dos categorías: puentes tipo viga simple y puentes tipo viga continua. Se genera un listado con los daños principales en estas dos categorías, pero entre los daños principales se encontró: corrosión y acero expuesto, pérdida de secciones de concreto, agrietamiento longitudinal de vigas de concreto, eflorescencia y corrosión en los miembros de concreto.

En este proyecto de graduación se han de tratar solamente dos daños de los actuales en los puentes de Costa Rica: agrietamiento longitudinal de vigas secundarias y corrosión vertical en las principales vigas de concreto reforzado. Por lo tanto, se estudiaron dos puentes diferentes. El agrietamiento longitudinal de viga secundaria se encuentra en un puente tipo viga continua, quebrada El Fierro. Mientras que el segundo daño ocurre en muchas estructuras de puente tipo viga simple, pero se decide estudiarla en el puente río Kooper dado que este puente cuenta con la suficiente información; esta información a su vez es similar a la encontrada en otros puentes bajo la misma categoría.

El puente sobre la quebrada El Fierro es un puente importante debido a que está ubicado en una ruta primaria. Pero la selección de esta estructura contempla también el caso de un daño que puede ser reparado mediante la aplicación de FRP: agrietamiento longitudinal en elementos de concreto reforzado.

Por el otro lado, el puente sobre el río Kooper presenta daños por corrosión vertical en las vigas principales de concreto reforzado, que de no ser tratada a tiempo y de la manera adecuada, se puede convertir en un daño severo. Este es un problema que afecta la resistencia por cortante más que cualquier otro parámetro de vigas de concreto. El estudio de esta estructura permite obtener conclusiones generales para distintos puentes tipo viga simple que sufren el mismo problema. La información encontrada para el puente río Kooper es la misma a muchas de las estructuras tipo viga simple, en cuanto a dimensiones y secciones transversales, que a su vez sufren de daños por corrosión. La reparación de este puente es similar muchas otras estructuras debido a tales secciones transversales.

Por lo tanto, con la reparación de estos dos puentes se obtiene el procedimiento para reparar daños por flexión y daños por cortante en vigas de concreto reforzado. Procedimientos aplicables para muchas de las secciones dañadas en el territorio nacional.

Resultados

Sección Típica & SAEP

CUADRO 1. CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES DE CONCRETO EN COSTA RICA BAJO LA CATEGORIA VIGA CONTINUA											
NUMERO	NOMBRE	TIPO DE RUTA	DISTANCIA (m)	CARGA VIVA	DISEÑO	CONSTRUCCION	TRAMOS	TRAMO MAYOR (m)	PERALTE VIGA (m)	VIGA TIPO	
3	RIO TABACO	SEGUNDARIA	48.00	-	-	-	4	12.00	0.64	T	
51	QUEBRADA MP	PRIMARIA	53.50	-	2005	-	3	27.00	1.13	T	
76	RIO ABANGARES	SEGUNDARIA	29.00	-	-	1932	3	18.00	0.70	T	
81	RIO CHIRRIPO	PRIMARIA	175.80	HS20+25%	2007	-	3	82.80	2.50	CAJON	
90	RIO UVITA	PRIMARIA	102.80	-	-	1990	4	25.70	1.80	I	
91	RIO TARCOLES	PRIMARIA	339.00	-	-	1978	5	83.00	-	CAJON	
111	RIO VIRILLA	PRIMARIA	50.00	-	1970	-	3	20.00	0.90	OTRA	
119	RIO ALAJUELA 1/2	PRIMARIA	7.80	-	-	-	2	3.88	0.95	LOSA	
165	RIO PARRITA	PRIMARIA	170.80	HS20+25%	-	2006	3	57.10	2.00	T	
193	RIO PAQUITA	PRIMARIA	112.50	HS20+25%	-	2006	2	56.25	2.00	T	
196	RIO PORTALON	PRIMARIA	90.00	-	2005	-	3	45.00	1.84	I	
203	RIO SAN CARLOS	PRIMARY	122.00	HS20-40	-	1974	3	61.00	2.95	CAJON	
260	RIO ROSALES	SEGUNDARIA	17.70	-	-	-	2	8.90	0.68	T	
366	RIO NARANJO	SEGUNDARIA	33.70	-	-	-	3	18.70	0.65	OTRA	
367	RIO LOAIZA	SEGUNDARIA	39.40	-	-	-	3	14.60	0.85	I	
386	QUEBRADA EF	PRIMARIA	19.98	-	-	-	3	8.35	0.25	LOSA	
399	RIO LAS VUELTAS	SEGUNDARIA	28.10	-	-	-	3	9.40	0.30	LOSA	
405	QUEBRADA VARGAS	PRIMARIA	25.00	-	-	-	3	11.00	0.26	LOSA	
406	RIO MACHUCA	PRIMARIA	42.83	H15-44	-	1962	3	12.00	0.42	LOSA	
459	RIO POAS	PRIMARIA	120.00	HS20-44	-	1970	3	44.00	2.15	T	
460	RIO GR. TARCOLES	PRIMARIA	43.76	HS20-44	-	1966	3	17.20	0.69	OTRA	
503	RIO PACUARE	PRIMARIA	320.00	HS20-44	1972	-	10	17.72	1.44	I	
541	CIENEGUITA	PRIMARIA	50.40	-	-	-	3	21.00	0.60	OTRA	
544	P.S.S.R.N. 27	PRIMARIA	40.00	-	-	-	2	20.00	0.85	OTRA	
545	RIO REVENTAZON	PRIMARIA	341.40	-	-	1978	5	82.80	2.80	CAJON	
546	RIO TORO AMARILLO	PRIMARIA	258.60	HS20-44	1965	-	4	82.80	3.25	CAJON	
547	RIO SUCIO	PRIMARIA	187.25	HS20+25%	-	1986	2	102.00	4.13	CAJON	
571	RIO NARANJO 2	PRIMARIA	198.75	HS20+25%	-	2006	4	56.20	2.00	I	
							PROMEDIO	3.36	36.37	1.43	-

CUADRO 2. CARACTERISTICAS DE LOS PUENTES DE CONCRETO EN COSTA RICA BAJO LA CATEGORIA VIGA SIMPLE											
NUMERO	NOMBRE	TIPO DE RUTA	DISTANCIA (m)	CARAGA VIVA	DISEÑO	CONSTRUCCION	TRAMOS	TRAMO MAYOR (m)	PERALTE VIGA (m)	VIGA TIPO	
34	RIO SANTA RITA	PRIMARIA	12.30	H15-44	-	-	1	12.30	0.61	T	
37	RIO NANDAYURE	PRIMARIA	29.55	H15-44	-	1969	3	9.85	0.45	LOSA	
41	RIO DIRIA	PRIMARIA	56.68	H15-44	-	1958	3	10.34	0.51	T	
83	RIO BANANO	SEGUNDARIA	103.70	H15-44	1975	-	4	28.00	1.52	I	
87	RIO PALO SECO	PRIMARIA	36.00	HS20-44	-	1988	1	36.00	1.60	I	
162	RIO KOPPER	PRIMARIA	34.50	HS20-44	-	1982	2	17.00	1.05	I	
211	RIO ESTERO NEGRO	PRIMARIA	106.90	HS20-44	-	1998	4	25.00	1.37	I	
213	RIO CHIMURRIA	PRIMARIA	63.36	HS20-44	1967	-	3	17.00	0.97	I	
234	RIO HERNANDEZ	PRIMARIA	26.20	HS20-44	1977	-	1	26.20	1.37	I	
249	RIO VISCAYA	PRIMARIA	68.20	H15-44	1973	-	3	22.00	1.22	I	
330	RIO MASTATE	SEGUNDARIA	9.60	H15-44	-	1949	1	9.60	0.90	T	
487	RIO SAN JOSE	PRIMARIA	40.50	HS20-44	1976	-	2	20.00	1.22	I	
488	RIO AGUAS ZARCAS	PRIMARIA	22.00	HS20-44	-	1978	1	22.00	1.22	I	
490	RIO BURIO	PRIMARIA	45.70	HS20-44	-	1982	2	19.00	1.26	I	
491	RIO ISLA GRANDE	PRIMARIA	35.00	HS20-44	1976	-	1	35.00	1.60	I	
493	QUEBRADA TIGRE	PRIMARIA	55.50	HS20-44	-	-	2	27.75	1.22	I	
494	RIO SAN CARLOS	PRIMARIA	81.83	HS20-44	1978	-	3	25.00	1.37	I	
503	RIO PACUARE	PRIMARIA	320.00	HS20-44	1974	-	10	33.40	1.98	I	
512	RIO HONDO	PRIMARIA	46.48	HS20-44	-	1974	2	22.00	1.22	I	
519	RIO NARANJO 2	PRIMARIA	26.20	H15-44	1973	-	1	26.20	1.37	I	
533	RIO COSTA RICA	PRIMARIA	35.00	HS20-44	1976	-	1	35.00	1.60	I	
534	QUEBRADA CALDERON	PRIMARIA	25.00	HS20-44	-	1974	1	25.00	1.37	I	
535	RIO JIMENEZ	PRIMARIA	61.22	HS20-44	-	1982	2	30.00	1.60	I	
537	RIO ROCA	PRIMARIA	60.50	HS20-44	-	1982	2	30.25	1.60	I	
539	RIO DESTIERRO	PRIMARIA	96.00	HS20-44	1976	-	3	35.00	1.60	I	
581	RIO BARRANCA	PRIMARIA	177.80	HS20-44	1986	-	5	35.00	1.60	I	
595	RIO CUBA	PRIMARIA	68.60	HS20-44	-	1974	3	22.00	1.22	I	
							PROMEDIO	2.48	24.29	1.28	-

CUADRO 3. DATOS COMPLEMENTARIOS DE LOS PUENTES DE CONCRETO EN COSTA RICA BAJO LA CATEGORIA VIGA CONTINUA								
NUMERO	NOMBRE	EDAD (años)	MAYOR TRAMO (m)	PERALTE VIGA (m)	ESPESOR VIGA (m)	DISTANCIA A COSTA (km)	NIVEL DE DAÑO	RELACION DE DISEÑO
3	RIO TABACO	-	12.00	0.64	16	1.17	2	18.75
51	QUEBRADA MP	11	27.00	1.13	45	1.53	2	24.00
76	RIO ABANGARES	84	18.00	0.70	-	18.40	4	25.71
81	RIO CHIRRIPO	9	82.80	2.50	100	54.23	-	33.12
90	RIO UVITA	26	25.70	1.80	90	1.91	3	14.28
91	RIO TARCOLES	38	83.00	-	-	4.16	3	-
111	RIO VIRILLA	56	20.00	0.90	87	64.08	2	22.22
119	RIO ALAJUELA 1/2	-	3.88	0.95	-	50.67	3	4.08
165	RIO PARRITA	10	57.10	2.00	63.5	3.43	2	28.55
193	RIO PAQUITA	10	56.25	2.00	63.5	1.58	-	28.13
196	RIO PORTALON	11	45.00	1.84	15	2.80	4	24.46
203	RIO SAN CARLOS	42	61.00	2.95	33	74.35	-	20.68
260	RIO ROSALES	-	8.90	0.68	50	47.24	-	13.09
366	RIO NARANJO	-	18.70	0.65	20	59.29	3	28.77
367	RIO LOAIZA	-	14.60	0.85	48	56.96	4	17.18
386	QUEBRADA EF	-	8.35	0.25	-	56.73	2	33.40
399	RIO LAS VUELTAS	-	9.40	0.30	-	63.48	4	31.33
405	QUEBRADA VARGAS	-	11.00	0.26	20	21.76	3	42.11
406	RIO MACHUCA	54	12.00	0.42	-	23.16	3	28.57
459	RIO POAS	46	44.00	2.15	25	43.53	-	20.47
460	RIO GR. TARCOLES	50	17.20	0.69	30	32.87	-	24.93
503	RIO PACUARE	44	17.72	1.44	45	26.55	2	12.31
541	CIENEGUITA	-	21.00	0.60	-	0.33	3	35.00
544	P.S.S.R.N. 27	-	20.00	0.85	-	53.46	4	23.53
545	RIO REVENTAZON	38	82.80	2.80	20	29.50	3	29.57
546	RIO TORO AMARILLO	51	82.80	3.25	12.5	48.04	1	25.48
547	RIO SUCIO	30	102.00	4.13	20	63.65	2	24.73
571	RIO NARANJO 2	10	56.20	2.00	63.5	5.02	3	28.10
PROMEDIO		34.4	36.37	1.43	43.35	32.09	3	24.54

CUADRO 4. DATOS COMPLEMENTARIOS DE LOS PUENTES DE CONCRETO EN COSTA RICA BAJO LA CATEGORIA VIGA SIMPLE								
NUMERO	NOMBRE	EDAD (años)	MAYOR TRAMO (m)	PERALTE VIGA (m)	ESPESOR VIGA (m)	DISTANCIA A COSTA (km)	NIVEL DE DAÑO	RELACION DE DISEÑO
37	RIO NANDAYURE	47	9.85	0.45	-	6.09	3	21.89
41	RIO DIRIA	58	10.34	0.51	-	27.97	2	20.27
83	RIO BANANO	41	28.00	1.52	48.00	2.60	4	18.42
87	RIO PALO SECO	28	36.00	1.60	71.10	5.80	3	22.50
162	RIO KOPPER	34	17.00	1.05	48.00	67.78	1	16.19
211	RIO ESTERO NEGRO	18	25.00	1.37	49.00	0.11	2	18.25
213	RIO CHIMURRIA	49	17.00	0.97	48.00	93.63	4	17.53
234	RIO HERNANDEZ	39	26.20	1.37	45.00	92.21	4	19.12
249	RIO VISCAYA	43	22.00	1.22	48.00	0.19	-	18.03
487	RIO SAN JOSE	40	20.00	1.22	48.00	55.50	-	-
488	RIO AGUAS ZARCAS	38	22.00	1.22	48.00	67.76	3	18.03
490	RIO BURIO	34	19.00	1.26	-	62.65	-	15.08
491	RIO ISLA GRANDE	40	35.00	1.60	71.10	53.44	2	21.88
493	QUEBRADA TIGRE	-	27.75	1.22	71.10	53.83	-	22.75
494	RIO SAN CARLOS	38	25.00	1.37	48.00	66.36	3	18.25
503	RIO PACUARE	42	33.40	1.98	45.00	26.55	3	16.87
512	RIO HONDO	42	22.00	1.22	48.00	21.10	2	18.03
519	RIO NARANJO 2	43	26.20	1.37	48.00	62.10	-	19.12
533	RIO COSTA RICA	40	35.00	1.60	-	51.77	-	21.88
534	QUEBRADA CALDERON	42	25.00	1.37	48.00	16.89	-	18.25
535	RIO JIMENEZ	34	30.00	1.60	71.10	40.73	-	18.75
537	RIO ROCA	34	30.25	1.60	71.10	41.00	-	18.91
539	RIO DESTIERRO	40	35.00	1.60	71.10	32.10	2	21.88
581	RIO BARRANCA	30	35.00	1.60	71.10	0.22	-	21.88
595	RIO CUBA	42	22.00	1.22	48.00	8.64	4	18.03
PROMEDIO		39.00	25.36	1.32	55.46	38.28	3	19.15

CUADRO 5. ESCALA DE NIVEL DE DAÑO			
NIVEL DE DAÑO	DESCRIPCION	COLOR	ANEXO DE EJEMPLO
1	Insignificante presencia de daños		#43
2	Menos de 25% de elementos comprometidos		#19
3	50% de algún elemento necesita mantenimiento		#26
4	Elementos extremadamente comprometidos		#39

Gráficos porcentuales

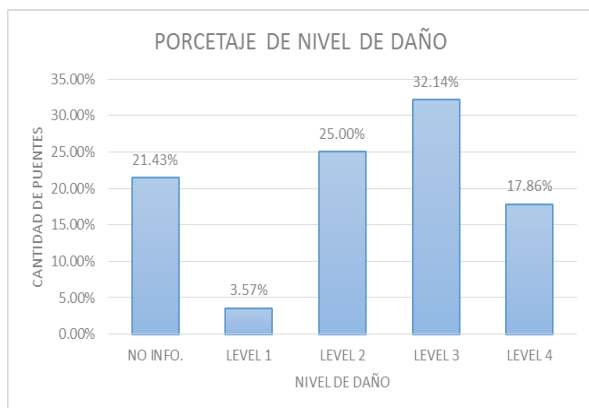


Figura 21. Distribución del nivel de daño en forma porcentual para puentes tipo viga continua. Fuente: Elaboración propia usando SAEP.

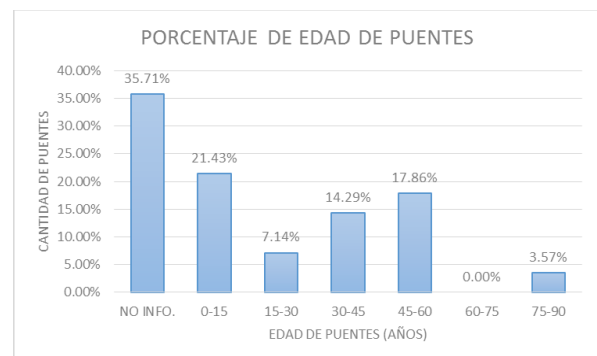


Figura 22. Distribución de edad de puentes en forma porcentual para puentes tipo viga continua. Fuente: Elaboración propia usando SAEP.

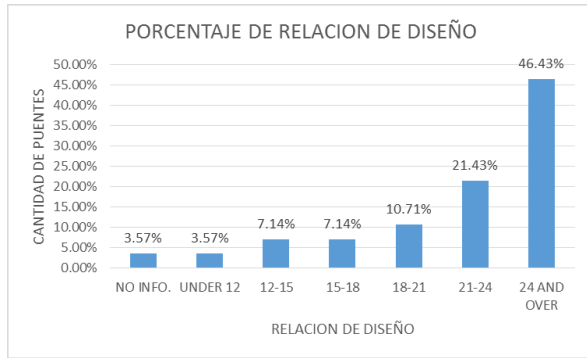


Figura 23. Distribución de la relación de diseño en forma porcentual para puentes tipo viga continua. Fuente: Elaboración propia usando SAEP.

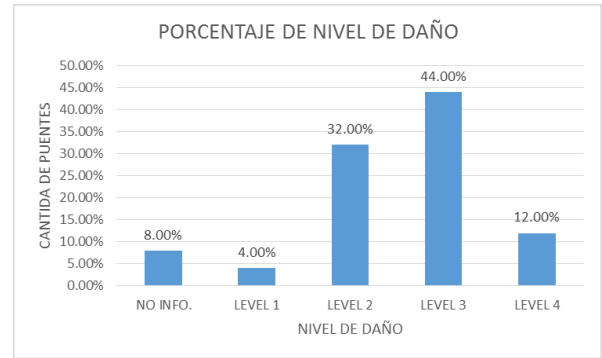


Figura 24. Distribución del nivel de daño en forma porcentual para puentes tipo viga simple. Fuente: Elaboración propia usando SAEP.

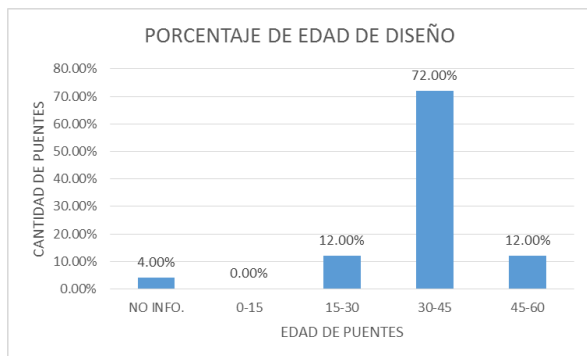


Figura 25. Distribución de edad de puentes en forma porcentual para puentes tipo viga simple. Fuente: Elaboración propia usando SAEP.

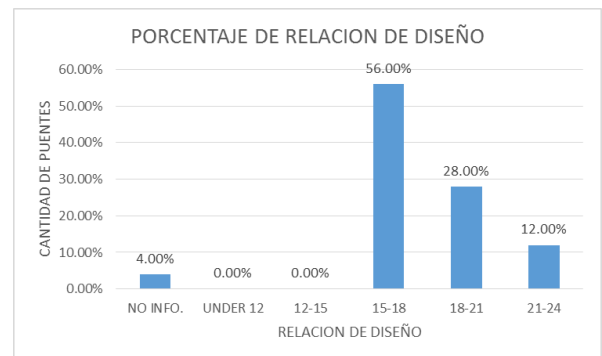
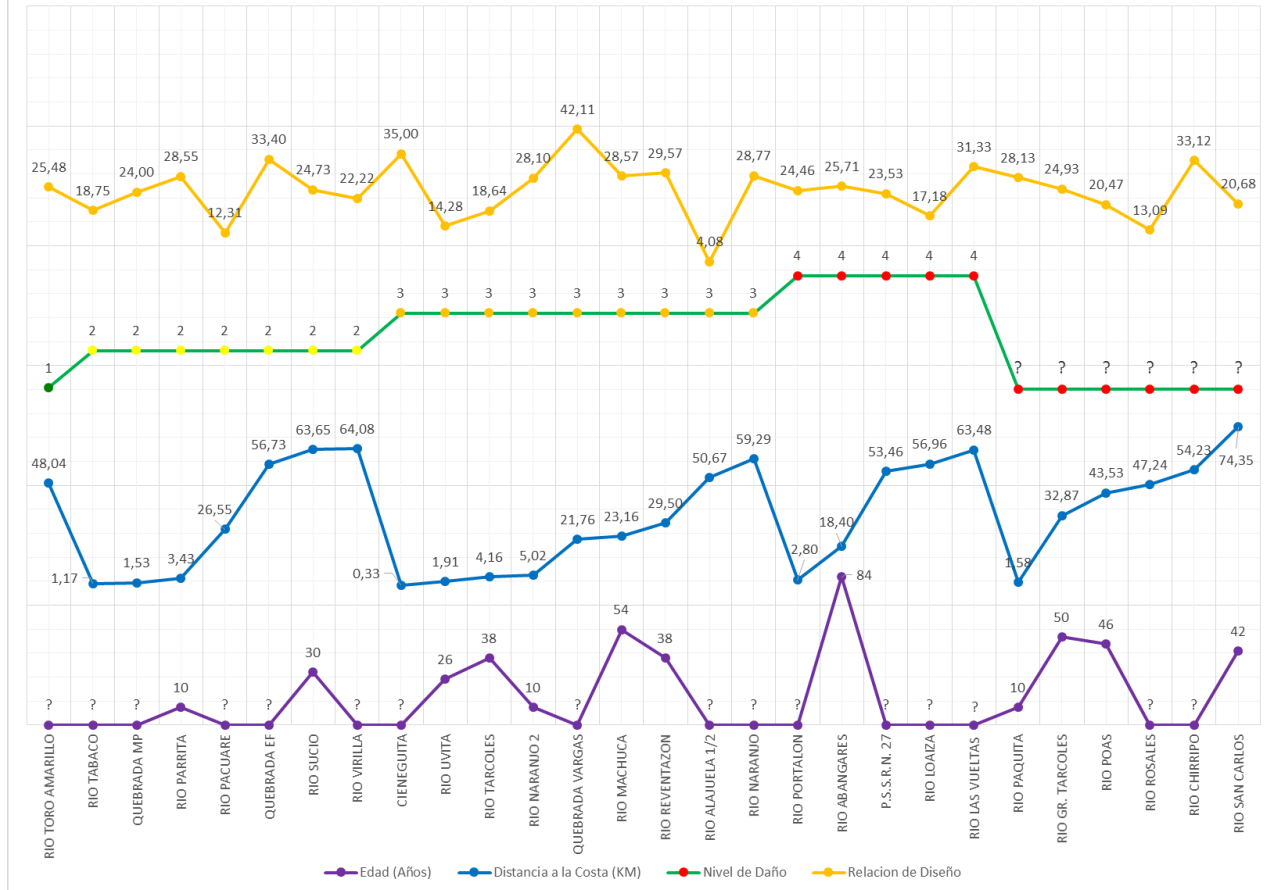


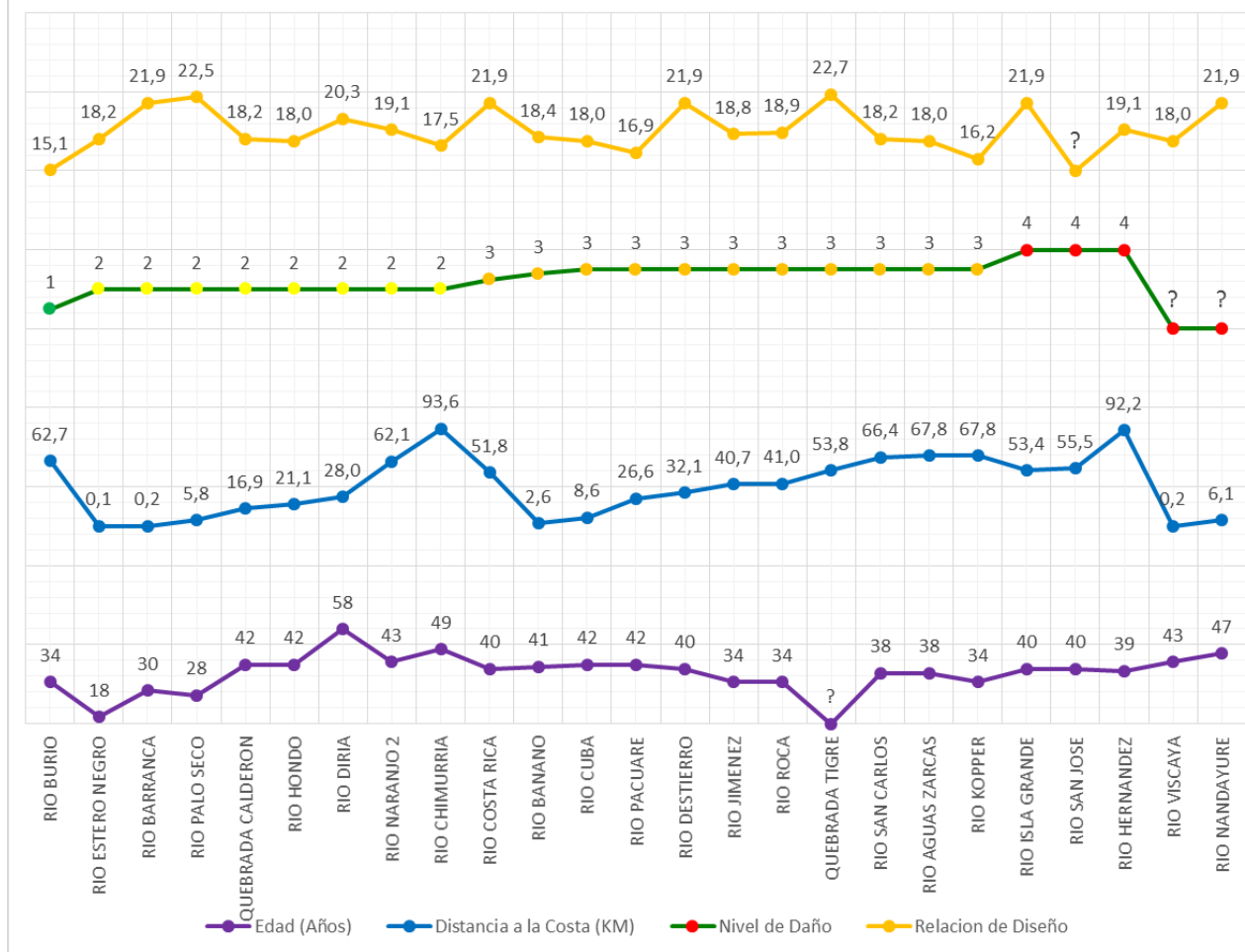
Figura 26. Distribución de la relación de diseño en forma porcentual para puentes tipo viga simple. Fuente: Elaboración propia usando SAEP.

Figura 27. Edad, distancia a la costa, nivel de daño y relación de diseño para los puentes tipo viga continua



Fuente: Elaboración propia usando SAEP.

Figura 28. Edad, distancia a la costa, nivel de daño y relación de diseño para los puentes tipo viga simple



Fuente: Elaboración propia usando SAEP.

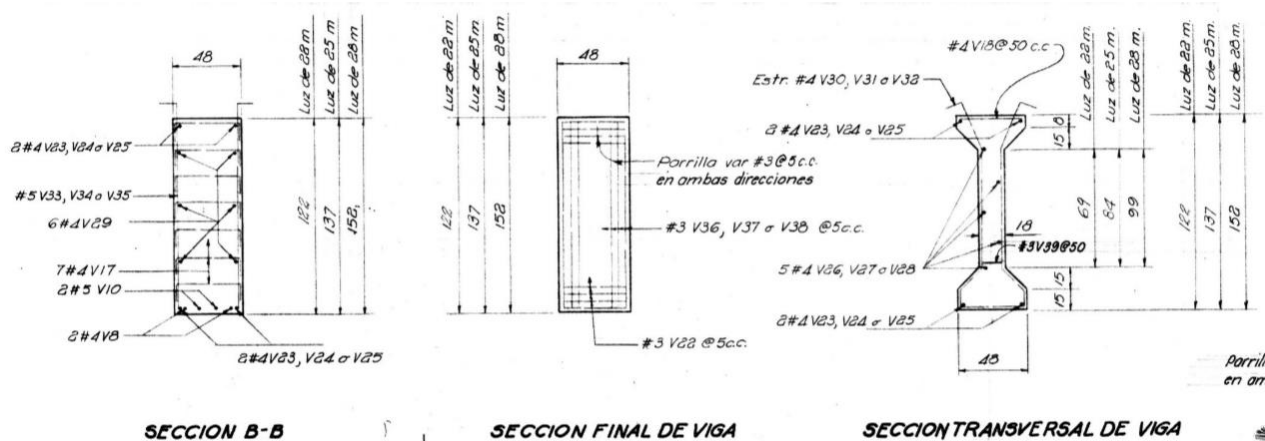


Figura 29. Sección típica de viga simple con dimensiones reales con el detalle de acero. Fuente: Tomado de la información del río Kopper del sitio web SAEP.

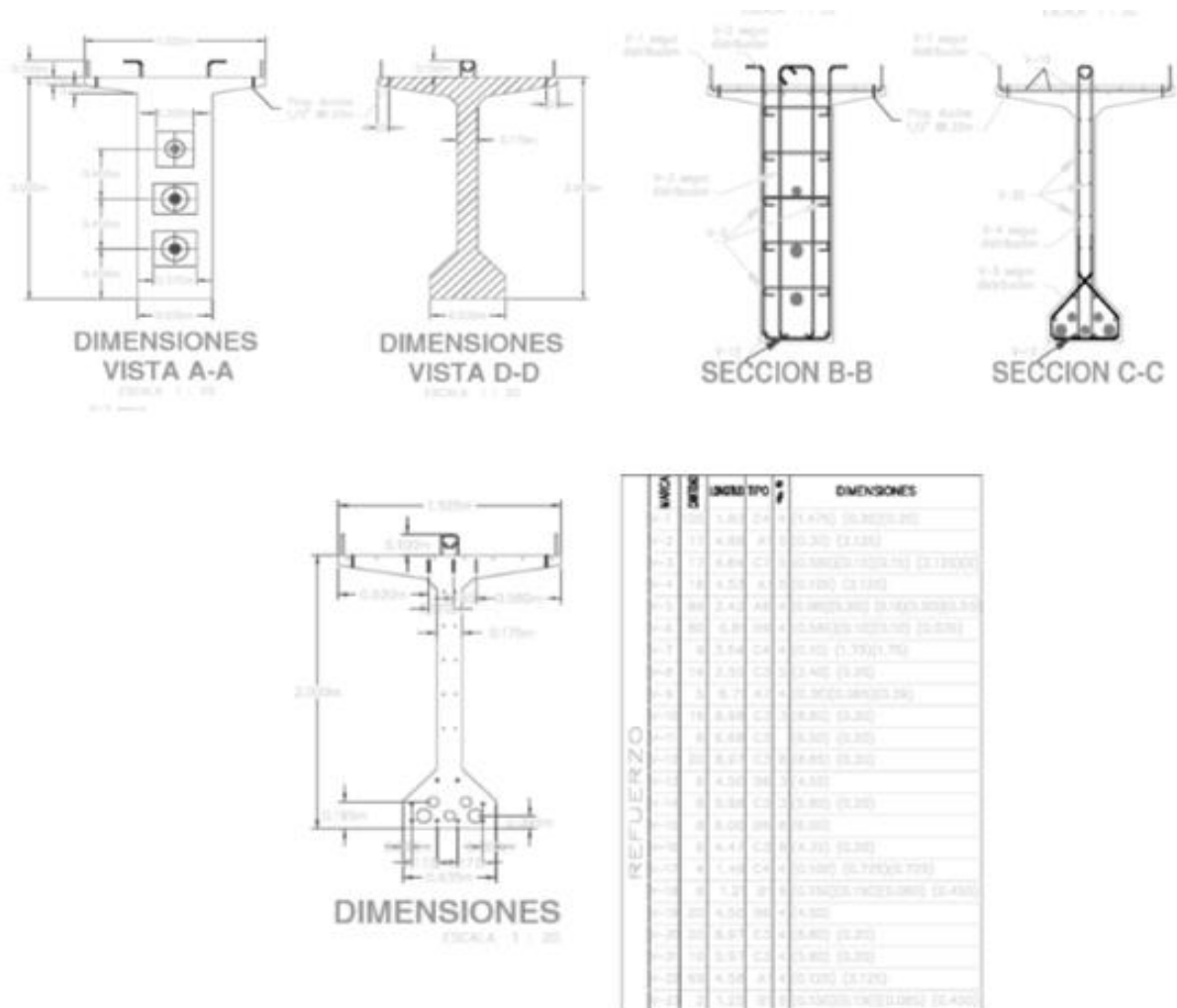


Figura 30. Sección típica de viga continua con dimensiones reales con el detalle de acero. Fuente: Tomado de la información del río Naranjo 2 del sitio web SAEP.

Daños en Estructuras

De varios reportes, notas, figuras y fotografías sobre el estado de los puentes disponibles en el sitio web SAEP, se logra identificar ciertos daños en las estructuras existentes. Ellos son:

- Alerones totalmente separados de los bastiones.
- Grietas en zonas críticas de los bastiones.
- Asentamiento del concreto.
- Agrietamiento longitudinal de vigas secundarias.
- Agrietamiento del concreto en vigas principales cerca de los bastiones de aproximadamente 1,5 m de longitud.
- Eflorescencia en vigas, pilas, bastiones, superficie de ruedo y en los alerones en la mayoría de puentes.
- Fallas en el recubrimiento de pilas y bastiones.
- Agrietamiento bidimensional en los bastiones.

- Acero expuesto corroído en la superficie de ruedo.
- Segregación en la superficie de ruedo.
- Presencia de vegetación en el cuerpo de los bastiones, en la mayoría de pilas, en las barandas de concreto y en algunas vigas.
- Agrietamiento longitudinal en la superficie de ruedo.
- Desplazamientos de los apoyos.
- Manchas blancas y negras en pilas, bastiones y vigas.
- Filtración de agua en la parte inferior de las vigas principales y en la parte superior de tanto pilas como los bastiones.
- Pérdida de secciones de concreto en la base de pilas y bastiones.
- Juntas de expansión obstruidas con asfalto, concreto o vegetación en algunas estructuras.
- Barandas de concreto deformadas debido a golpes/accidentes.

- Pilas y bastiones expuestos a fluidos ácidos y a fuego debido a presencia de indigentes.
- Pérdida de secciones en la superficie de ruedo.
- Acero expuesto y corrido en barandas de concreto.
- Faltante de secciones en las vigas diafragmas.
- Corrosión en la parte inferior de las pilas debido a la pérdida de secciones de concreto causadas por los golpes de distintos materiales sólidos que vienen con la corriente del río.
- Erosión en las pilas en su parte inferior que puede resultar en acero expuesto.
- Falta de anclajes en las barandas de concreto.
- Desgaste de las superficies de rodamiento.
- Presencia de nidos de concreto que han obstruido las áreas de drenaje.
- Corrosión en las principales vigas de concreto reforzado.

Vigas Postensadas

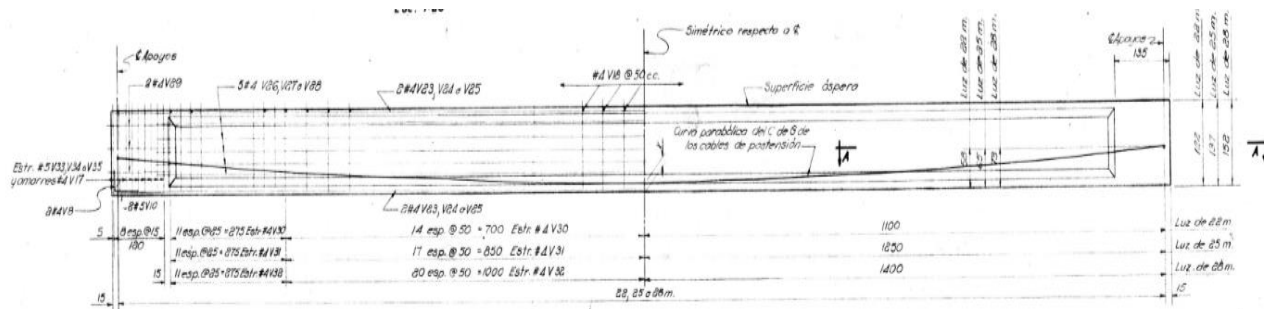


Figura 31. Acero de refuerzo y distribución de tensores para viga simple de la viga principal del río Kooper en el tramo central. Fuente: Planos disponibles para río Kooper en el sitio de SAEP, 2016.

Después de ver, analizar y procesar la información obtenida con SAEP, se concluye que el puente típico de Costa Rica bajo la categoría de viga continua tiene las siguientes características:

- Vigas tipo T.
- Altura de viga de 2 m.
- Ancho de viga en parte superior es de 1,52m.

- Ancho de viga en parte inferior es de 0,63 m.
- Tramo más largo es de 57,1 m.
- El detalle del acero de refuerzo es aquel que se encuentra en los planos del puente sobre el río Parrita y sobre el río Naranja 2.

Las características reales del puente río Kooper son:

- Viga tipo T.

- Altura de viga: 1,37 m.
- Ancho superior: 0,48 m.

- Ancho inferior: 0,48 m.
- Longitud de tramo: 57,1 m.

**NOTAS DE DISEÑO
CARGA VIVA H15-44**

La fuerza de postensión final por viga despues de ocurridas las pérdidas será como sigue:

Luz (m)	F(x=12.5 cm)	F(x=15 m)	F(x=18 cm)
22	246.000 Kg.	255.000 Kg.	264.000 Kg.
25	281.000 Kg.	290.000 Kg.	299.000 Kg.
28	321.000 Kg.	332.000 Kg.	339.000 Kg.

Pérdidas del acero se suponen en 1750 Kg/cm²
 Resistencia del hormigón: f'ci=4500 Kg/cm² (315 Kg/cm²)
 fc = 5000 Kg/cm² (350 Kg/cm²)

Figura 32. Información sobre la fuerza aplicada en los tensores para viga simple de la viga principal del río Koooper. Fuente: Planos disponibles para río Koooper en el sitio de SAEP, 2016.

Modelación Quebrada El Fierro

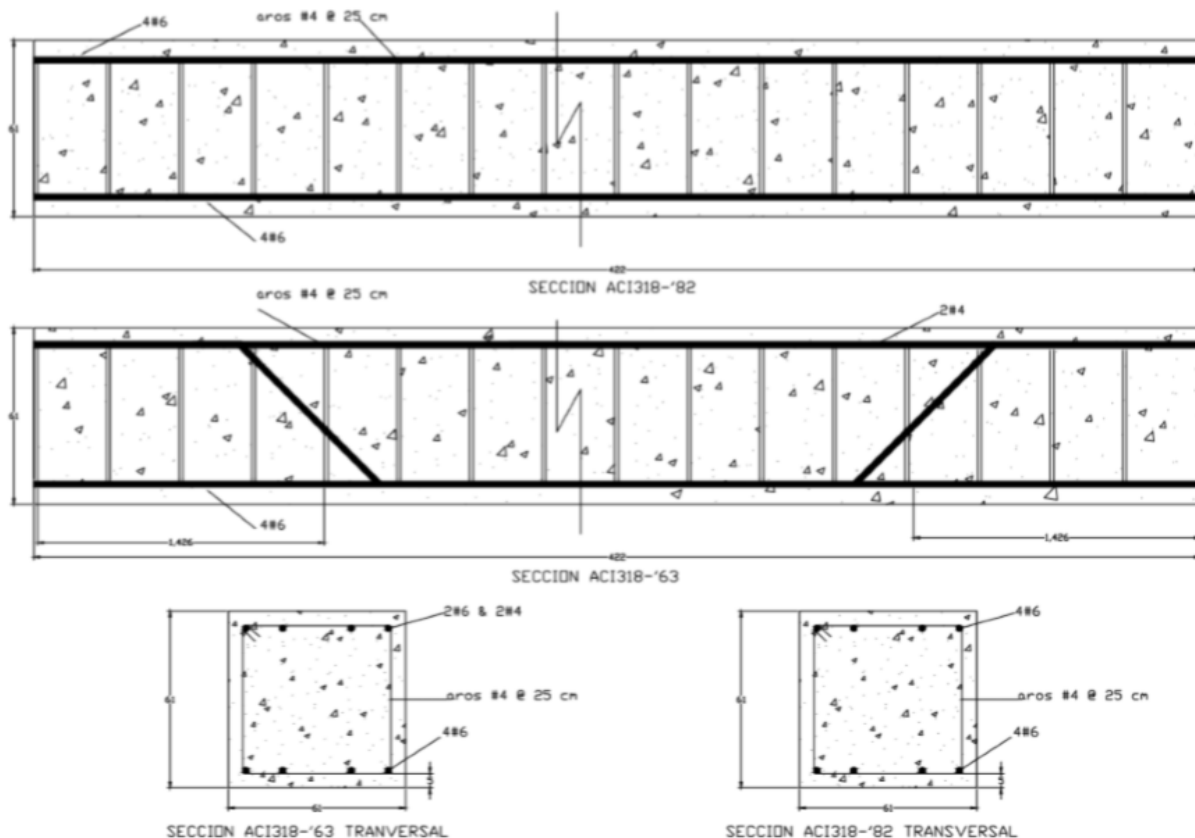


Figura 33. Detalle de la distribución del acero de refuerzo para la viga secundaria de la Pila 1 de quebrada El Fierro bajo dos distintos códigos de concreto estructural. Fuente: Elaboración propia.

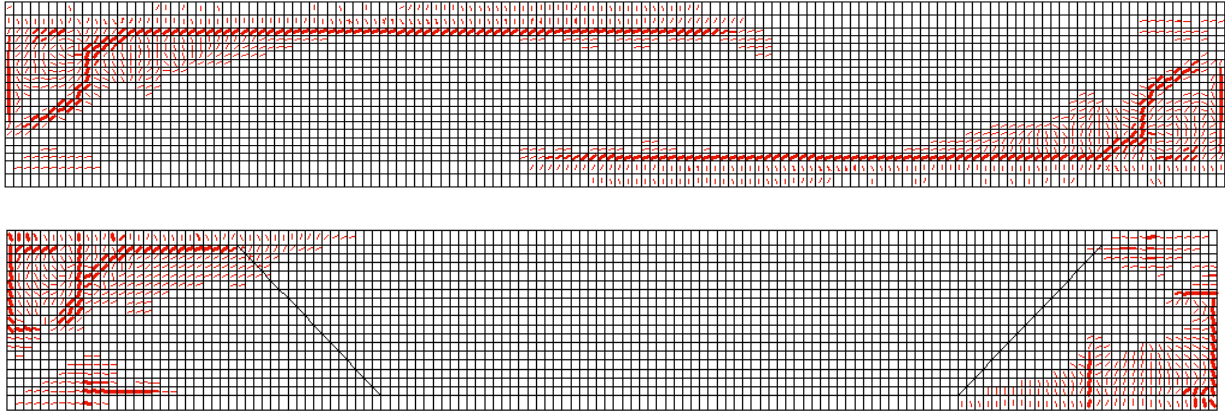


Figura 34. Comparación del patrón de agrietamiento de los modelos ACI18-82 (arriba) y con el ACI318-63 (abajo) con un f_c de 28MPa. Fuente: Elaboración propia.

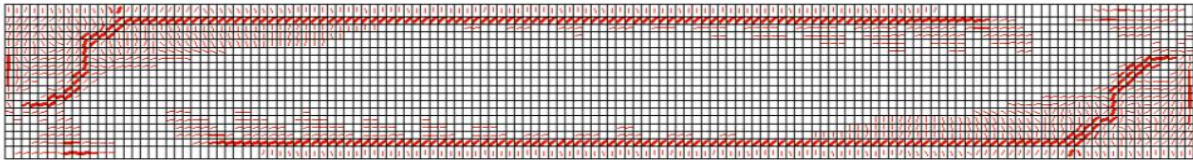


Figura 35. Comparación del modelo seleccionado, ACI18-82, con la fotografía disponible de la viga en la Pila 1 con las grietas resaltadas con un f_c de 22MPa. Fuente: Elaboración propia.

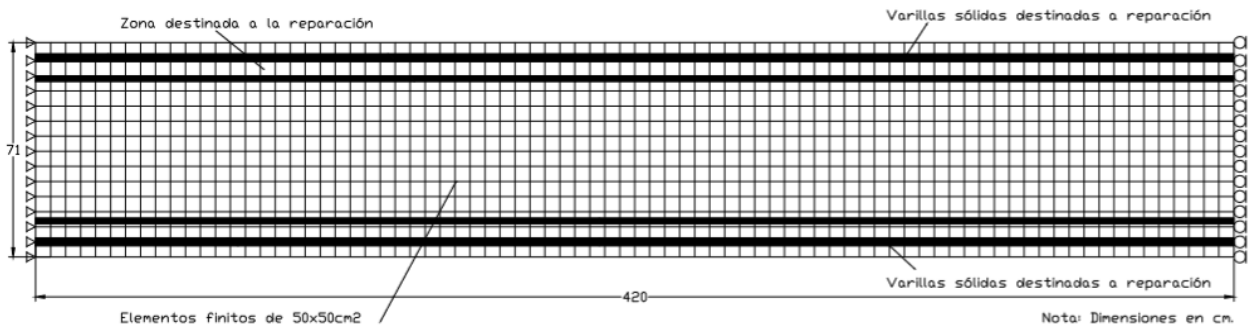


Figura 36. Malla de elementos finitos para la viga secundaria donde se observan las varillas sólidas y las regiones acopladas. Fuente: Elaboración propia.

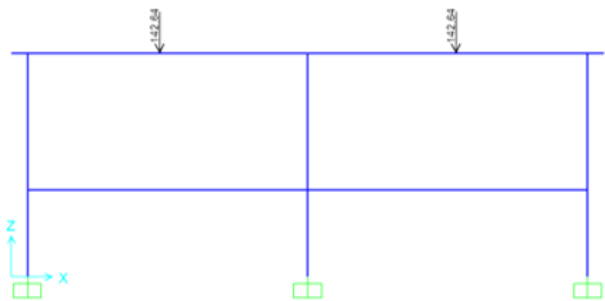


Figura 37. Marco de concreto de 2D de la Pila 1 uno con la carga vehicular de un camión HS20 aplicado en el centro de cada carril.
Fuente: Elaboración propia.

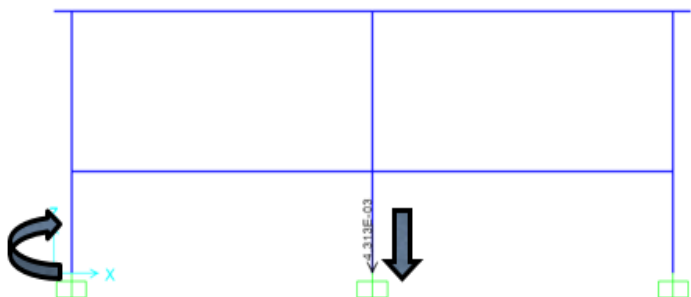


Figura 38. Marco de concreto de 2D de la Pila 1 con el asentamiento de la columna central en conjunto con la rotación del cimiento izquierdo. Fuente: Elaboración propia.



Figura 39. Diagrama de momento para la viga secundaria en la condición original, bajo el efecto de carga muerta y carga viva. Fuente: Elaboración propia.

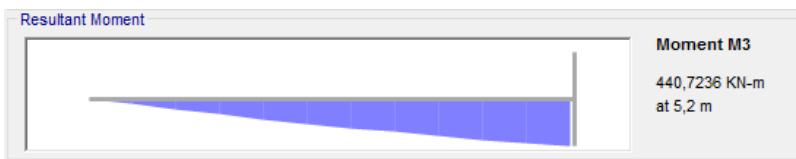


Figura 40. Diagrama de momento para la viga secundaria bajo el efecto de la rotación de un cimiento, el asentamiento de la columna central, la carga muerta y la carga viva de la estructura. Fuente: Elaboración propia.

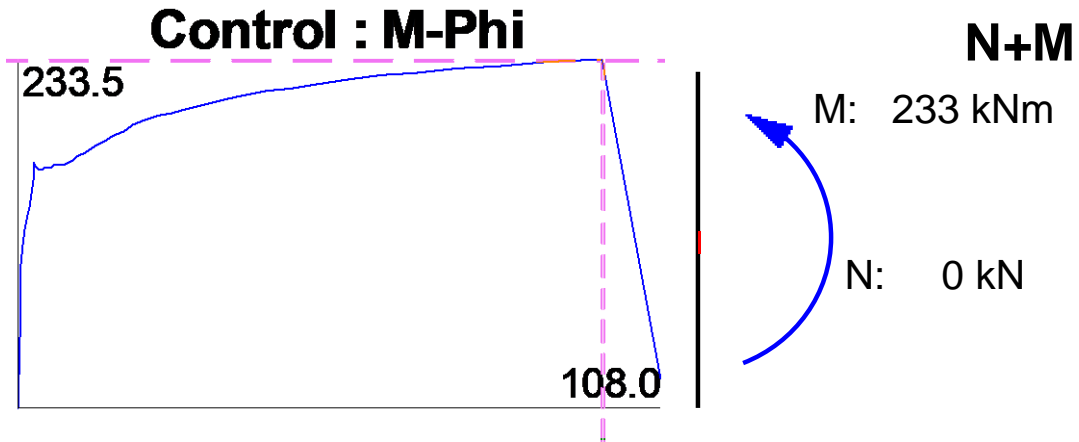
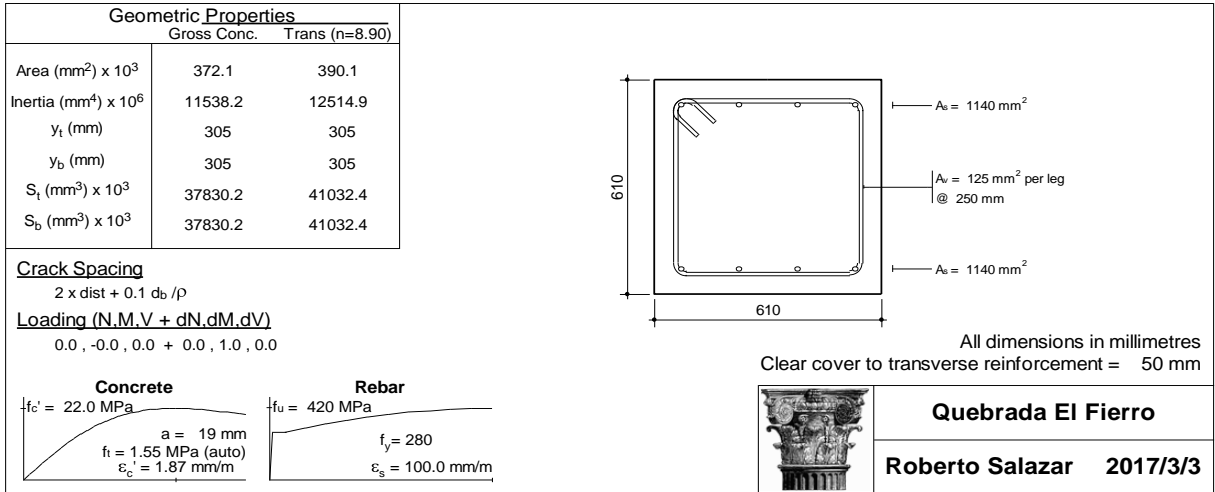


Figura 41. Propiedades geométricas, sección transversal y momento máximo que resiste la viga secundaria de la Pila 1 de quebrada El Fierro según Response2000. Fuente: Elaboración propia.

Modelación Río Kooper

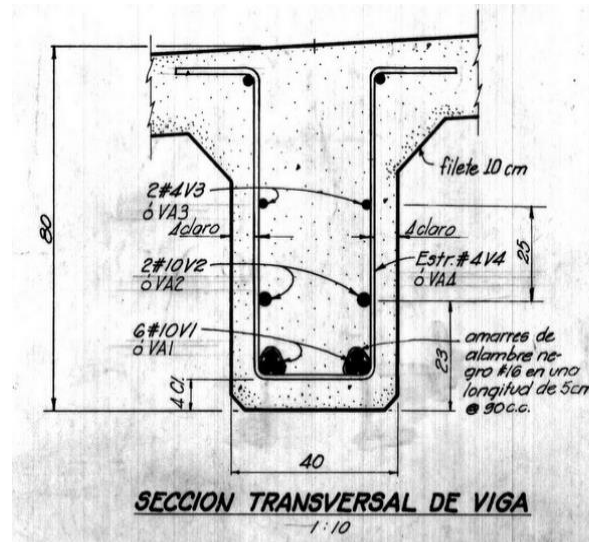


Figura 42. Sección transversal de viga simple tipo T del río Kooper en los tramos extremos donde existen daños por corrosión. Fuente: Planos disponibles para río Kooper en el sitio de SAEF, 2016

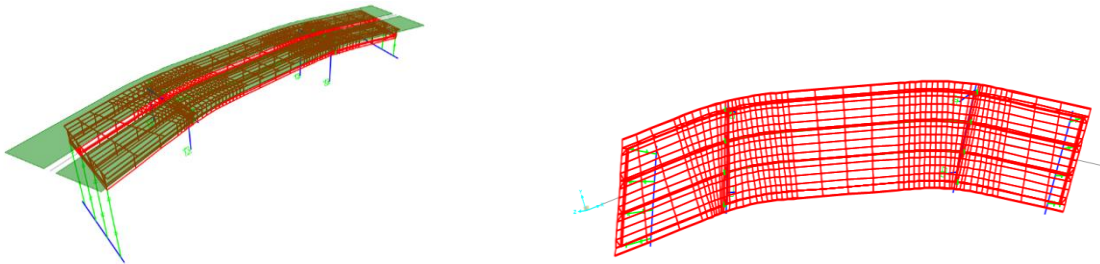


Figura 43. Vista del modelo en 3D y vista en planta para el puente río Kooper. Fuente: Elaboración propia, 2017.

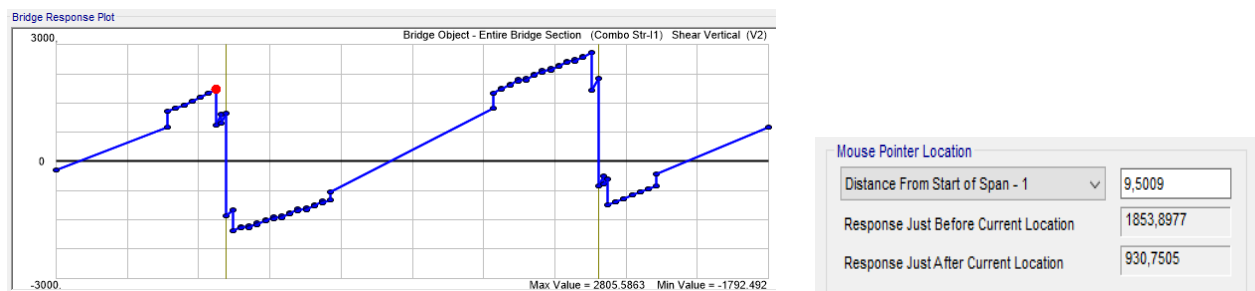


Figura 44. Respuesta en cortante en kN de la combinación tipo ST1 para toda la longitud del puente río Kooper, donde el punto rojo indica el valor máximo de cortante en las vigas que presentan corrosión. Fuente: Elaboración propia, 2017.

Reparaciones de Elementos de Concreto en Flexión con FRP

En el siguiente cuadro se muestran los cálculos respectivos para la viga secundaria del puente quebrada El Fierro, con el fin de explicar el procedimiento de análisis de una sección en particular. Esta viga secundaria tiene una relación de $d'/d=0,115$. El valor de $\Delta\mu_{Ed,f}$ para esta viga secundaria corresponde a 0,1058. Por medio de

una interpolación con los datos del cuadro 8 se obtiene que el valor de $\zeta=0,147$.

La otra tabulación se muestra con el fin de que este tipo de reparaciones sean aplicadas a elementos estructurales similares de una manera rápida y sencilla. De esta manera, no existe la necesidad de realizar todo el procedimiento matemático. Para valores de d'/d y demás parámetros que no se muestren en el cuadro 9 pero que estén en valores intermedios, se puede hacer uso de la interpolación sin ningún problema.

Cuadro 8. Normalización de $\Delta\mu_{Ed,f}$ para la viga en estudio.

$d'/d=$	0,115	
ϵ_{fd}	ζ	$\Delta\mu_{Ed, f}$
0,0060	0,650	0,378
0,0065	0,605	0,359
0,0069	0,562	0,340
0,0075	0,523	0,322
0,0080	0,486	0,304
0,0086	0,452	0,287
0,0093	0,421	0,271
0,0100	0,391	0,255
0,0107	0,364	0,240
0,0115	0,338	0,225
0,0124	0,315	0,212
0,0133	0,293	0,198
0,0143	0,272	0,186
0,0154	0,253	0,174
0,0166	0,235	0,163
0,0178	0,219	0,153
0,0192	0,204	0,143
0,0206	0,189	0,134
0,0222	0,176	0,125
0,0238	0,164	0,117
0,0256	0,152	0,109
0,0275	0,142	0,102
0,0296	0,132	0,095
0,0319	0,122	0,089
0,0343	0,114	0,083
0,0368	0,106	0,077

Fuente. Elaboración propia.

Cuadro 9. Normalización de $\Delta\mu_{Ed,f}$ para diferentes relaciones d'/d

$d'/d=$	0,050		0,100		0,150	
ϵ_{fd}	ζ	$\Delta\mu_{Ed, f}$	ζ	$\Delta\mu_{Ed, f}$	ζ	$\Delta\mu_{Ed, f}$
0,0022	0,645	0,347	0,675	0,381	0,706	0,417
0,0024	0,623	0,339	0,652	0,372	0,682	0,407
0,0026	0,602	0,331	0,631	0,364	0,660	0,398
0,0028	0,583	0,324	0,611	0,356	0,639	0,389
0,0030	0,565	0,317	0,592	0,348	0,619	0,380
0,0035	0,525	0,300	0,550	0,329	0,575	0,360
0,0040	0,490	0,285	0,513	0,312	0,537	0,341
0,0045	0,459	0,271	0,481	0,297	0,503	0,325
0,0050	0,432	0,258	0,453	0,283	0,474	0,309
0,0055	0,408	0,246	0,428	0,270	0,447	0,295
0,0060	0,387	0,236	0,405	0,258	0,424	0,282
0,0065	0,368	0,220	0,385	0,248	0,403	0,271
0,0070	0,350	0,217	0,367	0,238	0,383	0,260
0,0075	0,334	0,208	0,350	0,228	0,366	0,250
0,0080	0,320	0,200	0,335	0,220	0,350	0,240
0,0085	0,306	0,193	0,321	0,212	0,335	0,232
0,0090	0,294	0,186	0,308	0,205	0,322	0,224
0,0095	0,283	0,180	0,296	0,198	0,310	0,216
0,0100	0,272	0,174	0,285	0,191	0,298	0,209
0,0105	0,263	0,169	0,275	0,185	0,288	0,202
0,0110	0,253	0,163	0,266	0,179	0,278	0,196
0,0115	0,245	0,159	0,257	0,174	0,268	0,190

Fuente. Background to European seismic design provisions for the retrofit of R.C elements using FRP materials, 2017.

Diseño de Reparaciones en Flexión con FRP

Cuadro 10. Tabuacion de $\Delta\mu$, ζ & ϵ					
DATOS DE SECCION	f'c=	280,000	kg/cm2		
	f'c=	27,459	Mpa		
	fy=	4200,000	kg/cm2		
	fy=	411,879	kg/cm2		
	d=	61,000	cm		
	b=	61,000	cm		
	d (diseño)=	54,730	cm		
	d'=	6,270	cm		
d'/d=	0,115				
ECUACION PRINCIPAL		$\Delta\mu_{Ed,f} = \mu_{Ed} - \mu_{(\rho1+\rho2)}$			
ECUACION A TABULAR		$\Delta\mu_{Ed,f} = 0,85 * 0,8\xi \left(1 + \frac{d'}{d} - 0,4\xi \right)$			
Cálculo de μ_{Ed} & $\mu_{(\rho1+\rho2)}$:		M=	440,724	kN.m	
		μ_{Ed} =	0,159		
		μ (Rho)=	0,053		
		$\Delta\mu_{Ed,f}$ =	0,106		
Cálculo de ξ :					
ACERO EN TENSION			ACERO EN COMPRESION		
4	#	6	4	#	6
As=	11,40	cm2	As'=	11,40	cm2
b=	61	cm	b=	61	cm
d=	61	cm	d=	61	cm
ρ =	0,0031		ρ' =	0,0031	

Fuente: Elaboración propia, 2017

Cuadro 11. Viabilidad de FRP en Flexión			
Cálculo de ξ_{lim} & ξ :			
$\alpha1$ =	1,000	Europa y Canada: $\xi =$	0,147
$\alpha2$ =	1,400	ACI318 Y DEMAS: $\xi =$	0,147
ϵ_{fd} =	0,007	ϵ_{fd} =	0,0265
ξ_{lim} =	0,322	Por lo tanto:	NO VIABLE
ξ_{bal} =	0,640		

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Cuadro 12. Propuesta de Reparación				
Cálculo de As f:				
Ecuaciones Principales				
$\rho_{st} = \frac{\xi * 0,85 * 0,8 * f'c}{fy} + (\rho' - \rho)$			$As_F = \rho_f * b * d$	
	$\rho_{st} =$	0,0067		Por lo tanto: Propuesta Cumple con el Area Requerida
	b=	61,00 cm		
	d=	61,00 cm		
	As=	24,86 cm ²		
Propuesta:	4	#	9	
	As=	25,65 cm ²		

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Propuesta de Reparación en Puente Río Kooper

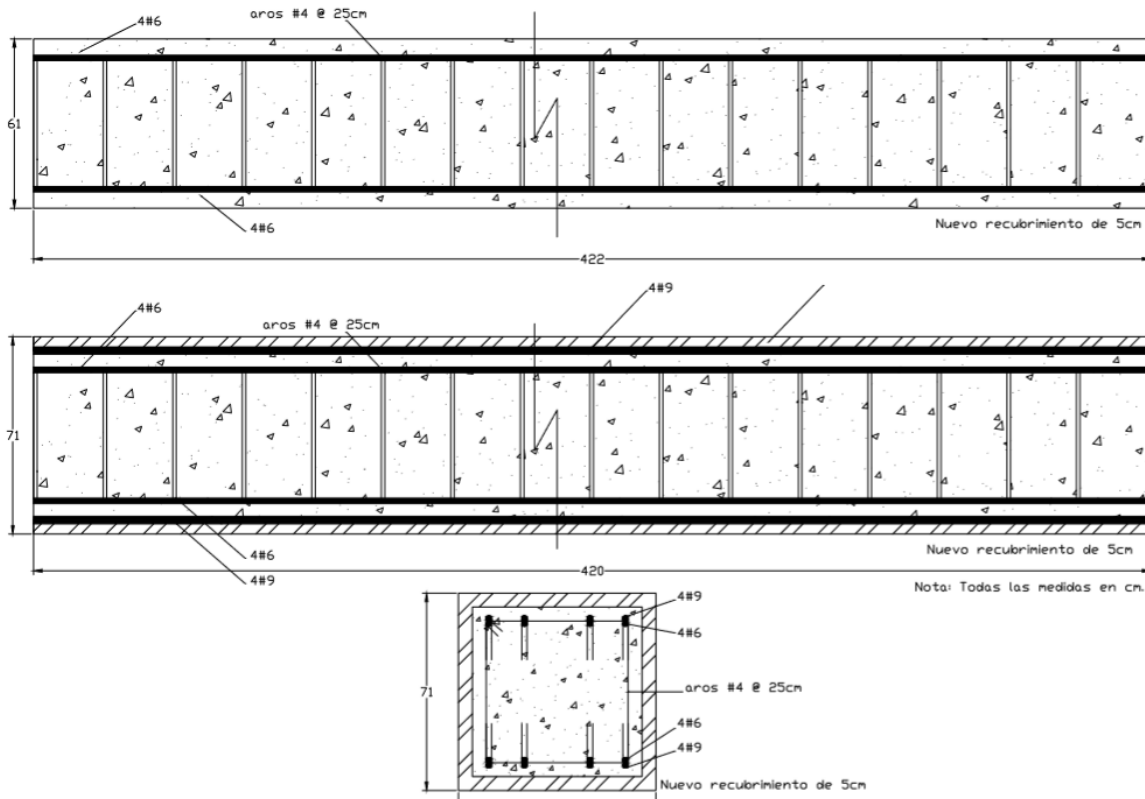


Figura 45. Detalle de la sección original de la viga secundaria (arriba) y detalle de la propuesta de reparación seleccionada (abajo) con nueva sección transversal. Fuente: Elaboración propia.

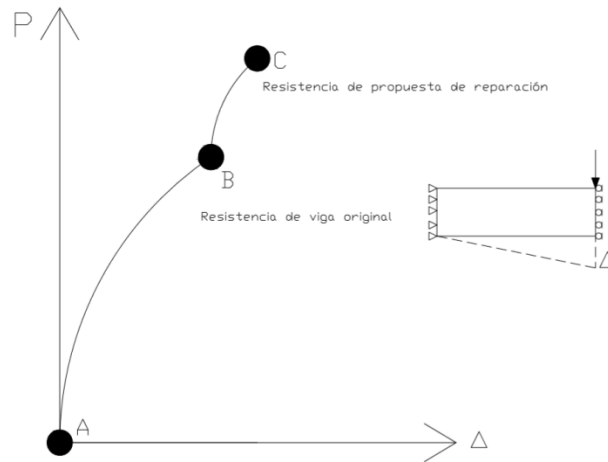


Figura 46. Protocolo de cargas donde se aprecia el efecto de la reparación de la viga secundaria. Fuente: Elaboración propia.

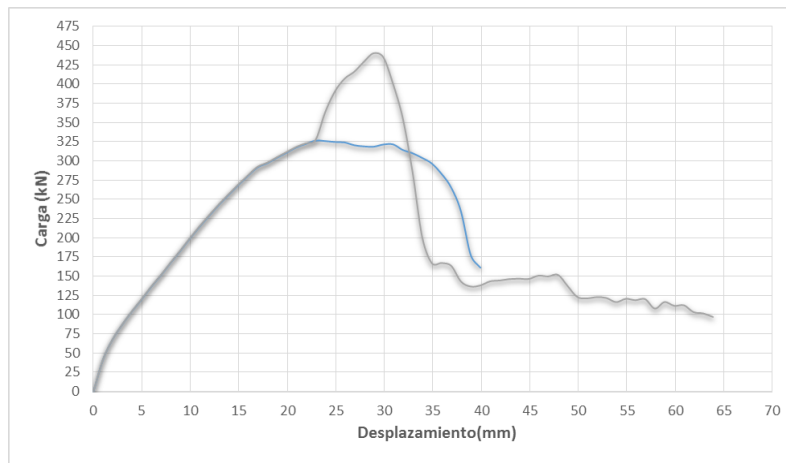


Figura 47. Curvas de esfuerzo-deformación sobrepuestas para el caso ACI318-82 de la sección original y la sección reparada. Fuente: Elaboración propia.

Corrosión en Elementos de Concreto Reforzado

El número de capas de FRP Jacketing para reparar los daños por corrosión se basa en el estudio por cortante. Es por eso que primero se presentan los resultados de corrosión de elementos de concreto reforzado, y con esto, se lleva una secuencia en los mismos resultados.

Cuadro 13. Efectos de Corrosión en Viga Río Kooper					
DATOS DE SECCION	f'c=	350,00	kg/cm2		
	f'c=	34,32	MPa	c=	50,00 mm
	fy=	4200,00	kg/cm2	E s=	200000,00 kg/cm2
	fy=	411,88	MPa	E s=	19613,30 MPa
	d=	1220,00	mm	ε s=	0,002
	b ala=	480,00	mm	h=	1220,00 mm
	d (diseño)=	1168,73	mm	ho=	1120,00 mm
	d'=	62,70	mm	bo=	380,00 mm
	d'/d=	0,0536		b alma=	480,00 mm
Reducción del Area de Acero por Corrosión					
Porcentaje de Corrosión=X=		0,035	Detalle de Acero Transversal		
Cantidad de masa comprometida=γ=		0,07	Aros #	4	
Ecuaciones Principales:			@	500	mm
$A_s^{cor} = A_{st} * (1 - X)^2$			As=	126,68	mm2
			ρ original=	0,00	mm2
			As cor=	117,96	mm2
$\rho_s^{cor} = \frac{A_s^{cor}}{s * b_o}$			ps cor=	0,0006	
			ε s cor=	0,0019	
			fy red=	374,03	MPa
Resistencia a Cortante después de la Corrosión					
$V_{st} = \rho_s^{cor} * b_o * h_o * f_{yst}$			Vst original=	1088,35	kN
			Vc original=	821,49	kN
$V_C = 0,41 * b * \xi * d * \sqrt{f'c}$			Vst=	988,33	kN
			Vst=	988,33	kN
$V_N = V_C + V_{st}$			Vc=	0,00	kN
			VN (Original)=	1909,85	kN
			VN (Agrietado)=	988,33	kN

Fuente: Elaboración propia.

Diseño de FRP Jacketing: Cortante

Cuadro 14. Fuerza a Cortante con FRP Jacketing en Viga Río Kooper			
Cálculo de # de capas "n":			
$V_n^{eff} = V_s^{cor} + V_{w,f}$	V n (eff)=	1853,898	kN
	V s (cor)=	988,329	kN
	kf (v)=	0,85	
$V_s^{cor} = \frac{A_s * (1 - X)^2}{s} * h_o * f_y^{red}$	εf (eff)=	0,004	kN
	n=	0,001	
Revisión de Vn (eff):			
$n = \frac{(V_n^{eff} - V_s^{cor})}{2 * k_f^y * t_f * E_f * \epsilon_f^{eff} * h}$	Vs (cor)=	988,33	kN
	n=	1,00	
	tf=	2,03	mm
	Vw,f=	1241,17	kN
	Vn (eff)=	2229,50	kN
Por lo tanto:			
Viga Corroída Actual		FRP Jacketing soporta la demanda por cortante aplicada en la seccion de viga.	
V n (eff)=	1853,898		
Viga Reparada con FRP Jacketing			
Vn (eff)=	2229,50		

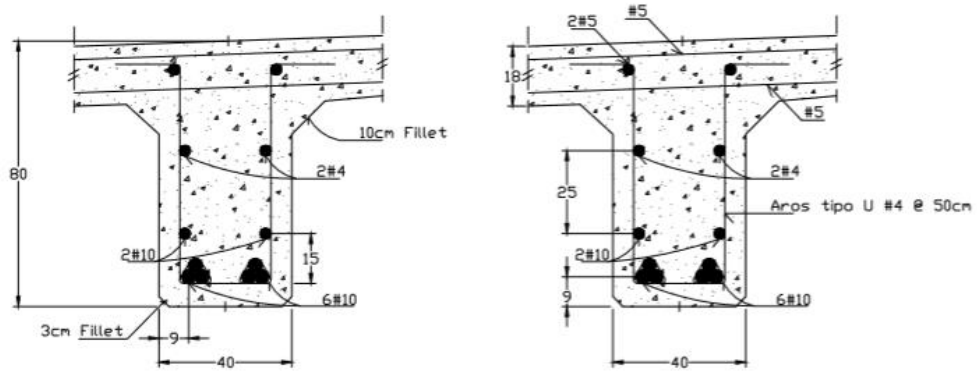
Fuente: Elaboración propia.

Diseño de FRP: Confinamiento

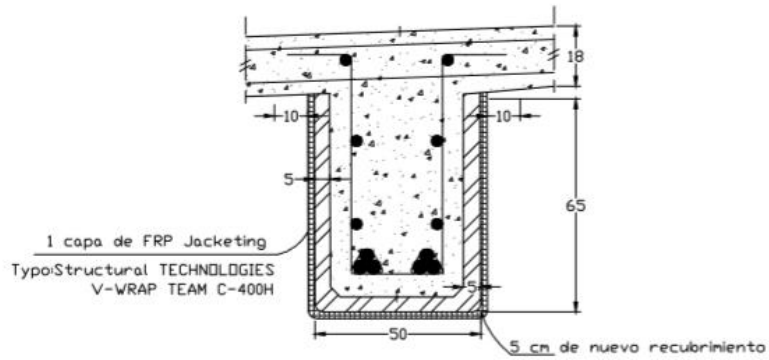
Cuadro 15. Confinamiento con FRP Jacketing en Viga Río Kooper					
Datos Principales					
Corrosión=X=	0,035	Detalle de Aros			
Masa comprometida=γ=	0,07	1	#	4	
As=	126,677	mm2	s=	@	500
As cor=	117,965	mm2	Acero Longitudinal Inferior		
ps cor=	0,001		6	#	4
ε s cor=	0,002		Acero Longitudinal Superior		
fy red=	374,026	MPa	4	#	4
Cálculo de σ_x & σ_y					
Cálculo de Parámetros de σ_x :			Cálculo de Parámetros de σ_y :		
n=	1	-	n=	1	-
tf=	2,03	mm	tf=	2,03	mm
ρ fw-x=	0,005	-	ρ fw-y=	0,010	-
R=	40	mm	R=	40	mm
n1=	0,714	-	n1=	0,714	-
n2=	1	-	n2=	1	-
n3=	0,85	-	n3=	0,85	-
ε fd=	0,0034	-	ε fd=	0,0034	-
ρ sw-x=	0,0004	-	ρ sw-y=	0,0008	-
Cálculo de σ_{lat}					
$\sigma_{lat} = 0,5(\alpha_f * \rho_{fv} * E_f * \epsilon_{fd} + \alpha_w * \rho_{sv}^{cor} * f_{yst}^{red})$					
$\rho_{fv} = \frac{2t_f * (h + b)}{h * b}$	αf=	0,5			
	ρ fv=	0,015			
$\alpha_n = 1 - \sum_{i=1}^n b_i^2 / 6b_o h_o$	αn=	0,573			
	αs=	0,028			
	ρsv=	0,001			
$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right)^2$	αw=	0,016			
	σ lat=	0,967	MPa		
Presión de Confinamiento en Río Kooper por FRP Jacketing					
$f_{cc} = f'_c + 3\sigma_{lat}$	f'c=	34,32	MPa		
	3 σ lat=	2,90	MPa		
	εf (eff)=	0,004			
$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left(1 + 15 * \frac{\sigma_{lat}}{f'_c}\right)$	f cc=	37,22	MPa		
	ε cc=	0,003			

Fuente: Elaboración propia.

Propuesta de Reparación en Puente Río Kooper



Sección Original de la Viga Corroída del Puente Río Kooper



Sección Reparada de Viga en Río Kooper

Figura 48. Detalle de la sección original para el puente sobre el río Kooper para las vigas de los tramos de 10 m que presentan corrosión. Fuente: Elaboración propia.

Reparaciones Alternas

Las siguientes son tipos de reparaciones para vigas de concreto reforzado para los dos tipos de

daño expuestos en este proyecto. Sin embargo, ninguna de estas han sido analizadas. Son simples ejemplos para mostrar que siempre existen otras maneras de lidiar con daños en vigas de concreto.

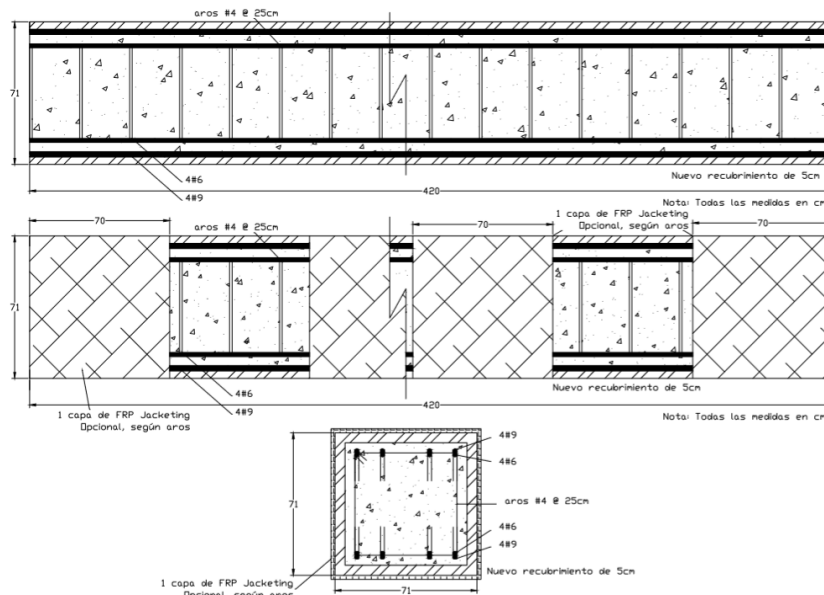


Figura 49. Detalle de la propuesta de reparación (arriba) en conjunto con una propuesta de colocado de FRP Jacketing en caso de que el acero por cortante presente corrosión (abajo) para el puente sobre quebrada El Fierro. Fuente: Elaboración propia.

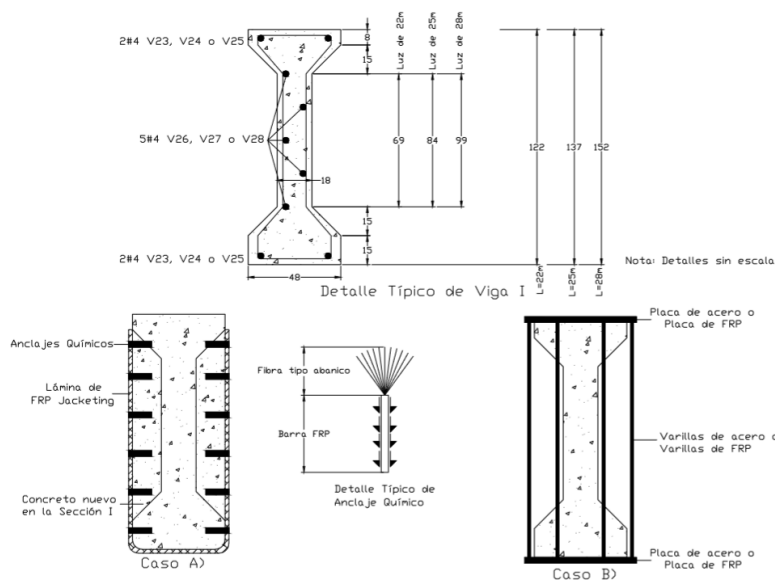


Figura 50. Detalle de una la sección típica de viga I en puentes viga simple de Costa Rica con dos propuestas de reparación para casos de daños por cortante. Fuente: Elaboración propia.

Análisis de Resultados

Sección Típica

Toda la información sobre los puentes tipo viga simple y tipo viga continua fue organizada en las figuras 27 y 28 porque así se obtuvo una interpretación diferente y más sencilla de todas las estructuras. Estas figuras presentaron los datos con base en el nivel de daño con respecto a: la distancia a la costa, la edad del puente y la *relación de diseño*. La *relación de diseño* fue un valor que surgió de dividir el largo del tramo del puente por la altura de la viga de dicho tramo. Para garantizar un buen funcionamiento de las vigas de concreto, este valor debería ser 14, pero un dato dentro del rango [12-16] es considerado aceptable. De no estar dentro de este valor, quiere decir que el tramo es muy largo para la viga o que el peralte de la viga no cumple la longitud del tramo. Los puentes bajo la categoría de viga continua reúnen esta información en las figuras 21, 22 y 23. Mientras que figuras 24, 25 y 26 corresponden a puentes tipo viga simple.

En el sitio web de SAEP hay alrededor de 70 puentes bajo ambas categorías de viga continua y viga simple. Sin embargo, debido a la falta de información en varias de sus casillas (año de diseño/construcción, no hay planos disponibles, entre otras características), se decide no contar con 13 estructuras; estas llegan a alterar ciertos valores promedio para identificar dimensiones del puente típico. Además, algunos de estos 13 puentes no son de concreto sino de acero o madera. Por lo tanto, los resultados presentes en este documento corresponden a un total de 57 puentes repartidos por todo el territorio costarricense.

El cuadro 3 muestra las características del puente tipo viga continua promedio. Ahí se observan valores promedio tomando en cuenta todas las estructuras anotadas para la categoría de viga continua. Dichos datos promediados incluyen:

- Vigas son tipo T/I.
- Altura media de viga es de 1,28 m.
- Ancho medio de viga es de 0,63 m.
- Tramo medio es de 36,37 m.
- Nivel de daño medio es 3.
- Relación de diseño medio es de 24,54.
- Distancia media a la costa es de 32,09 km.

Se observa que el tipo de viga T/I es el de mayor uso bajo esta categoría; en un total de 12 puentes actuales.

Los puentes conocidos como el río Parrita y río Naranjo 2 tienen exactamente los mismos detalles en los planos constructivos de las vigas principales. Ambos puentes tienen vigas de concreto reforzado; vigas tipo T con secciones transversales idénticas.

Por otro lado, en la categoría de viga simple, hay un total de 25 estructuras; 23 de ellas son de viga tipo T/I. Si se hace la comparación entre el detalle del río Parrita y estos 25 puentes, sí existen diferencias en las dimensiones de altura y ancho de las vigas. En la actualidad, la viga más utilizada es la viga tipo T/I; su mayor presencia es en las estructuras de viga simple.

De los 25 puentes bajo la categoría de viga simple, 18 tienen planos constructivos disponibles de carácter público. Estos 18 planos tienen detalles similares en sus vigas principales, con las mismas dimensiones de altura y ancho de acuerdo con una determinada longitud. Es decir, las vigas de 22 m de largo tienen ciertas dimensiones y las vigas de 25 m tienen otras dimensiones, pero su forma y detalles de acero se asemejan entre ellas. En otras palabras, estas 18 vigas tienen el mismo punto de referencia, lo que significa que las secciones solamente varían sus dimensiones según la longitud del tramo.

Además, las dimensiones de longitud para los puentes son muy similares entre sí. Debido a esto, los planos y detalles en los planos constructivos son los mismos. Entonces, da lo

mismo escoger un plano cualquiera para tomar las dimensiones de la sección; lo que hay que tener en cuenta es conocer para qué tipo de daño se analizar la estructura. Se decidieron escoger los planos y demás detalles del puente conocido como río Kooper como base para anotar dichas dimensiones, detalles de acero, espesores de recubrimiento, especificaciones de los tensores y demás, para proceder con el análisis.

El cuadro 4 muestra los datos promedios de la sección de viga simple y otras propiedades, y ahí se puede observar claras diferencias en cuando: longitud de tramo y ancho de la viga. Igualmente, se anota que las vigas simples en general tienen un nivel de daño 3, una distancia a la costa de 38,28 km y una relación de diseño de 19,15.

La oficina eBridge y el Programa de Evaluación de Puentes del TEC han desarrollado una escala para medir los daños en las estructuras similares al cuadro 5. Sin embargo, este se plateó con el fin de que cualquier persona que lea este documento pueda asociar directamente el nivel de daño con una imagen, la cual se encuentra en la sección de anexos. El nivel 1 se refiere a estructuras con daños insignificantes, donde las secciones del puente no requieren de reparación; no obstante, el mantenimiento siempre es recomendado. El nivel 2 significa que al menos un 25% de uno de los miembros del puente necesitan de reparación inmediata. Este es el nivel de daño intermedio. La mayoría de estos elementos poseen coloración blanca y negra en ciertas zonas (eflorescencia o corrosión) y/o agrietamiento del concreto. Por otro lado, el nivel 3 es un estado de daño más serio porque significa que un 50% de al menos un elemento de concreto está comprometido y se recomienda mantenimiento inmediato. Este puede ser para reparar, rehabilitar o reemplazar secciones críticas del elemento de concreto comprometido. Sin embargo, el nivel más crítico de todos es el nivel 4: estructuras fuertemente comprometidas. Este nivel indica que por lo menos el 75% de un elemento está comprometido con agrietamiento severo, eflorescencia, corrosión del acero, acero expuesto o alguna combinación de estos. Cualquiera de estos estados ha convertido ciertos puentes en estructuras críticas, y que al día de hoy están en funcionamiento normal.

Además, el propósito del color en el cuadro 5 es poder identificar de una manera

rápida y sencilla el nivel de daño de las estructuras. Estos colores son de mayor utilidad en las Figuras 27 y 28. Esta es una escala elaborada por el investigador para este proyecto.

Figuras Porcentuales

De la Figura 21 se puede ver que 21,43% de los puentes bajo la categoría de viga continua no tienen información sobre el nivel de daño. La categoría de *no hay información* aparece debido a la falta de datos de: edad, planos constructivos, reportes de daño, actualizaciones o similares. Se necesita hacer un levantamiento de campo más profundo, por cualquier de las entidades encargadas de dar mantenimiento a estas estructuras, con el fin de que esta quinta parte de los puentes tengan información. Se debe enfatizar en los puentes tipo viga continua debido a que estos tienen menos información disponible que los puentes tipo viga simple. Es bastante la cantidad de puentes que carecen de información y esto no debe ser así.

No hay manera de conocer el verdadero estado de los puentes tipo viga continua en su totalidad, porque este 21,43 % se puede distribuir de diferentes maneras, solo se pueden hacer asunciones generales. Por ejemplo, este porcentaje se puede dirigir por completo a la categoría de nivel de daño 4, el cual es el más severo, y por otro lado, ese se puede repartir equitativamente entre los niveles de daño 1 y 2, lo cual indicaría que el estado real de los puentes es aceptable. También de la Figura 21 se observa que alrededor de 1/4 de los puentes están entre nivel de daño 1 y 2; esta población no necesita de intervenciones inmediatas pero el mantenimiento periódico siempre es recomendado para evitar desgastes. Esto quiere decir que las entidades se pueden enfocar en el 50% de la población restante; donde el 17,86% están en condiciones de daño severas. Este porcentaje debe ser intervenido lo más pronto posible debido a: el nivel avanzado de corrosión, el extenso agrietamiento en tanto pilas como bastiones, la separación existente de los bastiones y agrietamiento longitudinal de vigas secundarias. En total, son cinco estructuras tipo viga continua que necesitan de mantenimiento urgente, además de otras 9 que se recomienda la reparación/intervención en un nivel menos

drástico pero igual importante, si se quiere prevenir el colapso de estas estructuras ya dañadas.

En la Figura 22 se presenta la edad de los puentes en forma porcentual, y sucede lo mismo a la Figura 21 con respecto a la falta de información, con la excepción de que ahora es casi un tercio de la población. El 65% de los puentes con información se distribuye en los cinco rangos de edades. Se puede ver que la mayoría de las estructuras con información tiene entre [0-15] años de edad. Una estructura de concreto bien diseñada y con el adecuado mantenimiento puede llegar a tener una edad en el rango de [60-70] años (con la posibilidad de extenderse si el mantenimiento es adecuado y las situaciones externas lo permiten). Por lo tanto, a sus 15 años de edad, se dice que aún está en edad temprana. En esta misma figura se puede ver que solo un puente (equivalente al 3,57% de la población) está en el rango de [75-90] años de edad y aún está en funcionamiento. Para la categoría de viga continua, el 17,89% debería de haber alcanzado su vida útil, y el nivel de daños entre ellos no es constante, lo cual indica que la edad no viene siendo un factor determinante en la falla de las estructuras.

La representación porcentual de la relación de diseño de los puentes tipo viga continua se muestra en la Figura 23 y es una de las más importantes. Aquí se aprecia que solo un 14,28% se encuentra en el rango adecuado. El valor adecuado de la relación de diseño es 14, pero se establece un rango entre [12-18] que se considera aceptable. La relación de diseño se puede modificar ya sea con la dimensión del peralte de la viga o con la longitud del tramo de esta. Sin embargo, en este proyecto se trató con estructuras existentes, y no se trató además de modificar estos valores de peralte o longitud, sino de analizar la actualidad y proponer reparaciones prácticas a estas estructuras. Dicho esto, hay 82,66% de puentes por fuera de la relación de diseño. El 14,28% representa solo 4 estructuras y el 82,66% son 24 puentes. Las Figuras 24, 25 y 26 tratan sobre lo mismo pero ahora para puentes tipo viga simple.

En la Figura 24 se puede ver que la categoría de viga simple cuenta con más información sobre su edad cuando se compara con el nivel de daño. Solo dos puentes (que representan el 8%) no tienen información y esto brinda un panorama más alentador con respecto

a los puentes de viga continua. Como ahora hay más certeza en los resultados, es correcto afirmar que más de dos quintas partes de los puentes tienen un nivel de daño 3, causado por la combinación de ciertos factores. Existen 11 estructuras (44%) que están cerca de convertirse en estructuras gravemente dañadas. Alrededor del 12% del total de puentes tipo viga simple necesitan de intervención inmediata. Con esto se puede ver que, si se comparan las categorías, es mucho mejor el escenario de puentes tipo viga simple. Al día de hoy, están en mejores condiciones los puentes tipo viga simple; sin embargo, esto no quiere decir que todo es perfecto: hay estructuras en riesgo y algunas ya comprometidas.

La Figura 25 muestra la edad de puentes tipo viga simple. Este tipo de puente tiene por lo menos 15 años en servicio. Además, la gran mayoría de los puentes tipo viga simple están en el rango [30-45] años de edad promedio, lo cual quiere decir que al menos 18 estructuras están en la mitad de su vida útil. Por lo demás, no hay puentes de esta categoría que tengan más de 60 años de edad. El mayor rango de edad es [45-60] y solo presenta 3 estructuras. Los puentes de viga simple presentan una mejor estadística cuando se trata de la relación de diseño, y eso se puede ver en la Figura 26. Aquí, más del 50% de los puentes tienen un valor dentro del rango [15-18] para un total de 14 puentes. También se aprecia que el mayor valor de relación de diseño es 24. De esta figura también se sabe que dos quintas partes de los puentes no están lejanos al rango donde se considera aceptable la relación de diseño. Solo hay un puente que no ha sido posible categorizar debido a la falta de información.

Figuras Resumen

Toda la información disponible de puentes tipo viga continua y tipo viga simple se puede resumir en la Figura 27 y en la 28 respectivamente. Esto se debe a que estos son una recopilación de las figuras anteriores, con la diferencia que ahora hay diferentes escalas en eje y. Ahora, para cada puente se puede observar al mismo tiempo y en una sola una figura las distintas características: edad, distancia a la costa, nivel de daño y la relación de diseño. Una figura amplia y completa

por categoría para mayor entendimiento y mejor comparación para cada tipo de puente. Ambas figuras están ordenadas en forma ascendente según el nivel de daño, de 1 a 4, y al final, aquellos que carecen de información por alguna u otra razón. La razón de estas figuras es colocar todos los puentes bajo el mismo nivel de referencia y así poder priorizar. La priorización debería ser un asunto de carácter oficial de las entidades responsables de estas estructuras y debería estar ligado a la extensión y seriedad del daño presente en la estructura. Las futuras decisiones que tomen las distintas instituciones deben ser según por la gravedad de los deterioros, para que así se resuelvan primero los puentes urgentes.

La Figura 27 es el resumen de todos los puentes de viga continua. Ahora se puede ver que el puente más dañado en el río Abangares, con 84 años de estar en servicio. Este se encuentra a 18,40 km de la costa. Aparte de que la relación de diseño (RD) para este puente está lejos del valor adecuado, $RD=25,71$. Cualquiera de estos factores pudo haber causado que este puente tenga un nivel de daño 4, o incluso la combinación de ellos. Además, hay un factor que aún no se ha mencionado pero puede ser el principal factor de daño de los puentes pero que será tratado en un puente más adelante: fallas en el suelo.

A pesar de esto, la distancia a la costa en general no es un factor fuerte como para ser el principal causante de los daños en los puentes. Hay varios puentes que están en el grupo de nivel de daño 3; sin embargo, la distancia a la costa varía en todos ellos, y este es un nivel de daño que necesita ser atendido lo más pronto posible. En el Gráfico 27 se puede ver que el río Uvita, río Cieneguita, río Naranjo 2 y el río Tárcoles están a un máximo de 5,02 km de la costa y tienen nivel de daño 3; río Machuca, río Reventazón, río Naranjo y quebrada Vargas tienen también nivel de daño 3 pero las distancias a la costa ahora son $[21,76 - 59,29]$ km. Sucede lo mismo con los puentes con nivel de daño 4, donde hay cinco estructuras gravemente comprometidas pero sus distancias van en el rango $[2,80 - 63,48]$ km.

Además de la falta de mantenimiento en los puentes actuales, un factor que podría estar afectando severamente son los valores tan fuera de rango de relación de diseño. Todos los puentes con nivel de daño 4 están lejos de una

$RD=14$. El puente sobre el río Loaiza es el más cercano a este valor de los cinco puentes más dañados; a pesar de ello, no hay información sobre su edad. Las cuatro estructuras restantes severamente dañadas tienen un RD en el rango de $[23,53 - 31,33]$.

La Figura 28 es resumen para la categoría de viga simple, la cual presenta mejorías en relación a la información anterior. Aquí se observa que solo hay una estructura sin datos sobre la edad. Ahora solo tres puentes tienen un nivel de daño severo de 4 y estos tienen más de 40 años de estar en funcionamiento. Bajo esta categoría, la mayoría de los puentes están en el rango de edad de $[35-43]$ años. Dos de ellos están a 54 km de la costa y otro está a 92,2 km. La RD tampoco está cerca al valor 14, al igual que los puentes viga continua; el rango que predomina es $RD= [19,1 - 21,9]$. Empero, existen once puentes de viga simple que tienen asociado un nivel de daño 3 que requieren de atención y acciones preventivas para evitar daños verdaderamente severos. En estos once puentes, la RD se extiende en el rango de $[16,2 - 22,7]$. Por otro lado, la distancia a la costa se puede descartar como un factor predominante de daño, porque en este gráfico se nota que los puentes pueden estar a menos de 10 km de la costa, o bien a 67 km; ambas distancias pueden ser asociadas a un nivel de daño 3.

El puente tipo viga simple de mayor edad es el río Diria con 58 años y tiene un nivel de daño 2. El río Diria es 26 años más joven que el río Parrita, quien es el mayor de categoría viga continua. Este ejemplo de edad es para resaltar que los puentes tipo viga simple están en mejores condiciones que los viga continua. Además, la categoría de viga simple cuenta con más información disponible y actualizada; es decir, necesita de menos investigación de campo. En general, el nivel de daño de las vigas simples es menor, la RD está en un rango más cercano a 14 y son más jóvenes que las vigas continuas. Por lo tanto, si se llega a realizar una investigación de campo o una intervención inmediata para reparar una estructura, se recomienda priorizar en las vigas continuas.

Ahora bien, cuando se trata de las secciones que mejor representan al puente típico de Costa Rica se debe de enfocar en los puentes: río Parrita para viga continua y río Kooper para viga simple. El río Parrita tiene un nivel de daño 2, con una $RD= 28,55$, localizado a 3,43 km de la

costa y cuenta con información disponible (planos, informes de daño, entre otros). Por otro lado, el río Kooper tiene un nivel de daño de 3, con una RD= 16,2, localizado a 67,8 km de la costa y también tiene información disponible (planos y demás). Estas secciones se escogen como las mejores secciones para representar la realidad de los puentes dado que entre ellos se hace una mezcla de valores y permite generar más conclusiones. Sin embargo, se escoge el puente quebrada El Fierro para analizar un puente bajo la categoría viga continua debido al daño que este presenta, obtenida por medio de las fotografías del sitio web SAEP. La elección es especial debido a que se deseó estudiar este tipo de daño, no por la cantidad de información presente. De esta manera, este proyecto puede ser útil a aquella persona que un futuro quiera evaluar diferentes factores en lugar de enfatizar solo en un tema. Este proyecto podría ser el punto de arranque para muchos proyectos venideros.

Puente sobre quebrada El Fierro

Este puente no tiene información disponible en cuanto a planos constructivos. Esto quiere decir que el primer paso en la estructura del puente quebrada El Fierro es determinar el acero de refuerzo para esta sección, para luego realizar un análisis y así determinar si la suposición de acero es correcta. Las fotografías obtenidas por medio de SAEP claramente muestran que la sección sufre de ciertos daños que son comunes en los puentes de Costa Rica: agrietamiento longitudinal, asentamiento de concreto, pérdida de secciones de concreto, acero expuesto y un posible agrietamiento en las uniones viga-columna. Actualmente, la viga en estudio tiene una geometría cuadrada de 61x61 cm² con 4,22 m de longitud. Con esta información, se procedió a averiguar mediante los procedimientos de diseño por flexión de elementos de concreto el acero mínimo. Debido a la edad del puente, hay dos posibilidades en la distribución del acero de refuerzo. Los dos casos se les denomina ACI318-'82 y ACI318-'63. El acero resultante es: 4#6 superior, 4#6 inferior y aros #4@25 cm para el caso denominado ACI318-'82. El acero para el

caso ACI318-'63 corresponde a 2#4 con 2#6 superior, 4#6 inferior con aros #4@25 cm. En ambos casos, se inició el estudio con concreto convencional de $f'c=210\text{kg/cm}^2$. Sin embargo, se necesita concluir cuál de las dos distribuciones representa mejor a la viga en estudio. Esta conclusión se hace por medio del software VecTor2 en conjunto con las cargas obtenidas con SAP2000 que explican la falla de la viga.

Se realizó un breve análisis gravitacional con el software SAP2000 de una estructura tipo marco con el fin de averiguar qué ha causado estos daños, para así identificar la posible causa de ellos. Este análisis tuvo varias etapas, donde la primera de ellas correspondió a estudiar solamente el efecto de la carga muerta y la carga viva en la estructura. Esta carga viva corresponde a un camión de diseño HS-20, mostrado en la Figura 7. Debido a que el puente quebrada El Fierro posee dos carriles que viajan en un solo sentido, se procedió a evaluar la segunda etapa: dos camiones de diseño actuando simultáneamente en la calzada. Cuando se obtuvieron los diagramas de momento para estos efectos, estos no explican el porqué del agrietamiento longitudinal como se observa en la Figura 10. Es por esto que se partió del hecho de que la causante de estos efectos no proviene de un exceso en las cargas vehiculares, sino a un comportamiento no deseado del suelo. Las grietas y demás daños en la viga entonces, se asumieron que provienen de dos efectos causados por una condición del suelo: una rotación del cimiento de la columna izquierda en combinación con un asentamiento de la columna central.

De una u otra manera, se necesitó conocer cuánto acero puede tener la sección para poder empezar los diferentes análisis con el software VecTor2. Una manera de identificar la cantidad de acero fue considerar un análisis estructural del marco de concreto para la Pila 1, como se ve en la Figura 1, y que contemple las cargas: gravitacionales, peso muerto del marco y la carga vehicular tipo HS-20. Este análisis fue útil para obtener la distribución original del diagrama de momento con el fin de calcular el acero mínimo para la sección. Este acero mínimo se obtuvo después distribuido y según los códigos mencionados. De esta forma, se analizaron dos diferentes modelos en VecTor2 denominados: modelo ACI318-'63 y el modelo ACI318-'82. Los resultados más importantes

(como lo es el patrón de agrietamiento) fueron comparados entre sí para concluir qué tipo de distribución de acero posee la viga. El modelo que tuvo resultados más cercanos a la realidad, será el se utilice para la propuesta de reparación.

Una vez se realizaron los análisis con el programa VecTor2, se determinó que la sección en estudio tiene una distribución de acero acorde a los códigos actualizados. Esto se comprueba cuando se compararon las fotografías disponibles de la Pila 1 con los patrones de agrietamiento obtenidos con el software. Dicha comparación se aprecia con la Figura 34 y 35. Por lo tanto, el modelo ACI318'82 es el que se estudió más a fondo para obtener resultados más cercanos a la realidad y para evaluar la propuesta de reparación. La viga secundaria posee el acero de refuerzo completamente a lo largo de la viga, utilizando varillas completamente rectas tanto arriba como abajo. El acero en tensión es igual al acero en compresión, 4#6, y el acero por cortante corresponde a aros #4@25 cm. Las principales variaciones en los modelos de VecTor2 corresponden a valores del concreto y la modelación del acero de refuerzo. En un inicio, el valor de resistencia del concreto (f'_c) utilizado en los análisis fue de 28Mpa, pero conforme se progresaba se concluyó que el valor que más refleja el patrón de grietas es 22MPa, aproximadamente 225 kg/cm². En cuanto al acero, el modelo pasa de tener varillas tipo smeared a varillas tipo varillas sólidas. El programa VecTor2 denomina este tipo de acero sólido como *trussbars*. El acero tipo smeared es una representación en el cual el acero no se introduce de forma longitudinal, sino que el total de acero de una sección transversal se distribuye de forma homogénea en el grosor de la sección. Mientras que el modelo con varillas sólidas o *trussbars* representan mejor la realidad, las cuatro varillas se colocan en el modelo exactamente donde deberían estar situadas, longitudinalmente y de forma paralela a la superficie de la viga. Sin embargo, donde el software se vuelve verdaderamente práctico es en la etapa que prosigue: el proceso de reparación.

Un cambio que se decide hacer con respecto a la geometría original de la viga es la longitud total. El elemento tiene originalmente 4,22 m de columna a columna, pero en el modelo se decide utilizar 4,20 m. Con esta nueva longitud, se pueden definir elementos finitos

dentro de estas denominadas mallas de 50x50 mm² (todos los elementos finitos de las distintas regiones tienen la misma geometría), logrando mantener una relación lado-altura menor a 1,5 (relaciones mayores tienden a dar resultados inconvergentes) con una matriz de rigidez lo suficientemente amplia para asemejar la realidad. Esta representación se observa en la Figura 36.

La capacidad de acoplar y desacoplar elementos es vital para esta investigación, dado que esta función es la que hace posible evaluar la propuesta de reparación. La doble malla que se introduce en el modelo es importante dado que esta define las regiones dentro de la sección de la viga. Esta función actúa para las dos condiciones de carga del modelo: para una carga axial que actúa en el costado izquierdo del elemento en conjunto con un desplazamiento en el soporte derecho, donde se ubica la columna central.

Estas dos condiciones de carga que se introducen en VecTor2 son para simular el problema que han causado las grietas en la viga existente; una mala condición del suelo. Se presume que el suelo está en malas condiciones y ha causado una rotación de 0,131 rad en el cimiento izquierdo y un asentamiento de la columna central de hasta 4,541 mm. El valor de la rotación se obtiene por medio del estudio preliminar con SAP2000 y la ecuación (1). Estos resultados provienen del análisis estructural SAP2000. Con este también se ha identificado que la fuerza axial que experimenta esta sección de viga secundaria bajo las condiciones de carga original (peso muerto y carga vehicular de camión de diseño tipo HS-20) es de 9944,34 kN. Las dos condiciones de carga, tanto la axial como el desplazamiento del soporte derecho, actúan en ambos modelos analizados para esta viga con VecTor2.

El modelo de elementos finitos de la Figura 36 tiene dos zonas de apoyos: una en cada extremo. El costado izquierdo está restringido en los sentidos x & y, mientras que el costado derecho solo se restringe el sentido en x para que la condición de carga de desplazamiento del soporte derecho no sea restringido en el sentido y. Además, el modelo consta de tres regiones: una región destinada para el recubrimiento y las varillas inferiores, una región central donde va a estar ubicado el acero por cortante y una región que modela el recubrimiento con las varillas superiores. Se

recuerda que el acero longitudinal se introduce como varillas sólidas o *trussbars* y que el acero por cortante se coloca tipo smeared (propiedad que aplica solo para la región central). La región superior e inferior son las que poseen la doble malla; por lo tanto, son las regiones que están destinadas para la reparación. En un inicio, estas regiones estaban desacopladas y activadas. Esto quiere decir que los elementos de la malla sobrepuesta sufrirán los efectos de deformaciones plásticas mas no se verán afectadas sus características ni propiedades mecánicas dado que no están siendo cargadas aún. Una vez que el análisis se ha concluido y el programa crea por *default* la denominada carpeta "seed", se pudo identificar el momento exacto de carga donde se conoce el punto máximo de resistencia de la sección (fuerza pico) que genera a su vez la curva esfuerzo-deformación. Como se conoce el instante en el cual se da la fuerza pico, es en ese momento cuando las regiones que están desacopladas son ahora acopladas y activadas al modelo y se generan nuevas regiones debido al efecto de la malla sobrepuesta. Estas nuevas regiones cuentan con nuevo material de concreto y con nuevas varillas (varillas sólidas o *trussbars*) que le han de aumentar la resistencia a la viga y que le devuelven la rigidez original. Todas estas varillas sólidas se consideraron que tienen un sistema de adherencia con el concreto perfecto (dado que son varillas corrugadas) con la propiedad predefinida del programa VecTor2 para acero de refuerzo: comportamiento elasto-plástico de endurecimiento por deformación. Este modelo de elementos finitos representa bastante bien la realidad, de un escenario que carece de información de planos constructivos, y que además es útil para realizar la propuesta de reparación con varillas corrugadas 4#9.

La sección original de viga tiene una geometría cuadrada de 61x61 cm² con 4,22 m de longitud, pero se decide modificar la distancia a 4,20 m para obtener una mejor malla de elementos finitos (elementos de 50x50 mm²). Además, la propuesta de reparación involucró añadir 5 cm en cada una de las cuatro caras de la viga destinados a un nuevo recubrimiento con un $f'c=22$ MPA (225 kg/cm²). Esto generó una nueva sección, igualmente cuadrada y simétrica, de 71x71 cm². El acero por cortante es el mismo: aros #4@25 cm tipo smeared en toda la región central de la viga, pero con diferentes porcentajes

de acero en dirección vertical, horizontal y fuera del plano en el modelo de VecTor2. Se notó con el análisis que ligeros cambios en la cantidad de acero por cortante tiene efectos considerables en la resistencia de una sección. Estos modelos se fijan por completo en el extremo izquierdo pero están parcialmente apoyados en el otro extremo para que el desplazamiento que simula las condiciones de carga (rotación y asentamiento) tenga sentido y se pueda ver el efecto de los ellos en el elemento.

El principal objetivo del primer análisis con VecTor2 fue obtener el patrón de agrietamiento similar al que se aprecia en la Figura 10, y una vez que el análisis hubo finalizado, los resultados fueron bastante certeros. Ambos modelos se comparan en la Figura 34. Los resultados mostraron agrietamiento longitudinal tanto en la parte superior como en la parte inferior, donde el acero está colocado. Además, grietas considerables, de aproximadamente a 1,313 m del extremo izquierdo (zona de inflexión) como también en ambas uniones viga-columna. Sin embargo, no fue posible determinar la razón de una de las fallas existentes de la viga que corresponde al faltante de concreto en la mitad de la longitud, tal como se ve en las Figuras 9 y 10. Esto quiere decir que algo más ha ocurrido en la estructura o algo más está ocurriendo en este momento, desde vandalismo, mala praxis o hasta fuerzas externas no consideradas en este documento.

En cuanto al patrón de agrietamiento obtenido con VecTor2 para la situación original, la viga secundaria podría experimentar hasta 28,91 mm en el extremo derecho donde se une con la columna central. Este es un agrietamiento severo pero se debe a que el análisis contempló todas las etapas de carga, considerando el momento de falla total del elemento. Una manera de confirmar esto es realizar visitas e inspecciones específicas in situ para medir las grietas existentes, porque mientras más cercano esté el espesor real de la grieta al valor de 28,91 mm más severa es la situación de la viga secundaria. Si esta situación es cierta, se debería de modificar el modelo del marco de la Pila 1 de SAP2000 para liberar los momentos en dicha unión, y así consecuentemente, modificar el modelo ACI318-'82 de VecTor2. Las grietas longitudinales, tanto superiores como inferiores, se encuentran en el rango [12-18] mm. El total de fuerza axial aplicada a la viga secundaria en VecTor2 es de

9944,34 kN (provenientes del análisis con SAP2000), pero esta se divide entre el total de nodos que hay en el extremo izquierdo de la sección. Dado que hay un total de 21 nodos que se pueden observar en la Figura 36, la fuerza aplicada por nodo en el extremo izquierdo para la fuerza axial es de 473,54 kN. Cuando se aplica esta fuerza axial, el concreto sufre actualmente de aplastamiento en las regiones donde se presentan los agrietamientos de 28,91 mm. Sin embargo, para la condición de carga analizada con VecTor2 donde se asignan la fuerza axial en el extremo izquierdo en combinación con un desplazamiento en el extremo derecho, las varillas aún no experimentan su resistencia última. Estas varillas corrugadas tienen un valor de resistencia de fluencia (f_y) de $f_y=400$ MPa, pero las varillas sufren un máximo de $f_y=384,76$ MPa. Uno de los puntos más importantes de este análisis es cuando se muestra que la resistencia última de la sección es de 326,91 kN, lo que equivale a 33335,54 kg aproximadamente.

En la curva esfuerzo-deformación que se observa en la Figura 47 se puede ver que la deformación de la sección en el punto máximo de resistencia de la sección original es de 22,91 mm. Estos datos se asimilan a aquellos obtenidos con el modelo de SAP2000 para el marco de la Pila 1. En dicho caso, la fuerza cortante obtenida fue de 8,91 kN/cm para un total de 374,22 kN.

Fue en este momento del análisis, cuando se experimentan los 374,22 kN, que se acoplan aquellos elementos de la malla de elementos finitos que estaban desacoplados; se activa la malla sobrepuesta para evaluar la propuesta de reparación de 4#9 superior e inferior con una nueva capa de recubrimiento. Estas nuevas varillas tienen varios objetivos, y algunos de ellos son: devolver la resistencia original al elemento, hacer un elemento más rígido y asegurar un funcionamiento de la subestructura de Pila 1 en caso de que el inconveniente de suelo no sea tratado inmediatamente. Las regiones que se activan están ubicadas tanto en la parte superior como en la parte inferior, que incluyen las varillas sólidas (*trussbars*) definidas en puntos específicos de los elementos finitos. Cuando entran en acción las varillas nuevas y las nuevas zonas de recubrimiento de concreto de 22 MPa, los resultados son lo suficientemente positivos y eficientes. En la nueva curva de esfuerzo-deformación que se aprecia en la Figura 47 se

puede ver que la nueva resistencia última de la sección fue de 439,8 kN (aproximadamente 44847,12 kg) con un desplazamiento de 29,91 mm. Este aumento de la resistencia se puede ver en la Figura 46. Cuando las varillas 4#9 entran a trabajar y la viga experimenta los 349,8 kN, sucede algo similar al caso anterior: las varillas no experimentan fluencia. Esta propuesta de reparación le generó un aumento de resistencia a la sección con una relación de 1,32. Como era de esperar, dado el mismo comportamiento del análisis anterior, la viga sigue experimentando aplastamiento de concreto y de agrietamiento severo en ambos extremos para el mayor evento de carga. La principal causante de esto es la mala condición del suelo que ha generado una rotación y un asentamiento de las fundaciones. Se recuerda que el estudio de las cimentaciones es vital para poder asegurar el funcionamiento adecuado de una estructura, y en este caso, la recomendación de realizar un estudio en sitio del suelo sigue siendo un punto importante.

Las Figuras 3 y 4 comparan la representación gráfica de cómo se coloca el acero longitudinal por flexión entre códigos anteriores a lo de hoy en día en las vigas de concreto reforzado. La principal diferencia es que ahora, desde inicios de los ochentas según los profesionales consultados, se coloca tanto acero longitudinal en la parte superior como en la parte inferior. Con esta distribución, se tiene más seguridad y se ahorra dinero desde cierto punto de vista. Seguridad porque el acero superior ahora no tiene una cierta zona de transición donde el momento es cero (zonas de énfasis en la Figura 3), lo que significa que la estructura puede resistir más los acontecimientos mencionados y aún puede estar en óptimas condiciones de servicio sin llegar a la falla estructural. Por el otro lado, se ahorra dinero por dos razones: no se gasta tiempo ni dinero en generar el tipo de doblez que necesitan las varillas de acero y se pueden aprovechar los segmentos de varilla que van sobrando poco a poco para ser utilizados como traslapes superiores, longitudes de desarrollo y similares; hay menos desperdicio de material y hay menos riesgo a fallas consecuencia de un desplazamiento del punto de inflexión.

La causa real del porqué se puede haber asentado la columna central se desconoce, pero sí es una posibilidad. En este proyecto de graduación no está dentro del alcance: la

explicación del estado del suelo, las resistencias actuales del suelo, el diseño de la reparación de las cimentaciones ni en la explicación detallada sobre la solución concreta para remediar esta condición del suelo. Estos son factores que surgieron durante la investigación que no se encuentran dentro de los objetivos: ni principal ni específicos. Pero es importante actuar lo más pronto posible sobre los cimientos del puente, dado que estos son parte del verdadero problema. La viga se puede reparar y todo lo demás, pero si no se actúa en el suelo, la solución propuesta sería catalogada como mantenimiento. Es decir, en un futuro, la viga podría volver a presentar grietas por no haber intervenido en el suelo.

A simple vista no se observa nada significativo, aunque probablemente haciendo una inspección se puedan ver mucho más elementos. El agrietamiento en los cimientos o base de columnas de las pilas fue difícil de encontrar pues el río las puede ir rellenando con sedimento.

En obras que han colapso o que han alcanzado el estado límite, se recurre a la geotecnia forense para investigar, analizar y definir las posibles causas. En este caso es justamente eso lo que se necesita. Considerando que el puente tiene bastantes años de haberse construido y por las condiciones de carga a las que está expuesta la estructura, estas pueden generar sobre la fundación una condición cíclica de carga.

Modelo SAP2000 para puente El Fierro

Este puente se analiza con este software debido a que se modela un marco de concreto reforzado simple con cargas gravitacionales. Además de, no se tiene con la información necesaria para proceder con un modelo de análisis 3D como lo es el CSiBridge.

Una vez finalizado el análisis con el software SAP2000, se observa que las vigas de estudio tienen, en ambas pilas, la parte superior en compresión y la parte inferior en tensión. Este es el primer indicador de que las grietas se deberían de originar de abajo hacia arriba y no arriba hacia abajo como es el caso real. Lo cual

indica que la *viga de estudio* necesita de un diagrama de momento inverso al que se cuenta actualmente. En otras palabras, la carga muerta y la carga viva seleccionada para este modelo no son las responsables por las grietas en estas vigas; algo más está sucediendo. De ahí surgen los siguientes y posibles tres escenarios con cualquiera de sus combinaciones: rotación diferencial en las fundaciones de las columnas externas, asentamiento de la columna central o distribución incorrecta según códigos fuera de reglamentación. Por medio del análisis y de la ecuación (1) se obtiene una rotación en las bases de $\theta=0,013$ rad, suficiente para generar las grietas en la *viga de estudio*.

Las ecuaciones (1) y (2) quieren decir que el suelo en la zona de la columna central debería de tener en este momento, sin importar el tamaño de la fundación, una consolidación de $\sigma=0,3$ MPa, lo que equivale a $\sigma=3,0591$ kg/cm² como mínimo. Si bien este es un valor fácil de conseguir al consolidar un suelo, no es lo mismo hacer una consolidación de suelo con una estructura que ronda los [50-55] años de edad. Hay que recordar que no se tiene información sobre el estado de las cimentaciones, su diseño y demás. No se sabe si existe una capa de subsuelo que hoy contiene roca fractura en lugar de roca sana. Cuando se hacen las fundaciones de los puentes, uno de los primeros pasos a realizar es el estudio de suelo para determinar hasta qué profundidad hay una capa de roca con el fin de hincar pilotes de concreto. Existe la posibilidad que en el momento de construcción del puente de la Quebrada El Fierro había roca sana, pero hay que recordar que Costa Rica es un país altamente sísmico, y se puede ser que en este momento se tenga una roca fracturada que posea discontinuidades o fisuras. Estas fisuras pueden generar un lavado de la roca y se llegan a producir deslizamiento de los bloques.

Puente sobre río Kooper

El modelo para el puente sobre el río Kooper se realizó con el software CSi Bridge y no con SAP2000 porque este es un puente que cuenta con la información necesaria para realizar un modelo 3D. Además, este puente tiene una estructura diferente al puente anterior. Ahora se trata de una estructura pretensada con vigas tipo I. Este modelo no contempla la carga sísmica por

el mismo motivo que el puente anterior: la carga por sismo no es la causa de los problemas existentes. En este análisis, solo se tomó en cuenta la carga muerta de la estructura más el efecto de dos camiones de diseño, uno aplicado en cada carril del puente, los cuales viajan en ambos sentidos. La mayoría de estudios y análisis en puentes contemplan más combinaciones de carga, según lo estipula el código de lineamientos para el diseño sismorresistente de puentes en Costa Rica. Sin embargo, el estudio y alcance de estas reparaciones y este proyecto no son para diseñar las vigas del puente ni las causas provienen de cargas por sismo. Solo se ha de estudiar el efecto del daño por corrosión en la viga de concreto reforzado.

En las secciones de concreto reforzado que sufren daños por corrosión, el primer acero que se ve afectado es el acero por cortante, es decir, los aros. Esto es debido a que la cercanía de los aros al exterior es menor a la del acero longitudinal. No es común que las varillas de acero presenten corrosión o pérdidas de su área por este efecto mas no imposible.

Para mejorar, incrementar o devolver la capacidad original de adherencia en una sección afectada por la corrosión sin utilizar FRP, lo más sencillo y práctico es remover el recubrimiento en todo el perímetro de la sección; seguidamente, se debe humedecer la superficie de concreto existente para asegurar un mejor funcionamiento, y luego se coloca una nueva capa de concreto con el fin de reemplazar la sección agrietada. Cuando se agrega FRP a este tipo de reparación se obtienen mejores resultados. Los tres principales pasos de una reparación que buscan incrementar la capacidad de adherencia con FRP son: recuperar el recubrimiento agrietado así como el coeficiente de fricción entre el acero y el concreto y recubrir la sección con FRP.

Reparación de Viga en quebrada El Fierro

Dos distintos análisis estructurales se desarrollaron para este marco de concreto con dos diferentes programas especiales de análisis estructural: SAP2000 y VecTor2. En ambos programas se ejecutaron análisis estáticos donde

no se toma en cuenta la carga por sismo debido a que la causa de estos daños no proviene por cargas laterales de sismo, sino a una mala condición del suelo.

El agrietamiento longitudinal superior e inferior mostrado en el *zoom* de la Figura 10, busca ser reparado con láminas o varillas longitudinales de CRFP. Este es un tipo de intervención global y no local, porque esta propuesta incrementa la rigidez y la resistencia global del elemento; una intervención local es cuando se trata, por ejemplo, la capacidad a deformación de un elemento.

Después de analizar los resultados, tal como se ve en cuadro 11, se determinó que la viga secundaria de quebrada El Fierro no es viable para ser reparada con FRP longitudinal. La principal razón es que la sección en estudio no necesita de un gran aporte o un gran incremento en cuanto a fuerza de flexión. Además, los resultados que se aprecian en el cuadro 11 demostraron que el valor de \bar{z} no está dentro del rango permitido por la ecuación 7, lo cual quiere decir que el FRP a colocar sufrirá de delaminación en la sección. La aplicación de FRP a elementos de concreto genera incrementos considerables en varias propiedades mecánicas, provocando grandes aumentos que no siempre son necesarios en una sección. No todo se puede y no todo se debe reparar con FRP. Es por eso que se decidió estudiar y evaluar la posibilidad de agregar varillas de acero convencional junto con una nueva capa de recubrimiento. Las ecuaciones de análisis son similares entre límites de FRP a límites de acero, tal como se aprecia en las ecuaciones 22 y 23. Después de observar los resultados y efectos positivos de la reparación de la viga de quebrada El Fierro con acero convencional, se concluye que no hay necesidad de aplicar FRP Jacketing a esta viga secundaria. Las fallas de esta viga surgieron de un efecto no deseado en el suelo que se traducen en una falla por flexión en la viga. Lo que está viéndose comprometido es el acero longitudinal y no el acero a cortante.

Como se observa en la Figura 41, el diagrama momento-curvatura obtenido con Response2000 muestra que la sección de viga secundaria soporta un máximo de 233 kNm. Además, en la Figura 40, el diagrama de momento obtenido con SAP2000 para los casos mencionados de falla (condiciones del suelo) muestra que el momento que experimenta la viga

es de 440,72 kNm.

Los cálculos mostrados en el cuadro 10 y 11 determinaron que el FRP longitudinal no es la mejor opción. Pero a partir del valor obtenido de z por medio de la interpolación con el cuadro 8, es posible evaluar la propuesta de reparación con acero corrugado convencional. En el cuadro 12 se introducen los datos necesarios y se procede a despejar el área de acero necesaria para contrarrestar los 440,72 kNm que se ejercen actualmente en la viga secundaria. Se determinó que agregar 4#9 tanto superior como inferior es suficiente, dado que el valor de área necesario es de 24,86 cm²; las varillas 4#9 tienen un área total de acero de 25,65 cm². Cuando se evaluó esta propuesta en VecTor2 con la capacidad de acoplar y desacoplar regiones, la resistencia final de la viga secundaria es de 449,8 kNm. Esto se aprecia en la curva de esfuerzo deformación de la Figura 47, con la curva de la sección original y la curva del elemento reparado con la nueva resistencia. La propuesta de reparación por lo tanto incluye remover el recubrimiento de la sección, colocar acero de 4#9 tanto superior como inferior justo donde queda entonces descubierto el acero original, pintar las varillas con material anticorrosivo y por último, reemplazar el recubrimiento de concreto por un concreto con un mínimo de $f'_c=225$ kg/cm². Esta capa de recubrimiento nuevo tiene un espesor de 5 cm.

Ahora bien, al remover esta capa existente de concreto y dejar al descubierto el acero de refuerzo, se determinó que el acero por cortante está comprometido o mal supuesto (recordar que el acero de esta sección es desconocido y se supone a partir de un diseño de concreto en flexión), pudiéndose colocar FRP Jacketing en secciones. Estas secciones son de 70 cm x 70 cm, espaciadas cada 70 cm. Esta reparación se nombra en caso de que no se cumpla con el acero de cortante supuesto originalmente para la sección, y con ella se evitan los costos elevados de reparación y las fallas de concreto entre aros a 45°. En este proyecto no se estudió esta propuesta alterna, solo se menciona en caso de ser necesaria. En la Figura 49 se muestra un detalle de dicha colocación de FRP Jacketing.

Los cálculos para el acero mínimo de esta sección de viga secundaria se hicieron con base en el diseño de secciones de concreto convencional. Estos resultados tienen una

diferencia menor al cinco por ciento (5%) entre los cálculos de Excel con respecto al software Response2000, usado para la comprobación de la resistencia en flexión del elemento, así como también para obtener valores de deformaciones unitarias, bloques de compresión, distancias de las fibras en compresión y tracción y otras dimensiones básicas en elementos de concreto. El programa Response2000 trabaja bajo la *Teoría del Campo de Compresión Diagonal*, lo cual quiere decir que considera al mismo tiempo la resistencia a cortante y la resistencia a flexión del miembro en sus resultados finales. Si bien, la diferencia entre ambos resultados es baja, no hay manera de conocer cuál de los dos resultados es el correcto; son dos metodologías de diseño diferentes. Los cálculos convencionales hechos mano por medio de Excel no contemplan esta teoría. Sin embargo, esta comparación entre los momentos le brinda solidez a la suposición de acero para este elemento. Esta viga secundaria de la Pila 1 es un elemento esbelto cuyo principal objetivo es apuntalar todo el sistema de pila; le brinda más resistencia al amarrar la columna central con las columnas exteriores. Si esta viga no existiera, es posible que dichas columnas de la Pila 1 estén sufriendo una serie de daños severos debido a pandeo consecuencia del estado actual del suelo.

Con el fin de evitar fallas en las deformaciones, se recomienda que las futuras reparaciones por medio de acero convencional sean simétricas. Es por eso que la propuesta de quebrada El Fierro tiene un recubrimiento de concreto en sus cuatro superficies exteriores, con la misma cantidad de acero superior y acero inferior. Esto además garantiza un mayor bloque de compresión en la sección transversal.

Diseño de Reparación en Flexión con FRP

Se logra identificar los pasos más importantes para diseñar reparaciones en flexión mediante el FRP. Son cuatro pasos y estos se encuentran al inicio del apartado de este tema en el Marco Teórico. Para mayor facilidad en futuras reparaciones, se muestra el cuadro 9 que incluye los valores más importantes a la hora de verificar si el FRP es viable para reparar una sección.

Aquellas relaciones de d'/d que no se encuentren en el cuadro 9 (mayores a 0,15 o menos a 0,05) representan casos donde no se satisface el principal criterio de diseño de falla balanceada. Por lo tanto, la reparación para elementos de concreto reforzado en flexión con FRP no es la opción más viable en algunas secciones debido a: una posible falla frágil en la sección para valores superiores de $\bar{z}=0,64$ o el caso de delaminación a lo largo de la superficie de contacto entre el FRP y el concreto para valores inferiores a \bar{z}_{lim} . Tal como lo es la viga secundaria de la Pila 1 del puente quebrada El Fierro. Los debidos cálculos se detienen para el diseño de FRP longitudinal cuando se determina que \bar{z} no cumple con el rango dado en la ecuación 7; los resultados se muestran en el cuadro 11.

En este caso, el valor \bar{z} debe de estar en el rango de [0,3219 - 0,64] y el valor obtenido es $\bar{z}=0,147$. Es por eso que los demás cálculos para FRP longitudinal no son calculados. Por lo tanto, se procedió a estudiar la solución alterna con acero corrugado convencional.

Cuando se comparan la ecuación 22 con la ecuación 23 entre el diseño de FRP contra el diseño de acero convencional, se notó que la principal diferencia es que el diseño con acero convencional ya no necesita considerar los parámetros propios de la fibra de carbono, los cuales son: la deformación unitaria de la fibra extrema en tracción y el módulo de elasticidad.

Las reparaciones con FRP para elementos en flexión tienen mejores resultados con láminas longitudinales que con barras o varillas de FRP. Aunque los resultados en cuanto a resistencia de las estructuras ya reparadas son similares, las láminas longitudinales tienen mayor efecto en la rigidez del elemento con respecto a las barras o varillas. Existen dos principales temas que no se pueden dejar pasar por alto cuando se desee utilizar tanto láminas o varillas (ya sean de acero o de algún tipo de FRP). El asunto con las láminas es a la hora de hacer los pedidos con el fabricante/distribuidor. Estas se deben de pedir, en la medida de lo posible, con las dimensiones correctas y exactas para que estas sean colocadas inmediatamente en el elemento a intervenir; no se deben de cortar en sitio o en talleres que no tengan el entrenamiento correspondiente por el riesgo de alterar la orientación de las fibras internas a un nivel local. Y con respecto a las varillas de FRP, la cuestión

es el espacio disponible para que estas sean instaladas; si la sección no tiene la suficiente área para que tengan un funcionamiento adecuado, de alguna manera se debe de generar para que queden correctamente embebidas y adheridas al concreto existente. Como por ejemplo, se puede añadir una capa externa de recubrimiento de concreto con un determinado valor de $f'c$ para que estas varillas queden debidamente embebidas en el elemento.

Cuando se compara directamente con fibra de vidrio reforzado (GFRP), acero corrugado convencional y fibra aramida reforzada (AFRP), la CFRP tiene los mayores valores en resistencia de fluencia y en módulo de elasticidad. La CFRP tiene una baja expansión térmica lo cual la hace bastante útil para ser utilizada en zonas expuestas a altas temperaturas. Además, tiene grandes avances y aplicaciones en el campo aeroespacial, en la industria en general donde sobresale la automotriz y en distintas ramas deportivas. Su aplicación en la ingeniería civil es relativamente nuevo, pero los resultados a inmediato y largo plazo son bastante prometedores. Ella se puede aplicar a elementos de concreto, acero, mampostería y madera. Comúnmente, la CFRP se adhiere a la superficie de los elementos reparados mediante un polímero o algún tipo de resina, como lo es el epóxico. En términos generales, la CFRP tiene un costo inicial mayor a la GFRP, pero es más eficiente y popular en intervenciones de ingeniería estructural. Los pasos descritos en este proyecto aplican para cualquier tipo de FRP seleccionado. En este caso, se decidió utilizar CFRP, de la compañía norteamericana *structural Technologies*. A la fibra destinada para la *jacket* se le conoce como la V-Warp C400H la cual se ha de añadir con el epóxico del mismo fabricante. Hay varios tipos de epóxico disponibles para este CFRP, entre ellos están las resinas denominadas V-Wrap 600 y V-Wrap 700s. Para estos, se adjuntan las fichas técnicas en los anexos. En las fichas técnicas se encuentran también dos valores para todos los parámetros importantes de diseño, como la elongación y el módulo de elasticidad. Uno de ellos corresponde al valor obtenido mediante pruebas de laboratorio y los otros son valores de menor magnitud debido a que se les denomina *valores de diseño*. Estos *valores de diseño* ya han sido castigados por la ACI 440.2R. Se recomienda usar estos valores pero queda a criterio del profesional calcular los

diseño con los valores originales del FRP. Esta CFRP tiene los principales valores utilizados en el diseño de la reparación:

- $F_y=180\ 000$ psi.
- $E=10.7 \times 10^6$ psi.
- $\epsilon_f= 1,4\%$
- Espesor=2,03 mm.

Los daños principales de la viga secundaria en quebrada El Fierro son por flexión, es por eso que se la propuesta de reparación principal no contempló el estudio por cortante.

FRP Jacketing por Confinamiento

La presión de confinamiento no es el estudio base para calcular las láminas de FRP Jacketing para el puente río Kooper. Este es un efecto secundario que le da el *jacketing* por cortante.

La presión de confinamiento es el resultado del estudio de la presión en el sentido x en conjunto con la presión en el sentido y , al cual se le denomina σ_{lat} . Sus ecuaciones principales con la ecuaciones 24, 25 30 y 39. Debido a los coeficientes y demás factores de reducción, es de gran importancia conocer la distribución del acero en la sección. Sin planos o detalles constructivos reales, este estudio se vuelve complicado e impreciso.

Como el cálculo del FRP Jacketing se hace con base en el procedimiento por cortante y no por confinamiento, el aporte de confinamiento para esta sección del río Kooper por medio del FRP es bajo con un valor de 2,90 MPa, aproximadamente 29,57 kg/cm². Estos valores corresponden a usar la ecuación 39 y se pueden observar en el cuadro 15. Es normal que elementos de concreto en flexión como lo son las vigas del puente río Kooper, tengan valores bajos en cuanto a confinamiento se refiere.

La Figura 15 muestra una de las principales características de uno de los coeficientes de reducción en una *jacket* por confinamiento con respecto al cálculo de los valores de h_o y b_o ; estos son distintos. Debido a que el FRP Jacketing actúa como un aro exterior, los valores de h_o y b_o se relacionan con el verdadero núcleo de concreto confinado en la

sección. Como se puede ver en las ecuaciones 31, 32 y 33, estos coeficientes son para determinar los resultados de la presión en x , la cual diferente a la presión en y . Esto es porque la presión en cada depende de la cantidad de láminas de FRP Jacketing que están paralelas a dicho sentido. Esta presión de confinamiento no afecta a la totalidad del elemento, solo en el área donde se ha de colocar el FRP Jacketing.

FRP Jacketing por Cortante

Este es el procedimiento para calcular el número de capas de FRP Jacketing para el puente río Kooper. Esto porque el problema estudiado en este puente es corrosión, y esta se traduce en daños en el acero por cortante. Las consecuencias de la corrosión se mencionan más adelante.

Uno de los pasos más importantes en el diseño de reparación por cortante por medio de FRP Jacketing es la revisión de la deformación unitaria ϵ_{fd} para evitar ruptura en la sección de concreto. Si bien es un paso que parece sencillo en comparación a elementos en flexión, no se debe pasar de menos la ecuación 50, dado que tres cosas pueden suceder: falla de ruptura, desadherencia inmediata del FRP en la superficie de concreto o mal funcionamiento de la propuesta de reparación al nunca entrar en uso el FRP Jacketing. Esta sección cumple con dicha ecuación, tal como se observa en el cuadro 14.

El valor del espesor del FRP es tratado durante los diseños y no es correcto afirmar que la resistencia de una sección reparada con FRP aumenta linealmente con el número de capas. Cuando estas se colocan una sobre otra, las láminas empiezan a experimentar desadherencia por el simple hecho de no tener una buena superficie de contacto. Cuando se colocan más de tres capas sobrepuestas, estas se vuelven cada menos efectivas. La resistencia final de cuatro capas equivale a tener tres y un tercio de capas, lo cual no es significativo añadir una lámina de más, dando como resultado una sección costosa con recursos incorrectamente aprovechados.

Para obtener el número de láminas necesarias en una reparación por cortante, se

despeja el valor n de la ecuación 49. Si se conoce la distribución del acero de refuerzo de la sección, en conjunto con un análisis estructural del elemento dañado, es sencillo determinar cuánta fuerza a cortante hay que añadir de más a la estructura. En algunos casos, los elementos estructurales carecen de refuerzo por cortante o el elemento presenta corrosión lo cual afecta al acero por cortante, o los aros están espaciados más de lo permitido para ahorrar un poco de dinero. Cuando estos y otros factores se unen a una fuente externa de daño, el FRP Jacketing es una solución asociada con el faltante de acero por cortante en una sección transversal.

Para el caso del puente sobre el río Kooper, se asumió que la corrosión afecta directamente al acero de refuerzo con una pérdida del 3,5% del total de área de acero. Este porcentaje es el más importante en el estudio de corrosión, y es analizado más adelante.

Cuando esto sucede, el concreto que corresponde a la capa de recubrimiento de la viga principal se asume agrietado y dañado. Cuando el concreto está agrietado, es mejor obviar su contribución en cortante. De esta forma, todo el aporte a cortante viene dado por el acero existente en la sección más la cantidad de capas de FRP Jacketing. Por lo tanto, toda la contribución de cortante para esta sección proviene del 96,5% del acero original y se desprecia por completo el poco aporte que tiene la sección en cortante debido al concreto.

En el caso de la viga secundaria para el puente de quebrada El Fierro, la demanda de cortante no se ve afectada porque los daños presentes en ella corresponden a efectos de agrietamiento longitudinal, es decir, daños por flexión. Sin importar el tipo de puente o estructura, la contribución de cortante total es la sumatoria de la contribución del concreto y la contribución del acero; Vst debe de ser mayor en el caso de vigas. El diseño de FRP Jacketing toma en consideración ciertas características constructivas que penalizan la deformación unitaria de la *jacket*. Uno de ellos es cuando se añade una FRP Jacket a un elemento, las esquinas de dicha sección deben de ser debidamente tratadas para generar un radio de curvatura, R , con una superficie lo más lisa posible. Aquellos elementos rectangulares y cuadrados deben de generar una curvatura lo suficientemente precisa y lisa para que el FRP Jacketing sea debidamente adherido y se

prevenga de esa manera el riesgo de delaminación. La curvatura R , tal como se considera en la ecuación 51, no debería ser mayor a 6,35 cm. De no considerar este efecto, la deformación unitaria se ve castigada en un 25%. Secciones cilíndricas o circulares no necesitan este detalle considerar este detalle. Otro factor que puede penalizar la deformación unitaria de la *jacket* es la manera en que esta es anclada o adherida a la superficie del elemento. Hay distintas maneras de adherir las *jackets*, como por ejemplo:

- Uso de materiales cementantes especiales, como epóxicos o morteros reforzados con fibra, a colocar en la superficie de los elementos de concreto.
- Inyecciones de concreto sobre las láminas del mismo FRP en las partes finales de la reparación por medio de agujeros.
- Uso de anclajes químicos tipo *abanico*.
- Colocar varillas o platinas de acero sobre las *jackets* en el sentido longitudinal para impedir su desprendimiento (común en sistemas con vigas T).

En este proyecto, la propuesta de reparación del río Kooper debe ser anclada con el epóxico especialmente diseñado para el tipo de CFRP seleccionado. El CFRP se llama V-Wrap C-400 fabricado por la empresa norteamericana *structural Technologies*. La empresa tiene disponibles tres tipos de resina epóxica a utilizar en toda la superficie de la *jacket*, y se les conoce como: V-Wrap 600, V-Wrap 700S y V-Wrap 770. Además de esto, se considera la posibilidad de utilizar un sistema de anclaje conocido como *anclajes químicos*. Estos son para asegurar la estabilidad del FRP Jacketing dado que trabajan en conjunto con la resina epóxica. Como la propuesta de reparación por el río Kooper incluye una nueva capa de concreto de recubrimiento para posteriormente colocar una lámina de CFRP, se debió de esperar al menos 7 días para colocar el FRP Jacketing con los debidos *anclajes químicos*. Para ambas propuestas de

reparación hay que remover el recubrimiento de concreto hasta dejar descubierto el núcleo de acero. Una vez hecho esto en ambas vigas, se recomienda aplicar una capa de pintura anticorrosiva. Además, en ambos escenarios hay que considerar el efecto de diseño de radio de curvatura R , para darle una mejor adherencia a la *jacket*. Una manera útil y práctica de lograr esto es añadir tubos cilíndricos de PVC a las secciones, siendo así parte de la formaleta antes de colocar el concreto nuevo. Dichos tubos deben tener la dimensión correcta en cuanto al diámetro (que concuerde con el valor dado en el diseño). El material PVC no interfiere con el comportamiento del concreto ni altera la resistencia final de la sección. Lo más importante del efecto de la curvatura no es que el valor R sea lo más cercano al valor de diseño posible, sino que pueda generar una superficie lisa para que se adhiera correctamente el FRP Jacketing.

Después de analizar los efectos de una corrosión de un 3,5%, se determinó que la sección del río Kooper necesita una capa de FRP Jacketing. El modelo de CSi Bridge indica que al tramo inicial del puente, donde la viga tiene una luz de 10 m, se ejerce una fuerza cortante de 1.853,89 kN. El perfil de los esfuerzos de la fuerza cortante que se obtiene con CSi Bridge se puede revisar en la Figura 44.

En el cuadro 13 se anotan los principales resultados del cálculo de la corrosión. En cuanto a los cálculos propios del FRP Jacketing, se ve que una capa le aporta a la sección un total de 1.241,17 kN. El aporte de la sección original es de 1.909,85 kN, el cual es suficiente para resistir la demanda obtenida con CSi Bridge. Sin embargo, después de ocurrida la corrosión, la resistencia en cortante cae a 988 kN el cual corresponde solo al aporte del 96,5% restante del área de la viga. Por lo tanto, cuando se considera la ecuación 43, que considera el aporte propio de la sección más el aporte del FRP Jacketing, se obtiene que la sección reparada ahora resiste 2.229,5 kN. Con este valor se cumple con la demanda de fuerza cortante aplicada en la viga y se protege la sección en la zona de reparación de futura corrosión; CFRP tiene una resina que no permite el paso del oxígeno y por ende detiene el

proceso de oxidación del hierro en el acero de refuerzo.

Corrosión en Elementos de Concreto Reforzado

La corrosión tiene un fuerte efecto en rigidez, resistencia a cortante, resistencia en flexión, ductilidad y demás parámetros que involucren al acero de refuerzo en la vida útil del elemento. Este tipo de daño está presente en las diferentes secciones de los puentes de concreto reforzado de Costa Rica; bastiones, pilas, vigas y columnas en diferentes puentes están viéndose afectados hoy en día. Por esta y otras razones, se decidió estudiar este efecto en el puente río Kooper. El principal objetivo del estudio de este puente es aplicar la metodología de reparación de vigas de concreto reforzado con FRP Jacketing debido a daños por corrosión.

El estudio del análisis sísmico en elementos corroídos no está dentro del alcance de este proyecto; solo se ha de lidiar con el problema directo de la corrosión en el acero por cortante de las vigas principales del puente río Kooper. Debido al tipo de intervención del FRP Jacketing, esta técnica resulta efectiva para contrarrestar los daños por corrosión y prevenir el proceso de oxidación.

El uso y aplicación de FRP puede considerarse como una intervención local para reparar elementos dañados por la corrosión. Las *jackets* aumentan con éxito los parámetros de fuerza y deformación de un miembro corroído individualmente. Cada elemento ha de ser estudiado por aparte para poder alterar la totalidad de la estructura.

Sin importar cual acero sea el que se ve afectado, aros o acero longitudinal, la reducción del área de refuerzo y el agrietamiento del recubrimiento tienen efectos directos en los mecanismos de resistencia en: flexión, cortante y fuerza de adherencia. En este proyecto se estudió el acero por cortante en las zonas donde se presenta corrosión en las vigas principales del río Kooper, con el efecto en fuerza por cortante. El efecto de presión de ruptura y fuerza de adherencia no son calculados pues son eventos que no tienen gran impacto siempre y cuando se proponga reemplazar el recubrimiento de

concreto agrietado. En este proyecto se propuso reemplazar el recubrimiento en ambos puentes.

El procedimiento para reparar elementos de concreto reforzado que sufren daños por corrosión por medio de FRP Jacketing es similar a la reparación convencional de diseño por cortante de FRP Jacketing descrita en este proyecto. La principal diferencia es el procedimiento para estudiar la corrosión. Debido a que la corrosión penetra la sección y disminuye el área total de acero de refuerzo, se obtiene un área de acero corroído. Pero en cuanto a reparar el elemento, el procedimiento es similar. En este proyecto, los daños por corrosión fueron estudiados en cortante y no por confinamiento debido a que la corrosión presente en las vigas principales del puente río Kooper solo ha afectado a los aros de cortante. Se decidió y se recomienda obviar el efecto que tiene el concreto en cortante en estas reparaciones.

El proceso de corrosión es causado por las reacciones químicas cuando entran en acción los cloruros y el proceso de oxidación del hierro. Aunque en realidad, los cloruros no son indispensables ni esenciales en el proceso de corrosión. Los cloruros son más bien agentes catalizadores que bajan el nivel pH que como resultado acelera la reacción entre el oxígeno y el hierro. El mismo efecto que causan los cloruros se puede generar con cualquier otro catalizador que baje el nivel pH; contaminación por ejemplo.

La principal causante de la reducción de resistencias en elementos de concreto reforzado es por la pérdida de acero causada por el factor más importante, la penetración de corrosión X , tal como se ve en la ecuación 56. Este efecto no siempre se ve reflejado como herrumbre; algunos casos terminan en delaminación del acero, otros casos producen una solución semilíquida verdosa alrededor de las barras. Distintos casos se pueden generar que al final tienen como resultado una reducción de la resistencia de las varillas, y por ende, comprometen a la sección transversal. Definitivamente, el valor más importante a ser definido en estudios de corrosión es X , la penetración de la corrosión en el elemento. Obtener este valor con precisión es aún un tema de interés pues la corrosión es una reacción química cuyos efectos no están del todo definidos. Se puede medir en campo por medio de herramientas sofisticadas, por medio de pruebas tanto destructivas como no destructivas, o por medio de la coloración del elemento. En

esta investigación se basó en la coloración de los elementos gracias a las fotografías obtenidas del sitio web SAEP.

Si un elemento presenta manchas o coloración es probable que la corrosión esté presente en dicha sección. Dependiendo del color que este posea se trata de corrosión o de eflorescencia. Si los elementos de puentes presentan grietas, es probable que el acero de refuerzo esté en los inicios del proceso de oxidación. Por lo tanto, se recomienda que todo elemento de puente costarricense que presente coloración y agrietamiento al mismo tiempo (longitudinal o transversal) sea estudiado y reparado por daños de corrosión. Dado que estas intervenciones pueden ser costosas, una de las mejoras (básicas y efectivas) en estos elementos consiste en los siguientes pasos:

- Remover el recubrimiento existente hasta descubrir el acero por cortante de la sección.
- Cepillar las varillas con el fin de eliminar el herrumbre y material semilíquido depositado en las varillas.
- Colocar una capa de pintura antioxidante o un material tipo resinas epóxicas para proteger las varillas de futura corrosión.
- Colocar una nueva capa de concreto con un $f'c$ similar al de diseño de la sección para confinar de nuevo al elemento.

Si el recubrimiento se encuentra agrietado, no hay ninguna razón por la cual este se deba dejar si se piensa colocar FRP Jacketing. El recubrimiento agrietado ya está desadherido y genera una superficie irregular para colocar la *jacket*. Si se coloca una nueva capa de recubrimiento, se puede medir en campo cuál es el verdadero X para la sección. Al quedar descubierto el acero de refuerzo corroído, este se puede cepillar y por ende se estaría removiendo la capa de herrumbre o material semilíquido. Si se sabe el diámetro original de varilla del elemento, se puede realizar una resta entre el diámetro original de varilla con el diámetro de varilla nuevo. Esto lleva a una diferencia porcentual, y se obtiene directamente X . Es un procedimiento un poco arcaico pero efectivo; medición en campo del valor de penetración de corrosión X . Dependiendo del valor de X obtenido en campo, se ha de decidir si es necesario una

reparación más sofisticada o si el recubrimiento es más que suficiente. Si solo se piensa colocar una nueva capa de concreto, puede que la sumatoria de la resistencia del acero en conjunto con la resistencia del concreto, ambos en cortante, sea justo lo que la sección necesita para volver a su estado original.

A partir del valor X , ya sea en campo o por medio de lo estipulado en este proyecto, se pueden medir diferentes volúmenes. Estos corresponden a: volumen de acero corroído, volumen total de masa, volumen de herrumbre, entre otros. Por lo tanto, el hecho de hacer un levantamiento con datos reales obtenidos a partir de estructuras costarricenses es útil en doble sentido: levantamiento de datos aplicables a todas las estructuras y un análisis de corrosión más detallado y preciso.

Una de las principales razones por la cual se deben de reparar elementos con este tipo de coloraciones, sobre todo coloración negra, es para prevenir que estas estructuras se agrieten y permitan el paso libre del oxígeno. Si existe paso libre entre la atmósfera y el acero de refuerzo, existe entonces una acción química inmediata entre elementos, acelerando así el proceso de oxidación. Este es un riesgo que se puede prevenir en muchas estructuras costarricenses, dado que la mayoría de coloraciones en nuestras estructuras son blancas y negras. Lastimosamente, las fotografías de SAEP muestran además bastantes elementos con coloraciones naranjas, pero el puente sobre el río Kooper tiene poca coloración naranja; es su mayoría la coloración es verdosa. El estado actual de este puente se puede ver en el anexo E. Se decidió entonces estudiar este puente porque, gracias a SAEP, se consigue la información necesaria y planos constructivos para este puente.

Por lo tanto, la corrosión es una reacción a la cual se le debe impedir su avance en elementos de concreto ya que este es un proceso expansivo. Es decir, el producto que se genera es creciente y agrieta al concreto de adentro hacia afuera, como se ve en la Figura 16. Este volumen se puede estimar a partir de la coloración del elemento; se trata del factor α_{rs} que se utiliza para calcular el desplazamiento del recubrimiento. Como se ha mencionado, la penetración X de la corrosión es el parámetro más importante en el estudio de este tipo de daño en elementos de concreto reforzado. Este factor

se traduce en una pérdida de área de acero lo cual lleva, entre otras cosas, en la pérdida de resistencia total del elemento y pérdida de adherencia entre refuerzo y concreto. Debido a que el valor de X genera una reducción en el área de acero, la relación de acero en la sección conocido como ρ_{st} se ve modificado. Esto se aprecia en la ecuación 60.

En general, la resistencia en cortante de un elemento se calcula con el aporte del concreto de la sección más la contribución del refuerzo. Sin embargo, en reparación de secciones corroídas se recomienda obviar el aporte del concreto, y de esta forma, toda la resistencia recae en la contribución del refuerzo (existe más la propuesta de reparación).

Este proyecto se basó en distintos códigos europeos y en investigaciones norteamericanas y canadienses sobre la reparación de elementos de concreto con FRP y sobre el efecto de la corrosión. Las distintas ecuaciones publicadas en estas referencias contemplan coeficientes y factores de seguridad distintos a los aplicados en códigos de Costa Rica. Como por ejemplo, la resistencia a cortante de un elemento, según normas europeas, se calcula por medio de la profundidad de la zona de compresión del diagrama de deformaciones unitarias, mientras que las normas estadounidenses utilizan un valor conservador que corresponde al noventa por ciento de la distancia de la fibra máxima en compresión al centroide de la fibra en tensión. Estos son los efectos que sufren las ecuaciones 6 y 8, así también como las ecuaciones 18 y 19. Las ecuaciones enumeradas en este proyecto ya han sido tropicalizadas para ser utilizadas en estructuras nacionales. Lo importante no es identificar cuál es el código más conservador o con menos coeficientes durante el diseño, sino identificar los debidos factores que afectan las ecuaciones para poder ser aplicadas en los elementos costarricenses.

La doble reducción que se le hace a la ecuación 60, a la 61 y a la 74 se debe a que los valores son diferentes uno de otro. Una reducción se hace en el porcentaje de acero total de la sección y otra reducción se la hace al valor de fluencia del acero. El total de área se ve reducido en el proceso de oxidación, mientras que el valor de f_y sufre de un efecto de preesfuerzo. Este se da debido a que las varillas tienden a expandirse consecuencia del proceso de oxidación, y al

hacerlo se pierde un poco de la resistencia de fluencia. A pesar de esta segunda reducción en el parámetro f_y , queda sujeto al criterio del profesional responsable con respecto al grado de avance de la corrosión en el elemento estudiado.

Cuando la sección corroída presenta agrietamiento en la zona donde está colocado el acero longitudinal, es probable que los aros sufran de expansión y de un preesfuerzo. Esto es porque el acero longitudinal presenta un incremento en su volumen igual al mostrado en la Figura 16, y este cambio volumétrico afecta al acero de refuerzo en cortante. Este es un efecto que no entra en el alcance de este proyecto debido a que se da en secciones con avanzados niveles de corrosión. El puente río Kooper tiene un nivel de corrosión que entra dentro de la coloración verdosa, según el anexo E. Además, estas coloraciones solo se presentan en el sentido vertical de las vigas principales. Lo cual quiere decir que solo se está viendo afectado el refuerzo por cortante de las vigas principales. Como se puede observar en el anexo E, la corrosión en el puente río Kooper solo afecta ciertas zonas de estas vigas principales en los tramos finales. Estas vigas tienen una luz de 10 m cada una y no tienen tensores postensados a diferencia del tramo central de 22 m de largo. El perfil de dichas vigas se muestra en la Figuras 29 y 42.

La pérdida de adherencia se ve reflejada en secciones de concreto reforzado con dos consecuencias principales: altera el coeficiente de fricción y modifica la resistencia de fluencia al remover un porcentaje del área de acero. Cuando el elemento presenta agrietamiento, se recomienda que los cálculos del proceso de reparación ignoren la contribución del concreto en cortante y que se desprece además la fuerza de adherencia existente en la sección. De esta forma, dichas fuerzas las viene a aportar la propuesta, en este caso, CFRP Jacketing.

La presión de ruptura causada por el cambio volumétrico de los elementos hierro y oxígeno consiste básicamente de tres variables:

- Acumulación de material ferroso en la superficie de las varillas de refuerzo.
- Desplazamiento radial del material ferroso causado en el proceso de oxidación.
- Agrietamiento del recubrimiento causado por fuentes externas.

En este proyecto no se tomó en cuenta este efecto de presión de ruptura para el puente estudiado por corrosión, puente río Kooper. Sin embargo, se detallan las debidas ecuaciones y el correspondiente procedimiento para que se pueda determinar. Tampoco se calculó debido a que la propuesta de reparación para estas vigas consistió en reemplazar el recubrimiento de la viga para que luego se le pueda colocar una capa de CFRP y se recupere el estado original de la sección en cuanto a cortante. Dado que el cálculo de la presión de ruptura se traduce en identificar el agrietamiento hacia lo interno de la sección transversal, con la propuesta se eliminaron las grietas existentes y no hay necesidad de calcular estos parámetros. Además, la coloración de estas vigas no representa el estado más crítico de corrosión.

La propuesta de reparación para las vigas del puente río Kooper en las secciones que presentan corrosión vertical tuvo entonces de dos procesos. El primero fue reemplazar el recubrimiento existente de la sección por un concreto con un f'_c similar al original de la sección. Cuando este recubrimiento tuvo al menos siete días de edad, se procedió al segundo paso, el cual fue colocar una lámina de CFRP de tipo V-Wrap C400 fabricada por la empresa estadounidense *structural Technologies*. En ambos puentes, las propuestas iniciaron con el reemplazo del recubrimiento existente hasta descubrir el acero de refuerzo. Este recubrimiento debe de tener un acabado liso en ambos casos, pero en el escenario del río Kooper se debió generar cierto radio de curvatura en los vértices de la sección para asegurar la adherencia de la *jacket*. Si así se desea, el epóxico puede trabajar en conjunto con los correspondientes anclajes químicos, brindando más estabilidad y seguridad a la *jacket*. Es una mala idea dejar el recubrimiento agrietado para luego colocar FRP Jacketing; dicho recubrimiento puede incluso generar problemas en la irregularidad de la superficie. Además, se recomienda que las varillas de acero se pinten con algún tipo de antioxidante, protector anticorrosivo o material cementicio tipo epóxico.

La propuesta de reparación del puente río Kooper se basó en el procedimiento descrito para colocar refuerzo por cortante. El confinamiento no es tan importante en esta reparación como lo fue aportar incrementos por resistencia a cortante. El problema de esta sección no es el concreto, es la

reducción del acero debido al proceso de oxidación. Después de realizar los cálculos y demás, se notó que la propuesta es efectiva en cortante y su aporte no es significativo en confinamiento. Como se puede ver en el cuadro 15, el FRP Jacketing para esta sección solo le aporta 2,9 Mpa lo cual equivale a 29,57 kg/cm². Esto no es tan importante para la sección, porque el aporte que la viga necesita es en cortante y no en confinamiento. En general, las vigas no buscan ser reparadas por confinamiento, sino por resistencia en flexión o en cortante, como lo son ambos casos en este proyecto: puente quebrada El Fierro por flexión y puente río Kooper por cortante. Por lo tanto, el efecto positivo del FRP Jacketing por confinamiento viene siendo un bonus.

Reparaciones Alternas

La sección de viga en el puente río Kooper que sufre de corrosión vertical es una viga tipo T. La geometría original de esta no es la más adecuada para realizar FRP Jacketing, por lo tanto, se debe alterar un poco su forma para asegurar adherencia. Pero no es solo la viga del río Kooper, sino todas aquellas geometrías que tienen cambios bruscos en su perímetro. Las vigas tipo T y tipo I son ejemplos de ellas. Como se puede ver en la Figura 49 y en la 50, los principales cambios son en la nueva capa de recubrimiento, sobre todo en los vértices inferiores de la sección transversal donde se debe generar una curvatura lisa y no cuadrada con el fin de combatir los esfuerzos de tensión en las fibras internas del FRP Jacketing. Además de la curvatura y del sistema adecuado de adherencia que se debe llevar a cabo según la ficha técnica de este CFRP, se puede además utilizar los denominados anclajes químicos. Estos anclajes en conjunto con el epóxico y la curvatura en los vértices forman un sistema sumamente eficaz para prevenir que el FRP Jacketing se desprenda. Por lo tanto, es importante que las propuestas de reparación para vigas de concreto con FRP generan secciones sólidas, simétricas y convexas. Se recomienda que las secciones tipo I o tipo T sufran un cambio visible al ojo humano en su geometría. Esta consiste en que se rellenen los espacios suficientes con concreto para generar secciones sólidas y generar vértices

con cierto radio para asegurar adherencia, como se ve en la Figura 50. Los detalles que se muestran en la Figura 50 son propuestas de reparación que aplican para la mayoría de los daños por corrosión en vigas tipo To tipo I. El caso A) es para secciones que se les puede aplicar FRP Jacketing. Primero se debe de rellenar la sección con concreto para generar la geometría sólida y luego se puede colocar, si fuese necesario, láminas de FRP. Esta propuesta general modifica las dimensiones de la sección y genera una nueva geometría, ahora completamente cerrada.

Otra solución es el caso B) de la Figura 50, la cual es útil cuando la solución del caso A) está fuera del alcance económico pero dentro de lo posible dado que implica el uso de láminas en las superficies inferiores y superiores (de ser posible) de las vigas I. Consiste en colocar una lámina de acero o de FRP con una serie de agujeros para que sea debidamente acoplada a la parte inferior de la viga. Después, hay que realizar agujeros en la parte inferior de las vigas en los claros libres. En los orificios que se generan, se instalan barras de acero convencional o barras de FRP, que se empotran en la parte superior de la viga o en la parte inferior de la losa del puente. Arreglos de este tipo son comunes, aunque en menor magnitud, en la reparación de losas de entre piso o losas de puente cuando se necesita agregar más acero por temperatura o acero por cortante. En las vigas principales de los puentes, esta solución aplica para secciones cerca de las zonas de apoyo o en secciones con coloración por corrosión. Reparaciones en vigas que estén en una distancia de L/3 tienen a tener un aporte en la resistencia a flexión del elemento. Esto debido a que las reparaciones a cortante en estos tramos, como lo es colocar FRP Jacketing, le dan un poco de confinamiento al elemento. Este confinamiento le agrega resistencia a compresión en una sección crítica de la viga, ya que aquí la viga experimenta deformaciones plásticas debido a su cercanía con los extremos. Por lo tanto, se recomienda evaluar un parámetro que no está dentro del alcance de este proyecto: el aporte a flexión que tienen las reparaciones con FRP Jacketing en vigas dentro del tramo final equivalente a L/3.

Además, estos tipos de soluciones alternas son mencionados para mostrar que hay distintas maneras de lidiar con los problemas por

cortante, y estas dependen de cada análisis individual de puente. Estas soluciones se mencionan pero no son tratadas a fondo en este proyecto; se recomienda que se realicen los debidos cálculos y metodología que incluyen desde la selección del acero hasta el proceso de atornillado de las placas. Es incorrecto afirmar que la estructura está perdida cuando esta aún está en pie.

Conclusiones

Las conclusiones de este proyecto son las siguientes:

- El material FRP, cuando es viable en una reparación, genera aumentos considerables de resistencia en flexión, cortante y confinamiento en elementos de concreto reforzado. Además, el FRP tiene efectos secundarios en cuanto a: protección contra la corrosión, aumento de rigidez, aumento de ductilidad, prevención de pandeo y hasta consideraciones estéticas.
- Se identifican más de 15 tipos de daños presentes en las estructuras de puentes nacionales, y estos afectan a todos los elementos del puente. Desde pilas hasta barandas se ven comprometidos. Los dos daños seleccionados representan daños encontrados en varias estructuras: agrietamiento longitudinal y corrosión vertical en vigas de concreto reforzado.
- Los daños actuales en las dos estructuras de puente analizadas se reflejan por medio de dos análisis estáticos a modelos de un marco de concreto reforzado y a un modelo tridimensional de puente. El agrietamiento longitudinal del puente quebrada El Fierro se modela mediante una rotación del cimientado izquierdo de 0,131 rad más un asentamiento de la columna central de 4,31 mm bajo los efectos de la carga muerta y la carga viva del camión de diseño HS-20. Los daños por corrosión del puente río Kooper corresponden a una reducción del 3,5% del área de acero transversal que afecta la resistencia en cortante total de la sección. El modelo tridimensional es utilizado para determinar la cantidad de fuerza cortante que debe resistir la sección de viga corroída bajo los efectos

de la carga muerta, carga viva de camión de diseño tipo HSn-20 y el tendón postensado, tal como se muestra en la Figura 31.

- La viga de amarre de la Pila 1 sobre la quebrada El Fierro no tiene planos constructivos, pero se determina que esta tiene 4#6 superior e inferior, con aros #4@25 cm. Esta sección, además, tiene un $f'c=225$ kg/cm².
- La propuesta de reparación para el puente quebrada El Fierro por daños de agrietamiento longitudinal se compone: remoción del recubrimiento de concreto existente hasta encontrar el núcleo de la sección; aplicación de pintura anticorrosiva a las varillas del núcleo de la sección; colocación de la misma cantidad de varillas tanto superior como inferior de 4#9 y por último, colocación de una nueva capa de concreto de recubrimiento de 5cm en las cuatro caras de la viga secundaria con un $f'c=225$ kg/cm².
- La propuesta de reparación es catalogada como una reparación temporal dado que el verdadero problema es la mala condición del suelo. De no ser intervenido el suelo, existe la posibilidad de que la viga secundaria vuelva a experimentar agrietamiento longitudinal.
- La propuesta de reparación para el puente río Kooper por daños de corrosión se compone de: remoción del recubrimiento de concreto existente hasta encontrar el núcleo de la sección; cepillado de las varillas con el fin de eliminar todo el óxido ferroso depositado en la superficie de las varillas; aplicación de pintura anticorrosiva a las varillas del núcleo de la sección; empleo de una

- nueva capa de recubrimiento de 5 cm con un $f'c=350$ kg/cm² en las tres caras de la viga y por último, colocación de una lámina de CFRP Jacketing tipo V-Wrap C-4000 por medio de resina epóxica tipo V-Wrap 600, V-Wrap 700S o V-Wrap 770.
- Hay más información sobre los puentes tipo viga simple. El 92% de las estructuras bajo esta categoría tienen los mismos planos constructivos en tema de vigas. Por lo tanto, la viga típica de puente viga simple es la que se toma de los planos del río Kooper, mostrada en la Figura 29. Mientras que la viga típica para puentes tipo viga continua se toma de los planos del puente río Parrita o río Naranja, mostrada en la Figura 30.
 - Ni la edad ni la distancia a la costa son los responsables de los niveles de daño en las estructuras costarricenses. Puede que la razón sea la relación de diseño tal como se muestran en las Figuras 27 y 28. Sin embargo, puede que el estado del suelo sea también una causa de ciertos daños. Es por eso que se deben analizar las estructuras de forma separada para identificar la fuente de daño y así conocer cuál es el procedimiento para reparar los elementos.
 - Las reparaciones por flexión con FRP deben comenzar por cálculo de \bar{z} , el cual evalúa la posibilidad de delaminación inmediata del FRP por motivos de una deformación unitaria fuera del rango de diseño. Este rango de diseño corresponde a la ecuación 7.
 - La aplicación de FRP para elementos de concreto reforzado de los puentes de Costa Rica es posible siempre y cuando la sección y el tipo de daño lo permitan. El procedimiento para reparar vigas con fallas por flexión es diferente al procedimiento de reparación de vigas con daños por cortante. Se debe de estudiar cada elemento de puente por separado, con el fin de determinar si las deformaciones unitarias se encuentran dentro de los rangos permitidos de diseño. No se puede aplicar a un elemento sin antes realizar un diseño que garantice funcionalidad.
 - Los principales efectos negativos de la corrosión en elementos de concreto reforzado son: reducción de la resistencia a cortante debido a una reducción del área de acero de los aros, pérdida de adherencia entre el concreto y el acero consecuencia del óxido ferroso depositado en la superficie radial de las varillas de refuerzo, presión de ruptura que agrieta el recubrimiento de concreto y que acelera el proceso de oxidación al permitir el paso libre del oxígeno para que este reaccione con el hierro de la varilla.
 - La reparación de elementos de concreto por cortante con FRP es más sencillo en comparación con reparaciones por flexión con FRP. Siempre y cuando se cumpla con el límite de deformación máxima según la ecuación 50 y se genere una superficie de contacto adecuada para colocar el FRP Jacketing con el debido sistema de adherencia.
 - FRP Jacketing es útil para reparar los daños en corrosión de los elementos no solo por su efecto en resistencia a cortante sino también por el efecto de protección contra la corrosión debido a la fuerte resina de la cual está fabricada.
 - Es importante generar geometrías simétricas, convexas con superficies lisas en elementos de concreto para asegurar adherencia entre el concreto y el FRP Jacketing.
 - No se puede y no se debe aplicar FRP a todos los daños presentes en elementos de concreto reforzado. En algunos casos, los daños se pueden remediar con soluciones más sencillas y de menor costo de inversión. Además, algunos casos no son óptimos para reparar elementos de concreto, porque el sistema de concreto junto con el FRP genera una deformación unitaria en el FRP fuera del rango de diseño; se genera delaminación del FRP.

Recomendaciones

- Si la propuesta de reparación para elementos con daños en flexión incluye, además de FRP longitudinal, FRP transversal conocido como FRP Jacketing, se genera una sección más segura y eficiente en términos de funcionalidad del FRP longitudinal. Aunque el FRP Jacketing es más que todo para efectos de resistencia por cortante, al hacer esto en un elemento en flexión se disminuye el riesgo de delaminación.
- Realiza un estudio geotécnico con el cual se pueda verificar el diseño de la fundación del puente quebrada El Fierro (bastiones y pila) y así se pueda conocer los materiales existentes en el sitio y a qué nivel se cimentó. Si el deterioro del puente sobre quebrada El Fierro está asociado con la deformación en la fundación, se puede analizar también e investigar si el problema está asociado con el asentamiento en las capas de suelo subyacentes o si es provocado por el desplazamiento de bloques de roca cuyas fracturas pueden favorecer el movimiento.
- Se recomienda realizar un estudio geotécnico forense para determinar si el deterioro del puente está relacionado con un problema en la fundación. En caso de determinarse que sí existe una relación, se debe construir el modelo geotécnico del sitio, levantar las características de los cimientos y evaluar por medio de algún programa de elementos finitos o diferencias finitas, la interacción suelo, estructura y demás parámetros de análisis. Se puede analizar el comportamiento pico y residual de los materiales. Esta recomendación también aplica para estructuras que posean el mismo tipo de daño de agrietamiento longitudinal en vigas de concreto.
- A la hora de ordenar el tipo de FRP a instalar en una reparación, ya sea longitudinal o en láminas para *jackets*, ordenarlas siempre del tamaño y área que se necesita colocar. No cortar ni alterar el FRP en sitios o talleres no aprobados ni por personas que no estén capacitadas para hacerlo, debido a la posibilidad de dañar la orientación de las fibras internas.
- Usar los valores de diseño brindados por el fabricante en la ficha técnica del FRP, cuando este ha sido calculado con base en el ACI 440.
- Modificar la interface del sitio web SAEP con el fin de poder clasificar puentes bajo la categoría de "material". De esta forma, no se desperdicia tiempo al buscar primero puentes tipo viga simple y luego identificar si son de concreto, acero o madera. Esto con el fin de ahorrar tiempo en futuras investigaciones.
- Intervenir las estructuras tipo viga continua que carecen de información sobre su edad. Más del 20% de las estructuras encontradas con SAEP bajo esta categoría no tienen información y esto altera los resultados y no permite generar conclusiones certeras sobre el estado general de este tipo de puente.
- Hacer los mismos estudios realizados pero ahora aplicando carga sísmica para determinar la respuesta de las propuestas según el Código Sísmico de Costa Rica 2010.

Apéndices

Apéndice A. Daños sobre puentes tipo viga simple.

En la siguiente sección se adjuntan todos los daños encontrados en las estructuras de puentes tipo viga simple. A cada daño se le asigna un nivel, que luego se utiliza para generar un nivel de daño general por puente. Este nivel de daño asignado a cada estructura se hace con base en las fotografías obtenidas por medio del sitio web SAEP. Esta información es importante, pues con esta se puede construir la Figura 27.

DAÑOS EN PUENTES TIPO VIGA SIMPLE		
NOMBRE	TIPO DE DAÑO	INDICADOR DE DAÑO
PALO SECO	EFLORESCENCIA EN VIGAS	2
	CORROSIÓN DE LOS APOYOS	2
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LOS BASTIONES	2
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
KOOOPER	GRIETAS A LO LARGO DE LA LOSA	2
	EROSIÓN EN LA BASE DE LAS PILAS	2
	CORROSIÓN DE LAS VIGAS PRINCIPALES	3
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
ESTERO NEGRO	GRIETAS EN LAS VIGAS CERCA DE LOS APOYOS	2
	DRENAJES EN MAL ESTADO	2
	ASENTAMIENTO DE CONCRETO EN VIGAS	1
	GRIETAS EN LA LOSA	2
	ACERO EXPUESTO EN LA LOSA	4
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
	EFLORESCENCIA EN BASTIONES	2

	GRIETAS EN LAS VIGAS CERCA DE LOS APOYOS	2
	GRIETAS A LARGO DE LA LOSA	2
	BARANDAS DE CONCRETO DEFORMADAS	2
	DESGASTE DE LA CARPETA	3
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
HERNÁNDEZ	GRIETAS A LARGO DE LA LOSA	2
	GRIETAS A LARGO DE LOS BASTIONES	3
	GRIETAS EN LAS VIGAS CERCA DE LOS APOYOS	4
	-	2
	-	2
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
SAN JOSÉ	EFLORESCENCIA EN LAS PILAS	3
	EFLORESCENCIA EN LOS BASTIONES	2
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS PILAS	4
	CORROSIÓN DE LOS APOYOS	3
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
AGUA ZARCAS	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS BARANDAS	2
	VEGETACIÓN EN LAS BARANDAS	2
	FALTANTE DE SECCIONES EN BASTIONES	3
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
BURIO	EFLORESCENCIA EN LAS PILAS	1
	EFLORESCENCIA EN LOS BASTIONES	3
	GRIETAS EN LAS PILAS	4
	FILTRACIÓN DE AGUA EN BASTIONES	3
	DESGASTE DE LA CARPETA	1
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
ISLA GRANDE	GRIETAS EN LA PARTE SUPERIOR DE PILAS	4
	PÉRDIDA DE SECCIONES EN LA BASE DE VIGAS	2
	GRIETAS EN LAS BARANDAS DE CONCRETO	1
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
QUEBRADA TIGRE	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS VIGAS	3
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS PILAS	3
	SOBRECAPA ASFÁLTICA EN LA LOSA	1

	CORROSIÓN DE BARANDAS	2
	JUNTAS DE EXPANSIÓN OBSTRUIDAS	3
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
SAN CARLOS	CORROSIÓN EN LAS BARANDAS	3
	EFLORESCENCIA EN LAS PILAS	2
	FILTRACIÓN DE AGUA EN BASTIONES	2
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
PACUARE	CORROSIÓN EN VIGAS	3
	GRIETAS EN LA PARTE SUPERIOR DE PILAS	2
	EFLORESCENCIA EN PILAS	2
	GRIETAS A LO LARGO DE LA LOSA	3
	ACERO EXPUESTO EN LA LOSA	3
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
HONDO	VEGETACIÓN EN LAS BARANDAS	1
	EFLORESCENCIA EN PILAS	2
	DESPLAZAMIENTO DE LOS BASTIONES	4
	EFLORESCENCIA EN PARTE SUPERIOR DE BASTIONES	3
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
COSTA RICA	VEGETACIÓN EN LAS VIGAS	1
	CORROSIÓN EN LAS VIGAS PRINCIPALES	2
	GRIETAS A LO LARGO DE LA LOSA	1
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS VIGAS	2
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
QUEBARADA CALDERÓN	FILTRACIÓN DE AGUA EN LOS BASTIONES	3
	DRENAJES EN MAL ESTADO	2
	EFLORESCENCIA EN LAS VIGAS	1
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LOS BASTIONES	4
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
JIMÉNEZ	CORROSIÓN EN LAS BARANDAS	3
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LOS BASTIONES	2
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS PILAS	3
	DRENAJES EN MAL ESTADO	2
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3

ROCA	AGUJEROS EN LA LOSA	2
	EFLORESCENCIA EN LOS BASTIONES	3
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS PILAS	3
	DESGASTE DE LA CARPETA	1
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
DESTIERRO	FILTRACIÓN DE AGUA EN VIGAS	2
	FILTRACIÓN DE AGUA EN PILAS	3
	ACERO EXPUESTO EN LA LOSA	2
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
BARRANZA	EFLORESCENCIA EN VIGAS	2
	FALTANTE DE BARANDAS	4
	AGUJEROS EN LA LOSA	2
	JUNTAS DE EXPANSIÓN OBSTRUIDAS	3
	GRIETAS A LO LARGO DE LA LOSA	2
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
CUBA	BARANDAS DE CONCRETO DEFORMADAS	3
	EFLORESCENCIA EN PILAS	2
	FILTRACIÓN DE AGUA EN PILAS	2
	GRIETAS EN LOS BASTIONES CERCA DE LOS APOYOS	2
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
MASTATE	CORROSIÓN EN VIGAS CERCA DE LOS DRENAJES	1
	GRIETAS EN LA PARTE SUPERIOR DE PILAS	2
	ACERO EXPUESTO EN UNA BARANDA	3
	CIMENTACIÓN EXPUESTA	4
	ACERO EXPUESTO EN VIGA PRINCIPAL	4
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
NANDAYURE	FILTRACIÓN DE AGUA EN PILAS	2
	FILTRACIÓN DE AGUA EN BASTIONES	4
	GRIETAS EN BASE DE VIGAS	4
	PÉRDIDA DE RECUBRIMIENTO DE BASTIONES	2
	DESGASTE DE LA CARPETA	2
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
DIRIA	-	-
	-	-
	-	-

	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	-
BANANO	JUNTAS DE EXPANSIÓN DAÑADAS	3
	CORROSIÓN EN LOS BASTIONES	2
	EFLORESCENCIA EN PILAS	2
	EFLORESCENCIA EN BASTIONES	2
	AGRIETAMIENTO A LO LARGO DE LA LOSA	1
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
VISCAYA	BARANDA COMPLETAMENTE DAÑADA	4
	EFLORESCENCIA EN LOS BASTIONES	2
	ASENTAMIENTO DE CONCRETO EN VIGAS	2
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
NARANJO 2	EFLORESCENCIA EN VIGAS	2
	CORROSIÓN EN ALGUNAS VIGAS	2
	VEGETACIÓN EN LOS BASTIONES	1
	PÉRDIDA DE RECUBRIMIENTO DE PILAS	2
	FILTRACIÓN DE AGUA EN PILAS	2
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2

Fuente: Elaboración propia.

Apéndice B. Daños sobre puentes tipo viga continua.

En la siguiente sección se adjuntan todos los daños encontrados en las estructuras de puentes tipo viga continua. De igual forma que la categoría anterior, a cada daño se le asigna un nivel, que luego se utiliza para generar un nivel de daño general por puente. Con esta información se logra construir la Figura 28.

DAÑOS EN PUNTES TIPO VIGA CONTINUA		
NOMBRE	TIPO DE DAÑO	INDICADOR DE DAÑO
TABACO	ALERONES SEPARADOS DE BASTIONES	4
	GRIETAS EN ZONAS CRÍTICAS DE BASTIÓN	2
	ASENTAMIENTO DE CONCRETO	1
	GRIETAS EN VIGAS CERCA DE BASTIONES	2

	GRIETAS A LO LARGO DE LAS PILAS	3
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
QUEBRADA MP	AGRIETAMIENTO EN PILAS	2
	DESGASTE CONSIDERABLE EN LA CARPETA	2
	ASENTAMIENTO DE CONCRETO	1
	FILTRACIÓN DE AGUA EN PILAS Y VIGAS	3
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
ABANGARES	GRIETAS EN VIGAS CERCA DE BASTIONES	2
	EFLORESCENCIA EN VIGAS	2
	PÉRDIDA DE RECUBRIMIENTO EN ALERONES	3
	EFLORESCENCIA EN VIGAS Y ALERONES	2
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
CHIRRIPO	GRIETAS EN DOS DIRECCIONES EN BASTIONES	2
	CORROSIÓN DE ACERO EN LA CARPETA	4
	-	-
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
UVITA	SEGREGACIONES EN LA LOSA	1
	VEGATACIÓN EN LA BASE DE LAS BARANDAS	3
	EFLORESCENCIA EN LOS BASTIONES	2
	CORROSIÓN EN VIGAS	2
	CORROSIÓN EN BASTIONES	2
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
TÁRCOLES	PÉRDIDA DE RECUBRIMIENTO EN BARANDAS	2
	GRIETAS A LO LARGO DE LA LOSA	
	AGUJEROS EN LA LOSA	2
	GRIETAS EN LAS PILAS	4
	EFLORESCENCIA EN VIGAS	2
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2.5
VIRILLA	FILTRACIÓN DE AGUA EN PILAS Y VIGAS	4
	SOCAVACIÓN EN BASE DE LAS PILAS	3
	GRIETAS A LO LARGO DE LA LOSA	2
	JUNTAS DE EXPANSIÓN OBSTRUIDAS	4
	FUEGO Y ÁCIDO BAJO LAS VIGAS (INDIGENTES)	2
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3

ALAJUELA 1/2	ALERONES DAÑADOS	4
	ACERO EXPUESTO EN LA LOSA	3
	PÉRDIDA DE SECCIONES DE CONCRETO EN LOSA	3
	-	
	-	
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
PARRITA	FILTRACIÓN DE AGUA EN PILAS Y VIGAS	2
	PÉRDIDA DE SECCIONES DE CONCRETO EN VIGAS	3
	DAÑOS EN PILAS POR APLASTAMIENTO	3
	FALTA DE RECUBRIMIENTO EN PILAS	3
	GRIETAS DE VIGAS SEGUNDARIAS	3
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
PAQUITA	GRIETAS CONSIDERABLES EN PILAS	3
	GRIETAS EN DOS DIRECCIONES EN PILAS	3
	-	-
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
PORTALON	JUNTAS DE EXPANSIÓN OBSTRUIDAS	4
	SEGREGACIONES EN PILAS	2
	FILTRACIÓN DE AGUA EN PILAS Y VIGAS	3
	FILTRACIÓN DE AGUA EN BASTIONES	3
	GRIETAS EN LA LOSA	2
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
SAN CARLOS	-	-
	-	-
	-	-
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	-
ROSALES	GRIETAS DE 1,5 M DE LARGO EN LOSA	2
	ACERO EXPUESTO EN VIGAS	4
	PÉRDIDA DE RECUBRIMIENTO EN PILAS	3
	EROSIÓN EN LOS BASTIONES	3
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
NARANJO	EFLORESCENCIA EN LOS BASTIONES	3
	ACERO EXPUESTO EN LAS PILAS	4

	PÉRDIDA DE RECUBRIMIENTO EN PILAS	4
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	4
LOAIZA	EFLORESCENCIA EN BASTIONES	2
	EFLORESCENCIA EN PILAS	2
	EFLORESCENCIA EN VIGAS	2
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
QUEBRADA EF	BARANDA DE CONCRETO DEFORMADA	3
	AGRIETAMIENTO EN VIGAS	4
	FALTA DE ANCLAJES EN BARANDAS	3
	ACERO EXPUESTO EN VIGAS	4
	PÉRDIDA DE SECCIONES DE CONCRETO EN VIGAS	4
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	4
LAS VUELTAS	DESGASTE DE LA CARPETA	2
	JUNTAS DE EXPANSIÓN OBSTRUIDAS	4
	EFLORESCENCIA EN LAS PILAS	3
	AGRIETAMIENTO DE LA LOSA	3
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
QUEBRADA VARGAS	JUNTAS DE EXPANSIÓN OBSTRUIDAS	3
	ASENTAMIENTO DE CONCRETO EN PILAS	1
	DRENAJES DE VIGAS OBSTRUIDOS	3
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
MACHUCA	PÉRDIDA DE SECCIONES DE CONCRETO EN VIGAS	4
	ACERO EXPUESTO CERCA DE LOS APOYOS	2
	-	-
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
POÁS	PÉRDIDA DE SECCIONES DE CONCRETO EN VIGAS	3
	FALTANTES DE SECCIONES EN BARANDAS	2
	EFLORESCENCIA EN VIGAS	3
	GRIETAS EN LAS VIGAS	3

	CORROSIÓN DE LOS APOYOS	4
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
GRANDE DE TÁRCOLES	AGRIETAMIENTO EN LA LOSA	2
	EFLORESCENCIA EN LAS VIGAS	3
	DESGASTE DE LA CARPETA	2
	PÉRDIDA DEL RECUBRIMIENTO EN VIGAS	3
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
PACUARE	GRIETAS EN DOS DIRECCIONES EN LA LOSA	2
	FALTANTES DE SECCIONES EN BARANDAS	4
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS VIGAS	3
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS PILAS	3
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
CIENEGUITA	CORROSIÓN DE ACERO EN LA CARPETA	4
	AGRIETAMIENTO EN LA LOSA	4
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS VIGAS	4
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS PILAS	3
	EFLORESCENCIA EN LOS BASTIONES	3
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	4
P.S.S.R.N.27	GRIETAS A LO LARGO DE LAS PILAS	2
	GRIETAS EN LOS BASTIONES	2
	VEGATACIÓN EN LOS BASTIONES	2
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
REVENTAZÓN	SOBRECAPAS DE ASFALTO EN LA CARPETA	2
	GRIETAS EN LA LOSA	1
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS VIGAS	2
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS PILAS	3
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
TORO AMARILLO	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS VIGAS	2
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS PILAS	2
	-	-
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2
SUCIO	ACERO EXPUESTO EN LAS BARANDAS	4

	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS VIGAS	3
	FILTRACIÓN DE AGUA EN LAS PILAS	3
	BASTIÓN CUBIERTO CON VEGETACIÓN	4
	EFLORESCENCIA EN PILAS Y UN BASTIÓN	2
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	3
NARANJO 2	FILTRACIÓN DE AGUA EN LA LOSA	2
	PÉRDIDA DE RECUBRIMIENTO EN PILAS	2
	EFLORESCENCIA EN VIGAS	2
	-	-
	-	-
	NIVEL DE DAÑO DE PUENTE	2

Fuente: Elaboración propia.

Anexos

En estos se muestran las notas y ciertas especificaciones disponibles para los puentes seleccionados que se encuentran disponibles en SAEP. El primer anexo es para la quebrada El Fierro y el segundo es para el río Kooper. El tercer es la ficha técnica del material CFRP seleccionado en el diseño de reparación. El cuarto y quinto muestran las fotografías disponibles en el sitio web SAEP sobre los daños encontrados en las estructuras.

Anexo A. Notas sobre quebrada El Fierro

- No se cuenta con fecha de construcción ni fecha diseño debido a la ausencia de planos y placa sobre la estructura.
- No se reporta especificación de carga y diseño debido a la ausencia de planos para tomar los datos.
- No se indica pendiente longitudinal ni transversal, por no contarse con planos, ni fue posible determinarlo en sitio por alto nivel de tránsito.
- El km de ubicación se calculó considerando todo el largo de la ruta 2, desde su inicio en Sabana Este hasta la localización del puente quebrada Fierro, sin hacer diferencia de la dirección de vía, ya que se tomó ruta 2 completa y no 2a-2b.
- La longitud total del puente se midió entre las caras externas de los bastiones y las de los tramos entre pilas.
- La ruta alterna corresponde a las rutas nacionales (ruta 2) con una longitud de 5.416 km la cual es calculada según datos del Atlas Digital de Costa Rica 2008, capa de rutas del CONAVI y GOOGLE EARTH.
- Los servicios públicos que se encuentran en la zona de influencia del puente corresponden a agua, electricidad y telefonía.
- El espesor de la superficie de rodamiento corresponde al total, y es el promedio entre 25 cm lado der. y 16 cm lado izq., ambos medidos indirectamente. Se desconoce el espesor original.
- No se cuenta con información relacionada con TPD para esta sección de control de acuerdo con la Dirección de Planificación del MOPT.
- No se presentan rótulos ni señalización que indiquen restricción alguna para ingresar a esta estructura.
- El valor de h5 reportado corresponde a un promedio ponderado entre h5=0 en el 60% de la acera y h5=4 cm en el 40% restante.
- La altura libre vertical inferior fue tomada desde la parte inferior de la viga principal hasta el nivel de marcas de agua presentes en las pilas.
- La configuración de la superestructura corresponde a “viga continua” ya que la viga losa es continua y fue simplemente colada sobre la subestructura. A pesar de encontrarse en curva, la superestructura se compone de dos tramos rectos con un ángulo de 7° entre ellos.
- El espesor de la losa se midió por medio de un drenaje inferior y suponiendo que la obstrucción presentada en el drenaje en la parte superior corresponde al fondo de la carpeta asfáltica. Lo anterior debido a que el asfalto cubre de acera a acera impidiendo otro tipo de medición.

- No se reporta información en relación con la juntas de expansión, debido a que se encuentran cubiertas por asfalto en caso de existir; además, no se cuenta con planos para tomar los datos.
- No se indica información sobre pintura ya que la estructura es de concreto.
- No se indica información sobre las fundaciones ya que estas no estaban expuestas.
- No se indica el largo de los bastiones porque el cuerpo no estaba expuesto en su totalidad.
- La altura de los bastiones se midió de la parte superior de la viga cabezal hasta el nivel de terreno encontrado en sitio, ya que la losa estaba directamente apoyada sobre el cabezal y se prolonga hacia adentro hasta perderse sobre los alerones, no existiendo evidencia de algún muro cabezal sobre la viga, por lo que se intuye que el bastión llega hasta la cara superior de la viga cabezal.
- No se indica el tipo de apoyos ya que se aprecia que la losa fue simplemente colada sobre los bastiones pero no se pudo determinar si existe un mecanismo de apoyo.
- La altura de pilas fue medida desde la cara superior de la viga cabezal (cara inferior de losa) hasta la superficie del terreno.
- No se indican ancho de asiento en pilas ni bastiones, debido a que la losa es continua y en el caso de los bastiones, la losa pasa sobre ellos y continúa hacia adentro del relleno, desconociéndose la longitud que penetra dentro de él.
- La carga viva y las especificaciones se reportan según planos.
- La fecha de diseño corresponde a la fecha más antigua de las láminas de planos.
- No se indica en planos fecha de construcción, ni se encontró en sitio alguna placa que la indicase.
- La longitud total y de los tramos se reporta según indicaciones de planos.
- La ruta alterna corresponde a las rutas 4-747-751-35, y es calculada según datos del Atlas Digital de Costa Rica 2008, capa de rutas del CONAVI y GOOGLE EARTH.
- La pendiente longitudinal es indicada en planos, la pendiente es negativa.
- El TPD para la sección de control registrada corresponde a los registros de la Dirección de Planificación del MOPT.
- No se observó rótulo en sitio con restricciones, ni se indican en planos.
- Las dimensiones de la sección se determinaron según planos.
- En planos se indica un ancho variable en una parte de la sección transversal ya que el puente fue planeado para ser construido y luego ampliado. Dicho ancho fue medido en campo. La baranda no está sobre la superestructura, sino adosada a esta, por lo cual no se ingresó esta dimensión.
- En dimensiones del camino, el ancho de calzada y total se tomó como el promedio entre el inicio y final de la superestructura 2. Se tomó 8,14 m y 8,06 m, a esto se le quitó los 0,40 metros del bordillo de ambos lados.
- La altura libre inferior fue tomada de planos, de la parte inferior de la viga principal al nivel máximo de agua encontrado en sitio.
- Las dimensiones de la superestructura y la subestructura se reportan según lo indicado en planos.
- El puente es curvo y sesgado, además presenta un peralte de 6%.
- Las longitudes reportadas fueron tomadas de planos y corresponden a la

Anexo B. Notas sobre río Kooper

- Se adjuntan planos otorgados por el Departamento de Dirección de Puentes del MOPT y esquemas con los deterioros encontrados en la inspección.

- cuerda comprendida entre líneas de centro de la calzada.
- El espaciamiento (de centro a centro) reportado entre las vigas es el menor, las vigas centrales presentan una separación mayor de 2,7 m.
 - Las juntas son selladas con tapajunta de goma, relleno premoldeado y hule chorreado.
- No se ingresa información sobre pintura puesto que la superestructura es de concreto.
 - La altura de bastiones fue promediada debido al peralte del puente, el bastión tiene altura variable. Para el caso del b2 se utiliza el promedio entre 1,74 m y 2,12 m.

Anexo C. Ficha técnica de productos de CFRP structural Technologies

Strengthening Solutions

V-Wrap™ C400H

High Strength Carbon Fiber Fabric

structural
TECHNOLOGIES

structuraltechnologies.com
+1-410-859-6539

Typical Data for V-Wrap C400H

Storage Conditions:	Store dry at 40°F – 90°F (4°C – 32°C)
Color:	Black
Primary Fiber Direction:	0° (unidirectional)
Weight:	38 oz/yd ² (1300 g/m ²)
Shelf life:	10 years

Fiber Properties (Dry)

Tensile Strength:	700,000 psi (4,830 MPa)
Tensile Modulus:	33 x 10 ⁶ psi (227,500 MPa)
Elongation:	2.1 %

Cured Laminate Properties

	Average Values	Design Values*
Tensile Strength:	180,000 psi (1,240 MPa)	150,000 psi (1,034 MPa)
Modulus of Elasticity:	10.7 x 10 ⁶ psi (73,770 MPa)	10.7 x 10 ⁶ psi (73,770 MPa)
Elongation at Break:	1.7%	1.4%
Thickness:	0.08 in. (2.03 mm)	0.08 in. (2.03 mm)
Strength per Unit Width:	14,400 lbs/in. (2.52 kN/mm)	12,000 lbs/in. (2.10 kN/mm)

*Design properties are based on ACI 440.2R using average minus three standard deviations.



Description:

V-Wrap C400H is a unidirectional carbon fiber fabric with fiber oriented in the 0° direction. V-Wrap C400H system is field laminated using environmentally friendly, two-part 100% solids and high strength structural adhesives to form a carbon fiber reinforced polymer (CFRP) system used to reinforce structural elements.

Product Uses:

V-Wrap strengthening systems can be used to resolve strength deficiencies and increase the load carrying capacity of building, bridges, silos, chimneys, and other structures.

Loading Increases:

- Increasing the live loads capacity of floor systems
- Increasing shear and flexural strengths of reinforced and prestressed beams
- Increasing the axial capacity of columns
- Increasing the live load capacity of parking garages

Seismic Strengthening:

- Column confinement for ductility improvement
- Masonry and concrete shear walls strengthening

Damage to Structural Parts:

- Correct strength deficiency due to deterioration and corrosion
- Restore strength of structural elements damaged by fire

Change in Structural System:

- Load redistribution due to removal of walls, beams or columns
- Removal of slab sections for new openings

Design or Construction Defects:

- Insufficient amount of shear or flexural reinforcement
- Insufficient size and/or layout of reinforcement
- Insufficient reinforcing bar or lap splice length
- Low compressive strength in beams, slabs, and columns

Advantages:

- ICC-ES ESR-3606 listed product
- 0% VOC
- Solvent free
- Non-corrosive reinforcement system
- Lightweight flexible fabric can be wrapped around complex shapes
- Used for shear, confinement or flexural strengthening
- High strength
- Light weight
- Reduces crack width
- Alkali resistant
- Low aesthetic impact

Packaging:

Fabric: 24 in. width x 150 ft rolls
0.61 m width x 45.7 m rolls

Strengthening Solutions

V-Wrap™ C400H

High Strength Carbon Fiber Fabric

structural
TECHNOLOGIES

structuraltechnologies.com

+1-410-859-6539

How To Use:

Design:

Design should comply with ACI 440.2R or recognized design/specification entity, and is typically based on CFRP contribution determined by detailed analysis. Design values will vary based on project requirements and applicable environmental and strength reduction factors. Contact STRUCTURAL TECHNOLOGIES to determine applicable design factors.

Surface Preparation:

Surfaces to receive V-Wrap C400H must be clean and sound. It must be dry and free of frost. All dust, laitance, grease, curing compounds, waxes, deteriorated materials, and other bond inhibiting materials must be removed from the surface prior to application. Existing uneven surfaces must be filled with appropriate epoxy putty or repair mortar. Use abrasive blasting, pressure wash, shotblast, grind or other approved mechanical means to achieve an open-pore texture with a concrete surface profile of CSP-3 or better (ICRI). In certain applications and at the engineer's discretion, the bond between the substrate and the fabric may be determined to be non-critical (such as in column confinement applications). All corners must be rounded to 1/2" radius minimum. A minimum overlap (or lap splice) of 12" is required to achieve continuity. The adhesive strength of the concrete may be verified after surface preparation by random pull-off testing (ASTM D7522) at the discretion of the engineer. Minimum tensile strength of 200 psi must be achieved.

Cutting V-Wrap C400H:

Fabric can be cut to appropriate length by using a commercial quality heavy-duty scissors.

Application:

Installation of the V-Wrap C400H strengthening system should be performed only by a specially trained, approved contractor. The V-Wrap C400H strengthening system shall consist of V-Wrap C400H carbon fabric and V-Wrap epoxy resins such as: V-Wrap 600, V-Wrap 700S, and V-Wrap 770.

Note the specified number of plies, ply widths, and fiber orientation. Mix resin components using recommended procedures on product datasheet. Apply one coat of V-Wrap epoxy as a primer to the surface using a nap roller. Fill minor

concrete defects such as bug holes and other imperfections with V-Wrap epoxy putty or V-Wrap epoxy mixed with fumed silica (thickened epoxy). Apply V-Wrap putty or thickened epoxy using a roller or trowel to primed surface. Adjust the gap between saturator rollers. Using a saturator machine, pre-saturate the appropriate length of V-Wrap C400H with V-Wrap epoxy adhesive as a saturant. Install the saturated FRP sheet. Use a rib roller to remove all air pockets and ensure intimate contact with the surface. If a splice is needed, a minimum 12" overlap is required. On multiple plies with splices, stagger the splice locations. If required, apply topcoat material.

Limitations:

- Design calculations must be approved by a licensed professional engineer
- System is a vapor barrier
- Concrete deterioration and steel corrosion must be resolved prior to application
- Minimum application temperature is 40°F

Storage:

Store material in a cool, dark space. Low humidity is recommended.

Handling:

Approved personal protection equipment should be worn at all times. Particle mask is recommended for possible airborne particles. Gloves are recommended when handling fabrics and resins to avoid skin irritation. Safety glasses are recommended to prevent eye irritation. Wear chemical resistant clothing/gloves/goggles. Ventilate area. In absence of adequate ventilation, use properly fitted NIOSH respirator.

Cleanup:

Dispose of material in accordance with local disposal regulations. Uncured material can be removed with approved solvents. Cured materials can only be removed mechanically.

First Aid:

In case of skin contact, wash thoroughly with soap and water. For eye contact, flush immediately with plenty of water; contact physician immediately. For respiratory problems, remove to fresh air. Wash clothing before reuse.

STRUCTURAL TECHNOLOGIES, LLC warrants its products to be free from manufacturing defects and to meet STRUCTURAL TECHNOLOGIES' current published properties when applied in accordance with STRUCTURAL TECHNOLOGIES' directions and tested in accordance with ASTM and STRUCTURAL TECHNOLOGIES Standards. User determines suitability of product for use and assumes all risks. Buyer's sole remedy shall be limited to the purchase price or replacement of product and excludes labor or the cost of labor. Any claim for breach of this warranty must be brought within one year of the date of purchase.

No other warranties expressed or implied including any warranty of merchantability or fitness for a particular purpose shall apply. STRUCTURAL TECHNOLOGIES shall not be liable for any consequential or special damages of any kind, resulting from any claim or breach of warranty, breach of contract, negligence or any legal theory. STRUCTURAL TECHNOLOGIES assumes no liability for use of this product in a manner that infringes on another's patent.

Page 2 of 2 - TD-Wrap-C400H - 04/2021/4

© 2014 Structural Technologies, LLC

Strengthening Solutions

V-Wrap™ 770

Epoxy Adhesive



structural
TECHNOLOGIES

structuraltechnologies.com
+1-410-859-6539

Physical Properties⁽¹⁾:

Tensile Strength (ASTM D638):	8,800psi (60.7 MPa)
Tensile Modulus (ASTM D638):	400,000 psi (2,760 MPa)
Elongation at Break (ASTM D638):	4.4%
Flexural Strength (ASTM D790):	13,780 psi (95 MPa)
Flexural Modulus (ASTM D790):	380,000 psi (2,620 MPa)
Compressive Strength (ASTM D695):	12,450 psi (85.8 MPa)
Compressive Modulus (ASTM D695):	387,000 psi (2,670 MPa)
Tg (ASTM D4065):	180°F (82°C)
Density:	
Mixed Product	9.17 lbs/gal (1.11 kg/L)
Part A	9.7 lbs/gal (1.16 kg/L)
Part B	7.9 lbs/gal (0.95 kg/L)
VOC Content (ASTM D2369):	0% VOC

(1) Curing schedule: 72 hours post cure at 140°F (60°C)

DESCRIPTION:

V-Wrap 770 is a two-part, 100% solids, epoxy for high strength composite bonding applications. V-Wrap 770 matrix material is combined with V-Wrap carbon and glass fabrics to provide a wet-layup composite for strengthening of structural members. It is formulated to provide high elongation to optimize properties of the V-Wrap composite systems. It provides a long working time for application, with no offensive odor. V-Wrap 770 may be thickened with fumed silica to produce a tack coat/putty or a finishing coat, depending upon the project requirements.

V-Wrap 770 is an environmentally friendly product with no Volatile Organic Compounds (VOC) or solvents.

PRODUCT USES:

V-Wrap 770 is a multi use epoxy that performs as a primer, tack coat/putty, and saturating resin for the V-Wrap carbon and glass fiber systems. For detailed uses see Installation guides for V-Wrap strengthening systems. Fumed silica may be added to thicken the resin. The maximum ratio by volume is 1.5 of fumed silica to 1 part of resin.

ADVANTAGES:

- ICC-ES ESR-3606 listed product
- NSF/ANSI Standard 61 listed product for drinking water systems
- 100% solvent free
- Good high / low temperature properties
- High elongation

APPLICATION INFORMATION

Please refer to the NSF Listing for the NSF/ANSI 61 Listed Application.

SURFACE PREPARATION:

V-Wrap 770 should be applied to substrates that are free of protrusions, dry, exhibit an open pore structure, and are free of dust, oils or other surface contaminants or bond inhibiting materials.

BASIC APPLICATION EQUIPMENT:

Application processes for V-Wrap 770 will require mixing drill, mixing paddle, 1/4" nap rollers, steel rollers, paint brushes, trowels and saturator.

MIXING:

Mix ratio: Premix Part A for 2 minutes. Add the full contents of Part B pail to the full contents of Part A pail, or use equal fractions of each pail. Blend Part A and Part B with a mechanical mixer for 3 minutes until uniformly blended.

APPROXIMATE POT LIFE:

3 to 6 hours at 68°F (20°C)

COVERAGE RATES:

AS A PRIMER:

Concrete:	225 ft ² /gal (5.5 m ² /L)
Masonry: (Concrete)	125 ft ² /gal (3.0 m ² /L)
Masonry: (Clay)	200 ft ² /gal (4.9 m ² /L)

AS PUTTY/TACK COAT:

Filler:	60 ft ² /gal (1.5 m ² /L)
(Depending on surface roughness)	

Strengthening Solutions

V-Wrap™ 770

Epoxy Adhesive



structural
TECHNOLOGIES

structuraltechnologies.com
+1-410-859-6539

AS SATURANT:

V-Wrap C100	80 ft ² /gal (1.9 m ² /L)
V-Wrap C200	60 ft ² /gal (1.5 m ² /L)
V-Wrap C200H	60 ft ² /gal (1.5 m ² /L)
V-Wrap C400H	40 ft ² /gal (1 m ² /L)
V-Wrap EG50	60 ft ² /gal (1.5 m ² /L)

Coverage rates may vary based on installation procedure and fabric type. Contact STRUCTURAL TECHNOLOGIES for coverage rates.

LIMITATIONS:

Only apply V-Wrap 770 when the ambient temperature is between 40°F and 100°F (4°C to 38°C). Topcoat selection should be based upon requirements for protection from environmental exposures, aesthetics, and fire protection/burn characteristics.

CLEAN UP:

Use methyl ethyl ketone or acetone. Observe fire and health precautions when using solvents. Dispose of in accordance with local regulations.

OBSERVE WORKING TIME LIMITATIONS:

Mix no more material than can be applied within the work time period. Available work time, temperature and complexity of the application will determine how much material should be mixed at one time. Keep material cool and in shaded area, away from direct sunlight in warm weather. During hot weather, work time can be extended by keeping the material cool before and after mixing or by immersing the pot in ice water.

HANDLING PROPERTIES:

Color:	
Mixed	Clear
Part A	Clear
Part B	Clear

SHelf LIFE:

Stored at 70°F (21°C): 24 months (Parts A and B)

PACKAGING:

	Volume	Weight	Package
Part A	2.8 gal	27.3 lbs	5 gal pail
Part B	1.15 gal	9.1 lbs	5 gal pail

STORAGE:

Store in a cool, dry area (40°F and 90°F [4°C to 32°C]) away from direct sunlight, flame or other hazards.

SAFETY:

WARNING: Vapor may be harmful. Contains epoxy adhesive and curing agent. May cause skin sensitivity or other allergic responses. Keep away from heat, sparks or open flame. In enclosed areas or where ventilation is poor use an approved air mask and utilize adequate safety precautions to prevent fire or explosion. In case of skin contact, wash with soap and water. For eyes, flush immediately (seconds count) with water for 15 minutes and CALL A PHYSICIAN. If swallowed, CALL A PHYSICIAN IMMEDIATELY.

HANDLING:

Approved personal protection equipment should be worn at all times. Particles mask is recommended when handling airborne particles. Gloves are recommended when handling fabrics and resins to avoid skin irritation. Safety glasses are recommended to prevent eye irritation. Wear chemical resistant clothing /gloves/goggles. Ventilate area. In absence of adequate ventilation, use properly fitted NIOSH respirator. Product Material Safety Data Sheets (MSDS) are available and should be consulted and on hand whenever handling these products.

These products are for professional and industrial use only and are to be installed by trained and qualified applicators. Trained applicators must follow installation instructions.

MAINTENANCE:

Periodically inspect the applied material and repair localized areas as needed.

STRUCTURAL TECHNOLOGIES, LLC warrants its products to be free from manufacturing defects and to meet STRUCTURAL TECHNOLOGIES' current published properties when applied in accordance with STRUCTURAL TECHNOLOGIES' directions and tested in accordance with ASTM and STRUCTURAL TECHNOLOGIES Standards. User determines suitability of product for use and assumes all risks. Buyer's sole remedy shall be limited to the purchase price or replacement of product and excludes labor or the cost of labor. Any claim for breach of this warranty must be brought within one year of the date of purchase.

No other warranties expressed or implied including any warranty of merchantability or fitness for a particular purpose shall apply. STRUCTURAL TECHNOLOGIES shall not be liable for any consequential or special damages of any kind, resulting from any claim or breach of warranty, breach of contract, negligence or any legal theory. STRUCTURAL TECHNOLOGIES assumes no liability for use of this product in a manner to infringe on another's patent.

Page 2 TD-VWrap-770 - Rev 5-31-2016

© 2016 Structural Technologies, LLC

Anexo D. Fotografías de daños encontrados





Anexo E. Fotografías de daños por corrosión







Referencias

- ACI 318, (2005). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario*. Estados Unidos de Norteamérica: Editorial ACI.
- Bucci, F. y Vecchio, F. (1999). Analysis of repaired reinforced concrete structures. *Journal of structural engineering ASCE*, 125(6), 644-650.
- Carranza, M. (2014). *Curso Diseño de Estructuras de Concreto*. Tecnológico de Costa Rica.
- Godat, A., Prowt, R., y Chaallal, O. (2016). Bond mechanism for a new anchorage technique for FRP shear-strengthened T-beams using CFRP rope. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 35(6), 487-503.
- Gómez, J. y Ortiz, G. (2015). Informe ejecutivo de trabajo 2015 – Resumen. *Centro de Investigaciones en Vivienda y Construcción*, 1-14. Programa de Evaluación de Puentes. Escuela de Ingeniería en Construcción. Tecnológico de Costa Rica.
- Lee, C., et al. (2000). Accelerated corrosion and repair of reinforced concrete columns using carbon fibre reinforced polymer sheets. *Canada Journals for Civil Engineering*, 27, 941-948.
- Masuelli, M.A. (2013). *Introduction of Fibre-Reinforced Polymers-Polymers and Composites: Concepts, Properties and Processes*. Recuperado de: <https://www.intechopen.com/books/fiber-reinforced-polymers-the-technology-applied-for-concrete-repair/introduction-of-fibre-reinforced-polymers-polymers-and-composites-concepts-properties-and-processes>
- MOPT, (2007). *Manual de Inspección de Puentes*. Costa Rica. Recuperado de: http://www.mopt.go.cr/wps/wcm/connect/31625228-76c4-44cf-963e-8d8b31540a79/manual_inspeccion2007.pdf?MOD=AJPERES
- Palermo, D. y Vecchio, F. (2004). Compression field modelling of reinforced concrete subjected to reverse loading. *ACI Structural Journal*, 101(2), 155-163.
- Palermo, D. (2017). *Curso Mechanics and Modelling of Reinforced Concrete Structures*. York University.
- Pantazopoulou, S., et al. (2001). Repair of corrosion-damaged columns with FRP wraps. *Journal of Composites for Construction*, 1-11.
- Pantazopoulou, S., et al. (2016). *Background to European seismic design provisions for the retrofit of R.C. elements using FRP materials*. *FIB Structural Concrete*, 526(231), 1-53.
- Pantazopoulou, S. (2016). *Strength and deformation capacity of non-seismically detailed components*.
- Prado, A. et al. (2013). *Lineamientos para el Diseño Sismorresistente de Puentes*. Costa Rica: Editorial Lanamme UCR.
- Stanish, K., Hooton, R.D. y Pantazopoulou, S.J. (1999). Corrosion Effects on Bond Strength in Reinforced Concrete. *ACI Structural Journal*, 96(6), 915-922.

- Tastani, S. y Pantazopoulou, S.J., (2005). Recovery of seismic resistance in corrosion-damaged reinforced concrete through FRP jacketing. *Int. J. Materials and Product Technology*, 23(3/4), 389-415.
- Tastani, S. y Pantazopoulou, S., (2007). Behavior of Corroded Bar Anchorages. *ACI Structural Journal*, 104(6), 756-766.
- Vecchio, F. y Collins, M. (1986). The modified compression field theory for R.C. elements subjected to shear. *ACI Structural Journal*, 83(2), 219-231.