



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

PREDICCIÓN DE VIDA ÚTIL DE PUENTES REFORZADOS CON FRP SUJETOS A ESFUERZOS DE FATIGA

RODOLFO ARGÜELLO OCAMPO

Tesis presentada a la Dirección de Investigación y Postgrado
como parte de los requisitos para optar al grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:

HERNÁN SANTA MARÍA OYANEDEL

Santiago de Chile, Noviembre 2010

© MMX, RODOLFO ARGÜELLO OCAMPO



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERIA

PREDICCIÓN DE VIDA ÚTIL DE PUENTES REFORZADOS CON FRP SUJETOS A ESFUERZOS DE FATIGA

RODOLFO ARGÜELLO OCAMPO

Miembros del Comité:

HERNÁN SANTA MARÍA OYANEDEL

DIEGO LÓPEZ-GARCÍA GONZÁLEZ

MANUEL RODRÍGUEZ SALAZAR

MAURICIO LÓPEZ CASANOVA

CARLOS BONILLA MELÉNDEZ

Tesis presentada a la Dirección de Investigación y Postgrado
como parte de los requisitos para optar al grado de
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, Noviembre 2010

© MMX, RODOLFO ARGÜELLO OCAMPO

A mi familia

AGRADECIMIENTOS

Le agradezco a mi familia el apoyo que me ha dado durante estos dos años de estudio.

Al profesor Hernán Santa María por su guía y apoyo durante el proyecto de investigación y mi estancia en el programa de postgrado.

A Ariela Astorga por su colaboración durante todo el proyecto.

A la Organización de Estados Americanos por otorgarme la beca de estudios que me permitió venir a Chile a realizar este programa de magister.

A Ana María por ser mi apoyo, por motivarme a sacar lo mejor de mí e incentivarme siempre a superarme.

INDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	iv
INDICE DE FIGURAS	vii
INDICE DE TABLAS	x
RESUMEN	xi
ABSTRACT	xii
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objetivos	4
1.2. Hipótesis	4
1.3. Sistemas de Monitoreo de Puentes	5
1.4. Información Existente	6
1.4.1. Estado del arte en sistemas de monitoreo de puentes	6
1.4.2. Estimación de vida útil de estructuras	8
1.4.3. Caracterización y comportamiento de NSM FRP	16
1.4.4. Ensayos de fatiga de NSM FRP	18
2. SISTEMA DE MONITOREO DEL PUENTE CENTENARIO	21
2.1. Estructuración y refuerzo del puente Centenario	21
2.2. Sistema de monitoreo (HMS) del puente Centenario	26
2.2.1. Pruebas de carga	27
2.2.2. Mediciones trimestrales de los <i>strain gauges</i> (ERSG)	29
2.2.3. Mediciones mensuales de las cuerdas vibrantes (VWSG)	30
3. MODELACIÓN EN ELEMENTOS FINITOS	33
3.1. Voladizo del puente Centenario	33
3.1.1. Comparación mediciones mensuales de las cuerdas vibrantes (VWSG) del HMS	40

3.1.2.	Comparación las mediciones trimestrales de los <i>strain gauges</i> (ERSG) del HMS	43
3.1.3.	Comparación con las mediciones de la prueba de carga del HMS	46
3.1.4.	Solicitaciones teóricas máximas sobre la zona reforzada	49
3.2.	Pruebas de <i>pull-out</i>	51
3.2.1.	Determinación de la configuración para el ensayo de <i>pull-out</i>	51
3.2.2.	Optimización de la configuración para el ensayo de <i>pull-out</i>	53
4.	PRUEBAS DE LABORATORIO NSM FRP	62
5.	ESTIMACIÓN DE VIDA ÚTIL DE ZONAS REFORZADAS CON FRP	73
5.1.	Estimación de funciones de vida para estructuras reforzadas con FRP	73
5.1.1.	Pruebas de laboratorio de Quattlebaum et al.	75
5.1.2.	Estimación del área efectiva de FRP	76
5.2.	Índices de confiabilidad de refuerzos flexurales con FRP	81
6.	EVALUACIÓN DEL PUENTE CENTENARIO	87
6.1.	Estado actual de la zona reforzada del voladizo del puente Centenario	87
6.2.	Estimación de vida útil de la zona reforzada con FRP	88
7.	PROPUESTA DE METODOLOGÍA ANALÍTICA	97
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	100
	Referencias	103
	ANEXO A. CORRECCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DE LAS PRUEBAS	107
	ANEXO B. ÍNDICES DE CONFIABILIDAD DEL PUENTE CENTENARIO	111

INDICE DE FIGURAS

1.1 Representación del proceso de carga y degradación de la resistencia.	9
1.2 Concepto de estado límite dependiente del tiempo.	11
1.3 Curvas de probabilidad de falla acumulada.	12
1.4 Perfiles de confiabilidad a lo largo del tiempo.	14
1.5 Índices de confiabilidad para todas las estrategias.	15
1.6 Curvas típicas <i>bond-slip</i> de refuerzos con NSM-FRP.	17
2.1 Ubicación del puente Centenario.	22
2.2 Vista lateral del puente Centenario.	22
2.3 Sección transversal del puente Centenario.	23
2.4 Detalle de la ubicación y colocación del FRP.	24
2.5 Ubicación de los ERSG y VWSG.	27
2.6 Deformaciones en las cuerdas vibrantes durante la prueba de carga.	28
2.7 Deformaciones en el FRP durante la prueba de carga.	29
2.8 Deformaciones promedio de los strain gauges (ERSG).	30
2.9 Deformaciones de las cuerdas vibrantes (VWSG).	31
2.10 Deformaciones promedio VWSG y temperatura ambiente.	32
3.1 Esquema del modelo analizado en elementos finitos.	33
3.2 Detalle del mallado de los elementos.	35
3.3 Vistas del modelo en el programa SAP2000.	35
3.4 Modelo de losa en SAP2000.	36
3.5 Ubicaciones del acero analizadas.	37
3.6 Distribución de cargas del camión AASHTO.	39
3.7 Distribución de cargas del camión de la prueba de carga.	39

3.8 Comparación esfuerzos VWSG - C1, HMS vs. EF.	41
3.9 Deformaciones VWSG con variación de temperatura.	41
3.10 Deformaciones teóricas ERSG - C1.	44
3.11 Deformaciones ERSG - C1, HMS vs. EF.	45
3.12 Comparación esfuerzos VWSG - C2, PC vs. EF.	46
3.13 Comparación esfuerzos ERSG - C2, PC vs. EF.	48
3.14 Distribución de esfuerzos horizontales longitudinales, zona reforzada.	49
3.15 Distribución esfuerzos S33 en la zona cercana al apoyo del voladizo.	50
3.16 Configuraciones analizadas para el <i>pull-out</i>	51
3.17 Modelos analizados de <i>pull-out</i> en SAP2000.	52
3.18 Distribuciones de esfuerzos S11 en el plano XY para las diferentes condiciones de apoyo.	54
3.19 Esquema de la prueba de <i>pull-out</i>	55
3.20 Distribución de esfuerzos verticales de la probeta, área de contacto de 30x10 cm.	56
3.21 Distribución de esfuerzos verticales de la probeta, área de contacto de 30x6 cm.	57
3.22 Distribución de esfuerzos verticales para las distintas longitudes sin adherencia analizadas.	59
3.23 Distribuciones de esfuerzos verticales en el plano horizontal (XY) de la probeta.	61
4.1 <i>Set-up</i> del ensayo de <i>pull-out</i>	63
4.2 <i>Set-up</i> del ensayo de <i>pull-out</i> en el laboratorio.	63
4.3 Instrumentación ensayo <i>pull-out</i> 45 cm.	64
4.4 Deformaciones de los <i>strain gauges</i> vs. carga aplicada.	65
4.5 Deformaciones de los <i>strain gauges</i> vs. carga aplicada.	65
4.6 Distribución de deformaciones a lo largo de la barra de FRP.	66
4.7 Segmento infinitesimal de FRP.	67

4.8 Distribución del esfuerzo de corte τ a lo largo de la barra de FRP.	68
4.9 Curvas P vs <i>slip</i> del extremo cargado del FRP.	69
4.10 Comparación de curvas P vs <i>slip</i> del extremo cargado del FRP.	70
4.11 Curvas P vs <i>slip</i> del borde libre del FRP.	71
5.1 Comparación entre adherencia perfecta y degradada.	74
5.2 Esquema del refuerzo de las probetas utilizadas por Quattlebaum et al.	75
5.3 Deflexiones al centro de la luz durante los ciclos de carga.	77
5.4 Variación de los esfuerzos en el FRP durante los ciclos de carga.	77
5.5 Diagrama de flujo para estimación del área efectiva de FRP.	78
5.6 Funciones de vida obtenidas a partir de los datos de Quattlebaum et al.	80
5.7 Diagrama de tensiones y deformaciones de elementos reforzados con FRP.	83
5.8 Cargas aplicadas sobre el voladizo del puente Centenario.	85
6.1 Momentos flexurales para las distintas funciones de vida.	94
6.2 Índices de confiabilidad para un período de 100 años.	95
7.1 Diagrama de flujo para estimación del área efectiva de FRP.	99

INDICE DE TABLAS

1.1 Resumen ensayos de fatiga con NSM-FRP.	20
2.1 Propiedades del perfil de CFRP Mbar 500 NSM.	25
2.2 Propiedades del epóxico Concreative 1090.	25
3.1 Propiedades de los materiales utilizadas en el modelo.	36
3.2 Variación de esfuerzos debido a la ubicación del acero longitudinal.	37
5.1 Propiedades de los materiales utilizados por Quattlebaum et al.	76
5.2 Variables aleatorias para la losa reforzada con FRP.	83
5.3 Parámetros determinísticos para la losa reforzada con FRP.	84
6.1 Variables aleatorias para la losa reforzada con FRP.	89
6.2 Valores medios y COV del área efectiva del FRP.	90
6.3 Parámetros determinísticos para la losa reforzada con FRP.	91
6.4 Ciclos de carga a lo largo de la vida útil.	91
A.1 Conversión de unidades transductores.	107
A.2 Pull-out $L_a = 10$ cm, $L_{libre} = 21.0$ cm.	108
A.3 Pull-out $L_a = 12.5$ cm, $L_{libre} = 18.5$ cm.	109
A.4 Pull-out $L_a = 45$ cm, $L_{libre} = 6.0$ cm.	110
B.1 Dimensiones y propiedades de los materiales.	114
B.2 Valores de R , Q y β para LF1.	114
B.3 Valores de R , Q y β para LF2.	115

RESUMEN

El uso de polímeros reforzados con fibras (FRP) colocados cerca de la superficie (NSM) es una técnica de refuerzo de elementos estructurales que presenta grandes ventajas con respecto a otras metodologías de reforzamiento estructural, especialmente por su simpleza y rapidez de aplicación. Esta técnica ha sido desarrollada en los últimos 20 años, por lo que todavía se desconocen muchas de sus propiedades y su comportamiento a largo plazo.

Esta técnica de refuerzo fue utilizada por primera vez en Chile para el refuerzo del puente Centenario en el 2008, por lo que se implementó un sistema de monitoreo estructural (HMS) para seguir el comportamiento y funcionamiento del refuerzo NSM FRP.

El propósito principal de esta investigación es presentar una metodología para cuantificar la degradación de resistencia que presenta el sistema de refuerzo de NSM FRP ante cargas cíclicas, para posteriormente realizar la estimación de vida útil de estos refuerzos en puentes carreteros de hormigón armado reforzados con FRP, a partir de un análisis de confiabilidad estructural.

Se presentan los resultados de modelaciones con elementos finitos realizadas y su comparación con la información proveniente del HMS, para determinar el estado actual de la zona reforzada del puente Centenario. Además se muestran los resultados de pruebas de laboratorio que permiten caracterizar el comportamiento de la zona de anclaje de las barras de FRP utilizadas en el puente.

Palabras Claves: adherencia, fatiga, polímeros reforzados con fibras, NSM FRP, sistema de monitoreo estructural, puentes, funciones de vida.

ABSTRACT

The use of fiber reinforced polymers (FRP) near surface mounted (NSM) is a structural reinforcement technique that offers great advantages compared with other reinforcement methodologies, especially the simple and fast application process that requires. This technique has been developed in the past 20 years, and some properties like the long time behavior are unknown.

This reinforcement technique was used for the first time in Chile to strength the Centenario bridge in 2008, because of the novelty of the reinforcement a structural health monitoring system (HMS) was implemented in order to monitor the behavior and performance of the NSM FRP reinforcement.

The main objective of the this investigation is to present a methodology to estimate the resistance degradation of the NSM FRP reinforcement system due to cyclic loads, and use this degradation to estimate the lifetime of the reinforcement in concrete bridges strenghtened with FRP with a structural reliability analysis.

Finite element simulations were carried out in order to compare them with the information given by the HMS and estimate the actual state of the reinforced zone in the Centenario bridge. Experimental tests results regarding the behavior of the anchoring length of the FRP strips used in the bridge are also reported and analysed.

Keywords: Bonding, fatigue, fiber reinforced polymers, NSM FRP, health monitoring system, bridges, lifetime functions, reliability index.

1. INTRODUCCIÓN

La importancia que tiene conocer el estado actual de las estructuras en uso ha crecido significativamente en los últimos 30 años. Las construcciones son diseñadas para una vida útil determinada, pero se desconoce cómo se comportarán realmente durante ese período; se tiene una incertidumbre con respecto a cuales son las propiedades físicas y geométricas reales de sus elementos y materiales, así como la degradación que pueden presentar con el paso del tiempo.

Estas variaciones pueden provocar importantes disminuciones en el desempeño de las estructuras, tanto en su resistencia como en su serviciabilidad, por lo que es necesario llevar un control periódico de su comportamiento. Los sistemas de monitoreo estructural (HMS, por sus siglas en inglés) han sido implementados para realizar este control.

Los puentes son básicos para el desarrollo de las ciudades, ya que permiten la comunicación con las zonas alrededor, por lo que su correcto funcionamiento es clave y es necesario implementar HMS para garantizar su integridad estructural.

Con el paso del tiempo, los puentes se ven sometidos a un aumento de solicitaciones, ya sea por el constante incremento de las cargas que deben transportar los vehículos al trasladarse de un punto a otro, o por el aumento de carriles de tránsito dentro de las estructuras existentes en busca de aumentar el flujo vehicular. Esta situación provoca que el puente deba ser reforzado para que pueda tener un desempeño adecuado, manteniendo su integridad y su serviciabilidad.

A lo largo del tiempo se han desarrollado varias técnicas para el reforzamiento de estructuras existentes, siendo la adhesión de elementos de fibras de alta resistencia a los elementos estructurales el método más utilizado en la actualidad.

Los primeros reforzamientos utilizaron placas de acero; con el avance de la tecnología se han desarrollado novedosos materiales con resistencias significativamente más altas con respecto a los materiales tradicionales. Un ejemplo son los polímeros reforzados con fibras (FRP, por sus siglas en inglés), desarrollados para la ingeniería civil en los años ochenta,

se empezaron a utilizar como materiales para el refuerzo estructural. Existen varios tipos, dentro de los cuales destacan los polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP) y los polímeros reforzados con fibras de vidrio (GFRP). El CFRP presenta una resistencia a la tracción bastante superior al GFRP, aunque el costo de este último es menor.

El FRP se fabricó inicialmente en forma de tela para ser utilizado en aplicaciones externas, siendo actualmente el uso más generalizado que tiene este material. A pesar de los beneficios que le trae a la estructura, este sistema presenta varios problemas ya que su aplicación requiere de un proceso de instalación bastante complejo, y al final de la aplicación el refuerzo queda expuesto a las condiciones ambientales.

Durante los noventa se empezó a producir el FRP en forma de barras, permitiendo el desarrollo de una nueva técnica de refuerzo para hormigón armado: el FRP montado cerca de la superficie (NSM FRP, por sus siglas en inglés). Esta técnica consiste en realizar una pequeña ranura en el hormigón que es rellenada con adhesivo y posteriormente se introduce en ella la barra de FRP. Este método es más sencillo y rápido que el refuerzo externo con telas, debido a la menor zona que hay que intervenir y tratar antes del pegado de los elementos, y además permite una mejor protección del FRP ante las condiciones ambientales.

La investigación realizada sobre el NSM FRP es bastante limitada. Se ha logrado caracterizar en forma general su comportamiento cuando es utilizado para refuerzos flexurales, los tipos de falla más usuales, así como las longitudes de adherencia. Sin embargo, todavía quedan muchos aspectos por investigar y aclarar sobre el comportamiento y desempeño de este sistema de refuerzo.

Un aspecto clave es el comportamiento del sistema de refuerzo ante cargas cíclicas, específicamente el comportamiento de la interfaz hormigón-epóxico y epóxico-FRP, ya que si bien se ha investigado el comportamiento de la adherencia en estas interfaces al aplicar cargas monotónicas, se desconoce cual es su desempeño ante esfuerzos de fatiga (ciclos de carga y descarga). El conocimiento de este comportamiento es de suma importancia para

puentes reforzados con esta técnica, ya que son el ejemplo perfecto de estructuras sujetas a cargas cíclicas.

El propósito principal de esta investigación es analizar y caracterizar el comportamiento a fatiga de refuerzos con NSM FRP, apoyándose en los datos obtenidos de un HMS que permiten caracterizar el desempeño real actual del refuerzo.

Como caso de análisis se utilizó el puente Centenario, ubicado en la comuna de Vitacura, Santiago, que fue ampliado, pasando de seis a ocho carriles de tránsito, por lo que debió ser intervenido para su reforzamiento, eligiéndose el NSM FRP para este propósito por su facilidad constructiva. Este es el primer caso documentado en Chile del uso de esta técnica por lo que se diseñó un HMS para monitorear su comportamiento.

Además se analizó el comportamiento general de la interfaz epóxica, analizando la distribución de los esfuerzos a lo largo de la interfaz durante las distintas etapas de carga que pueden sufrir estos sistemas, con el objetivo de caracterizar el funcionamiento de este sistema de refuerzo.

Es importante indicar que para el análisis del puente Centenario no se tomó en cuenta los efectos de las cargas de impacto de vehículos contras las barreras de contención, esta sollicitación sí fue tomada en cuenta en el diseño del refuerzo. Estas cargas provocan una sollicitación bastante importante en la losa en voladizo del puente, que puede provocar una degradación notoria en la zona reforzada. Estas cargas no fueron contempladas dentro del análisis, ya que su frecuencia de ocurrencia es bastante baja respecto al flujo vehicular que soporta la losa.

1.1. Objetivos

El objetivo general del proyecto es desarrollar funciones de vida (*lifetime functions*) para estructuras reforzadas con NSM FRP y estimar su vida útil, a partir de pruebas de laboratorio y mediciones estáticas obtenidas mediante un sistema de monitoreo estructural, basándose en el caso del reforzamiento realizado en el puente Centenario para generalizar los resultados.

Los objetivos específicos son:

- Evaluar el estado estructural actual de la zona reforzada del puente Centenario, a partir de las pruebas de carga realizadas y los datos del sistema de monitoreo.
- Estimar los esfuerzos a los que se encuentran sometidos los elementos, mediante modelos de elementos finitos.
- Comparar los datos del sistema de monitoreo con los esfuerzos obtenidos de la modelación con elementos finitos.
- Caracterizar el comportamiento y funcionamiento de la zona de anclaje del FRP.
- Realizar análisis de fatiga de los elementos y la zona reforzada.
- Determinar funciones de vida para las zonas reforzadas con FRP.
- Estimar la vida útil remanente de la zona reforzada del puente Centenario.
- Proponer una metodología analítica para la estimación de vida útil de este tipo de refuerzos.

1.2. Hipótesis

La hipótesis de esta tesis es que a partir de mediciones de esfuerzos y deformaciones, se puede desarrollar funciones de vida para puentes reforzados flexuralmente con FRP, que permitan estimar la vida útil remanente de las zonas reforzadas.

1.3. Sistemas de Monitoreo de Puentes

Los primeros estudios de monitoreo en estructuras se realizaron a inicios de los años setenta. En esta etapa inicial las investigaciones se centraron principalmente en aplicaciones para la industria aeronáutica, máquinas rotatorias y las plantas petrolíferas (Farrar y Worden, 2006).

Los sistemas de monitoreo en puentes se empezaron a utilizar en los años ochenta (Wenzel, 2009). Inicialmente estos sistemas se basaron únicamente en observaciones visuales de las estructuras, en busca de detectar defectos o daños visibles a simple vista. A finales de esa década se volvió bastante popular la evaluación de daños basándose en propiedades vibratorias, como las curvas modales, las frecuencias de vibración e índices dinámicos matriciales de flexibilidad.

Existen varios planteamientos sobre la estructuración y el funcionamiento de un sistema de monitoreo estructural (HMS), como los propuestos por Chang et al. (2003), Farrar y Worden (2006), y Wenzel (2009). El esquema general de un HMS contempla los siguientes aspectos principales:

- (i) Planteamiento operacional: Es necesario plantear los objetivos del HMS, determinando las zonas que son más críticas e importantes de la estructura, tomando en cuenta la trascendencia que puede tener el daño o fallo de estas zonas en la estabilidad y serviciabilidad global de la estructura; el HMS también puede estar orientado al monitoreo de zonas no tan críticas pero que son de interés, en busca de poder caracterizar y analizar su comportamiento en el tiempo. En esta etapa de diseño del sistema, se debe realizar un análisis costo-beneficio tomando en cuenta la trascendencia de la estructura para la población y el costo económico de la implementación del sistema, para poder estimar la cantidad y calidad de los instrumentos que se pueden colocar en la estructura.
- (ii) Monitoreo de las propiedades y condiciones de la estructura: luego de definir los alcances del HMS es necesario definir la metodología que se utilizará para medir

las propiedades de interés; se debe elegir entre sistemas de medición periódica o continua.

- (iii) Evaluaciones no destructivas (NDE): Para medir la respuesta de la estructura es necesario medir sus propiedades en reposo (sin sobrecargas de uso) y en condiciones de funcionamiento normal. Estas últimas se miden usualmente mediante pruebas de carga no destructivas, aplicando a la estructura fracciones de las cargas de diseño para medir la respuesta que tienen las zonas monitoreadas.
- (iv) Procesamiento estadístico y filtración de los datos obtenidos del monitoreo: Las estructuras civiles, en especial los puentes, se encuentran expuestas a distintos factores ambientales que varían constantemente, como por ejemplo la humedad y la temperatura ambiente, los cuales afectan las propiedades y comportamiento de los materiales que componen la estructura. Es necesario filtrar estas alteraciones en los datos, así como los posibles ruidos generados por los sistemas de medición de los instrumentos, para garantizar que los datos que se analicen en las etapas posteriores sean fiel representación de las condiciones reales de la estructura.
- (v) Prognosis de la estructura: Con los datos del HMS procesados y filtrados se debe realizar el análisis de estos para determinar, ubicar y cuantificar los posibles daños en los elementos monitoreados, y posteriormente evaluar la condición actual de la estructura y definir las medidas preventivas o correctivas necesarias para garantizar el correcto funcionamiento de la construcción por lo que le resta de vida útil.

1.4. Información Existente

1.4.1. Estado del arte en sistemas de monitoreo de puentes

En los últimos 10 años se han desarrollado varias herramientas y metodologías para obtener diagnósticos más confiables, ya que las fallas que puede presentar la estructura no son necesariamente visibles, y se pueden encontrar al interior del elemento analizado.

Los métodos que utilizan observaciones globales de la estructura, como los basados en los modos y períodos de vibración de la estructura no permiten identificar y localizar con precisión los daños que pueda presentar la estructura. Patjawit y Kanok-Nukulchai (2005) afirman que las alteraciones en las formas de los modos y en las frecuencias pueden no ser lo suficientemente significativas para inferir la condición del puente, por lo que proponen establecer índices de flexibilidad globales límite, tal que al ser superados estos valores se debe realizar una inspección detallada de la estructura.

Yan y Golínval (2005) presentan una alternativa para poder localizar el daño de la estructura, combinando el método de flexibilidad con el de rigidez. A partir de una pseudo-inversión de la matriz de flexibilidad global de la estructura obtienen la matriz de rigidez actual de la estructura, la cual comparan con la matriz de rigidez teórica de referencia. Las variaciones que se presenten entre las diagonales de ambas matrices pueden ser relacionadas con un elemento o zona en específico, permitiendo ubicar las zonas con posibles daños.

Robertson (2005) presenta los resultados del sistema de monitoreo implementado en un puente de hormigón pretensado, basado en mediciones estáticas realizadas a corto y largo plazo. El análisis de los datos de deflexiones mostró que las estimaciones en la fase de diseño fueron poco conservadoras, ya que no se lograron reproducir las condiciones reales de los materiales y el ambiente. Además promueve el uso de cuerdas vibrantes para las mediciones, debido al buen funcionamiento que presentó este tipo de instrumentos.

Durante la última década se han explorado novedosos sistemas de medición, por ejemplo las distribuciones de sensores de fibra óptica (DOFS, por sus siglas en inglés). Zhang et al. (2006) emplearon dos tipos de DOFS, basados en rejillas de Bragg (FBG) y *Brillouin optical time domain reflectometry* (BOTDR), dentro de un sistema integrado de HMS para vigas de hormigón armado reforzadas externamente con torones de fibras de aramida reforzadas con polímeros (AFRP). Utilizaron mediciones estáticas y dinámicas para determinar niveles de alarma de seguridad para las vigas.

El futuro de los sistemas de monitoreo de estructuras se centrará en la prognosis de daños (DP). La DP intenta predecir el desempeño del sistema estructural evaluando el estado actual de daños del sistema (i.e. HMS), estimando los futuros escenarios de carga y predecir a través de simulaciones y experiencias pasadas la vida útil remanente de la estructura (Farrar y Lieven, 2007).

1.4.2. Estimación de vida útil de estructuras

Se han realizado esfuerzos para estimar la vida útil remanente de estructuras a partir de los datos del HMS. Por ejemplo, Li, Chan, y Ko (2001) analizan el caso de puentes con vigas de acero y se centran en el análisis de las conexiones entre los elementos, específicamente la fatiga de éstas, y proponen una metodología para determinar la vida útil modificando la regla básica de Miner para la estimación de la resistencia a la fatiga de los materiales. Se basan en un sistema de monitoreo continuo, el cual les permite medir con precisión las solicitaciones que tiene el puente en todo momento, obteniendo la historia completa de esfuerzos que soportan las conexiones, para poder estimar con exactitud la fatiga acumulada de las mismas.

La regla de Miner (Miner, 1945), indica que el daño por fatiga, D , se puede expresar así:

$$D = \sum_{j=1}^k \frac{n_j}{N_j(X)} \quad (1.1)$$

donde k es la cantidad de magnitudes de esfuerzos S_j que existen en el espectro de solicitaciones del elemento, con j variando entre 1 y k ; n_j es el número de ciclos bajo el nivel S_j de esfuerzos; N_j es el número de ciclos de daño bajo el S_j nivel de esfuerzos necesario para que ocurra la falla. Miner asumió que la falla ocurre cuando D alcanza el valor de 1.

La regla de Miner permite evaluar la fatiga de elementos de acero con relativa facilidad y precisión, sin embargo su aplicación a elementos de hormigón armado es más complicada debido a que se trata de un material compuesto anisotrópico, y esta regla plantea el análisis enfocándolo a las conexiones entre elementos.

En los últimos 20 años, la investigación de la vida útil de estructuras de hormigón armado, principalmente puentes, se ha enfocado en la aplicación de análisis de confiabilidad y funciones de vida (*lifetime functions*) como las propuestas por Yang et al. (2004) y Enright y Frangopol (1998).

Para el análisis de confiabilidad, la intensidad de la carga puede ser asumida como constante durante un evento de carga. La duración de eventos de carga significativos, aparte de la carga muerta, es generalmente muy pequeña cuando se compara con una escala de tiempo de 40 o más años, y estos eventos ocupan una pequeña fracción de la vida total de un elemento. Con estas suposiciones, una carga estructural que varía en el tiempo puede ser modelada como una secuencia de pulsos de ocurrencia aleatoria con una intensidad aleatoria S_j y una duración τ como se muestra en la Figura 1.1. Se asume que la duración del evento es lo suficientemente pequeña para que no ocurra algún cambio en el estado de la estructura debido a la aplicación de la carga (i.e., no ocurre daño acumulativo durante el evento de carga) (Mori y Ellingwood, 1993).

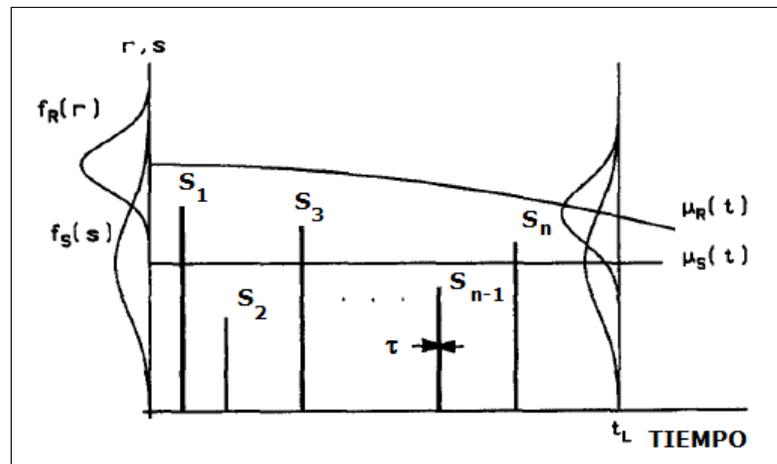


FIGURA 1.1. Representación esquemática del proceso de carga y degradación de la resistencia. (Mori y Ellingwood, 1993). El valor r corresponde a la resistencia; s a la solicitación; τ es la duración de s ; f es la función de densidad y μ es el valor medio.

El deterioro de la resistencia de un componente estructural con el tiempo se puede expresar de la siguiente manera (Mori y Ellingwood, 1993):

$$r(t) = R_0 * g(t) \quad (1.2)$$

donde $r(t)$ es la resistencia en el tiempo t , R_0 es la resistencia inicial y $g(t)$ es la función de degradación de la resistencia.

Estas funciones de degradación se han utilizado principalmente para estimar el efecto de la corrosión en el acero de refuerzo de los elementos de hormigón armado, los ataques de sulfato sobre el hormigón y efectos similares. Enright y Frangopol (1998) indican que la función de degradación de resistencia en flexión de una viga de hormigón armado, debido a la corrosión del refuerzo de acero, se puede expresar en términos de una o dos variables aleatorias. Proponen que para el caso de dos variables aleatorias, k_1 y k_2 , la función de degradación de resistencia se exprese como:

$$g(t) = 1 - k_1 * t + k_2 * t^2 \quad (1.3)$$

La forma de la función de degradación tiene un efecto sumamente importante en la estimación de la probabilidad de falla, ya que una función con forma de raíz cuadrada presenta valores de degradación más altos a edades tempranas comparada con funciones lineales y parabólicas, mientras que estas últimas presentan mayores valores para edades tardías de la estructura.

Mori y Ellingwood (1993) proponen la siguiente expresión para calcular la probabilidad de falla acumulativa en el tiempo de un elemento en deterioro sujeto a dos procesos de carga estadísticamente independientes con intensidades S_1 y S_2 :

$$P_f(t_L) = 1 - \int_0^\infty \int_0^\infty \exp \left(-\lambda_{s_1} t_L \left\{ 1 - \frac{1}{t_L} \int_0^{t_L} F_{s_1}[r * g(t) - s_2] dt \right\} \right) * f_{s_2}(s_2) f_{R_0}(r) ds_2 dr \quad (1.4)$$

donde $P_f(t_L)$ representa la probabilidad de falla durante un periodo de tiempo $(0, t_L]$; S_1 es la carga viva (variable en el tiempo), λ_{S_1} y F_{S_1} son la tasa de ocurrencia de la carga viva

y la función de distribución acumulativa (CDF, por sus siglas en inglés) de la carga viva, respectivamente; S_2 es la carga muerta, que se asume invariante en el tiempo; f_{S_2} es la función de densidad de probabilidad (PDF, por sus siglas en inglés) de S_2 ; y f_{R_0} es la PDF de la resistencia inicial (R_0).

Krätzig y Pretyna (2005), basándose en teorías de estandarización recientes, presentan la siguiente función de estado límite $g(X)$:

$$g(X) = R(X) - S(X) \leq 0 \text{ ocurrencia de la falla} \quad (1.5)$$

$$> 0 \text{ estabilidad del sistema}$$

Esta ecuación está relacionada a un cierto instante de tiempo en la vida de una estructura, generalmente su estado inicial. Con el paso del tiempo la situación cambia, como se observa en la Figura 1.2: además de un posible aumento de las solicitaciones $S(t)$, el deterioro estructural puede causar daño, provocando una reducción en la resistencia $R(t)$. Este daño se puede expresar como un indicador de daño D_i , que aumenta con la acumulación de diversos daños, como lo son la disminución de rigideces, resistencias y áreas efectivas. La evolución del daño provoca que el margen original de seguridad γ_0 se vea reducido sucesivamente, pudiendo llegar a desaparecer antes de que se termine la vida útil proyectada de la estructura.

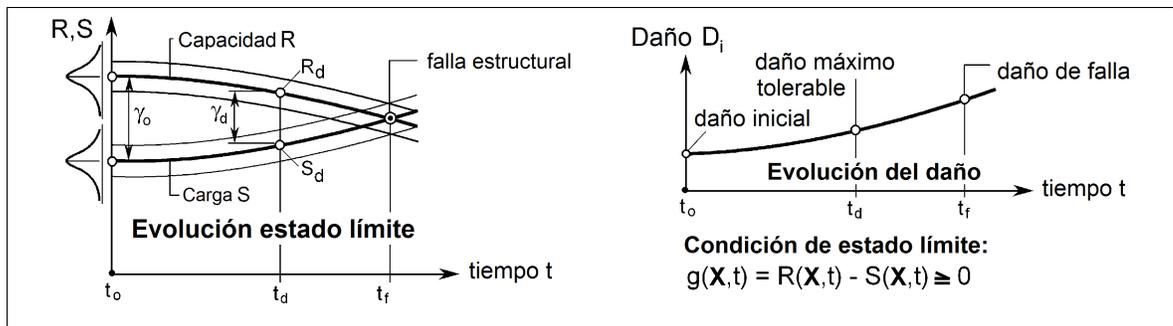
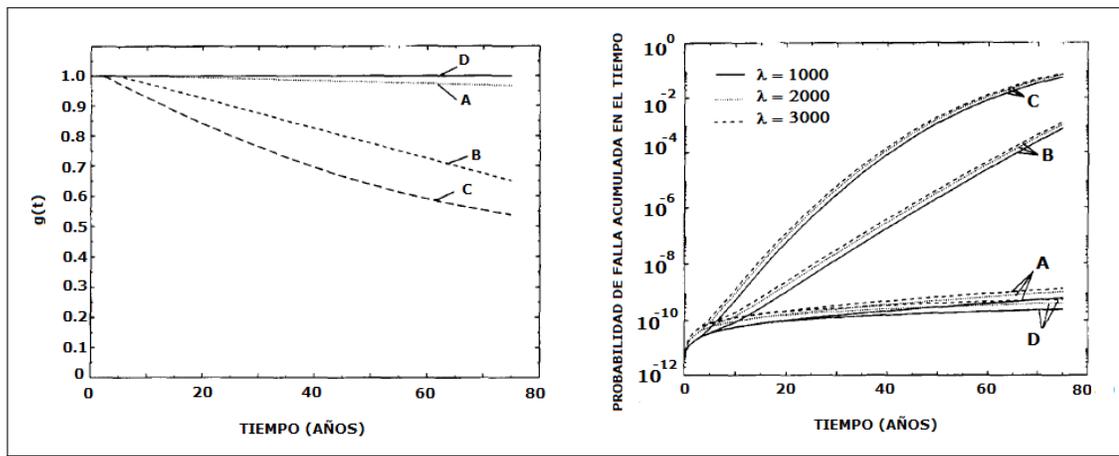


FIGURA 1.2. Concepto de estado límite dependiente del tiempo. (Krätzig y Pretyna, 2005).

Enright y Frangopol (1998) utilizaron las ecuaciones propuestas por Mori y Ellingwood, para estimar la probabilidad de falla en flexión de las vigas de un puente de hormigón, asumiendo que la corrosión del acero de refuerzo era el único factor de degradación de la resistencia de las vigas. Analizaron diversas curvas de degradación de la resistencia y tasas de ocurrencia de la carga viva. Las curvas de degradación y las probabilidades de falla que obtuvieron se pueden observar en la Figura 1.3. Dentro de las principales conclusiones que obtuvieron está el hecho de que solo es necesaria una estimación gruesa de la tasa de ocurrencia de la carga viva para los cálculos de confiabilidad, ver Figura 1.3.b, pero es importante estimar bien la curva de degradación de resistencia.



(a) Curvas de degradación analizadas.

(b) Probabilidad de falla acumulada en el tiempo de una viga.

FIGURA 1.3. Curvas de probabilidad de falla acumulada. Se observa el efecto del tipo de curva de degradación y la tasa de ocurrencia de la carga (λ) sobre la probabilidad de falla acumulada. (Enright y Frangopol, 1998).

Nowak y Collins (2000) presentaron el siguiente desarrollo para determinar índices de confiabilidad estructural. A partir de la capacidad de soporte de carga (R) y la demanda o carga (Q) se puede definir la función de desempeño Y , de la siguiente forma:

$$Y = R - Q \tag{1.6}$$

La media de Y, μ_Y , se puede calcular de la siguiente forma:

$$\mu_Y = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{x_i} = \mu_R - \mu_Q \quad (1.7)$$

La varianza se obtiene así:

$$\begin{aligned} \sigma_Y^2 &= \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n a_i a_j \text{CoV}(X_i, X_j) \\ &= a_1^2 \text{CoV}(X_1, X_1) + 2a_1 a_2 \text{CoV}(X_1, X_2) + a_2^2 \text{CoV}(X_2, X_2) \\ &= (1)^2 \sigma_r^2 + 2(1)(-1) \text{CoV}(R, Q) + (-1)^2 \sigma_Q^2 \\ &= \sigma_r^2 + \sigma_Q^2 - 2 \text{CoV}(R, Q) \\ \sigma_Y^2 &= \sigma_r^2 + \sigma_Q^2 - 2\rho_{RQ} \sigma_R \sigma_Q \end{aligned} \quad (1.8)$$

Si R y Q no tienen relación, ρ_{RQ} es igual a 0, por lo que la ecuación (1.8) se transforma en:

$$\sigma_Y^2 = \sigma_r^2 + \sigma_Q^2 \quad (1.9)$$

El coeficiente de variación, V_y , se obtiene a partir de los dos anteriores:

$$V_Y = \frac{\sigma_Y}{\mu_Y} = \frac{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}}{\mu_R - \mu_Q} \quad (1.10)$$

El inverso de V_y es el índice de confiabilidad, β :

$$\beta = \frac{1}{V_y} = \frac{\mu_Y}{\sigma_Y} \quad (1.11)$$

Akgül y Frangopol (2004) presentaron una guía metodológica probabilística para predecir el desempeño (i.e., seguridad y serviciabilidad) de puentes existentes de hormigón pretensado a lo largo de su vida proyectada. Derivaron las ecuaciones de estado límite basándose en las fórmulas y requerimientos de carga y capacidad flexural de la norma de diseño AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*). El nivel de serviciabilidad lo definieron mediante tensiones admisibles en el hormigón.

Identificaron las variables aleatorias y los parámetros determinísticos en estas ecuaciones de estado límite. Los análisis de los resultados fueron presentados en términos de los índices de confiabilidad iniciales y los perfiles de confiabilidad a lo largo del tiempo. En la Figura 1.4 se presentan los perfiles que obtuvieron para dos de los puentes que analizaron.

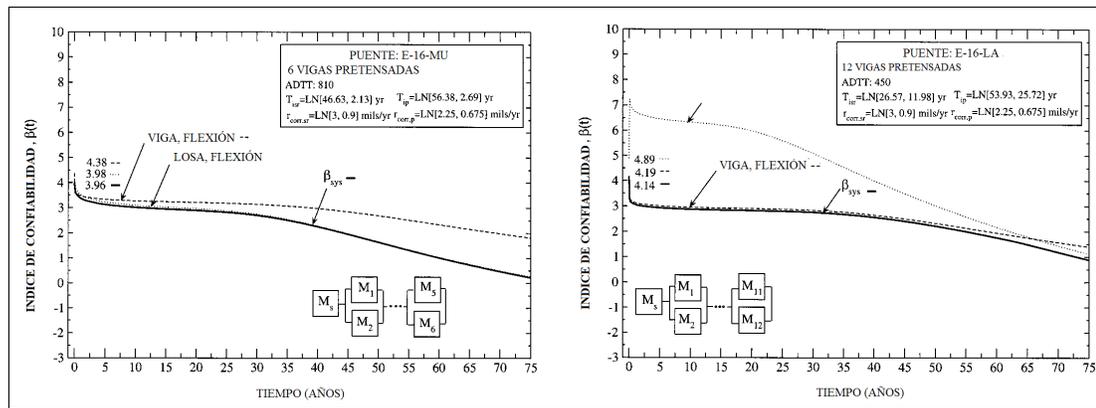


FIGURA 1.4. Perfiles de confiabilidad a lo largo del tiempo. La variación que presentan los índices de confiabilidad con el paso del tiempo depende mucho de las propiedades iniciales de los elementos, y su degradación en el tiempo puede variar notoriamente entre un modelo analizado y otro. (Akgül y Frangopol, 2004).

Petcherdchoo et al. (2008) investigaron el efecto que tienen diversas medidas de reparación y mantenimiento en los índices de confiabilidad de un puente de vigas de acero con losa colaborante, con el propósito de obtener un programa de administración del puente basado en confiabilidad estructural. Analizaron los efectos de distintas actividades de intervención sobre los índices de confiabilidad de la losa y las vigas: aplicación de capas protectoras de pintura o impermeabilizantes, reparaciones importantes, y la sustitución de elementos. Propusieron varias estrategias de intervención y mantenimiento basadas en esas actividades, logrando determinar las estrategias que permiten alcanzar el índice de confiabilidad deseado al final de la vida útil de los elementos, tal como se puede observar en la Figura 1.5.

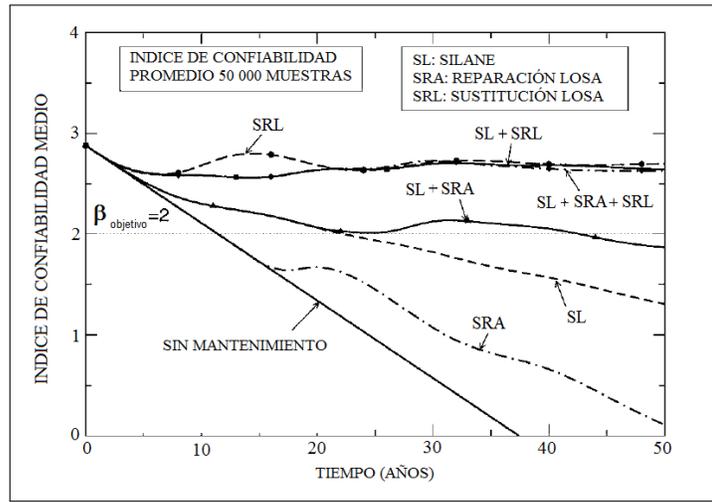


FIGURA 1.5. Índices de confiabilidad para las distintas estrategias de mantenimiento y reparación. (Petcherdchoo et al., 2008).

En la Figura 1.5 se puede observar como la ejecución de las dos actividades de mantenimiento más económicas, el tratamiento químico con silano (SL) y las reparaciones en la losa (SRA), en los momentos adecuados permiten mantener el índice de confiabilidad por encima de 2 hasta los 44 años de vida del puente, siendo esta combinación bastante más económica que las otras estrategias que requieren de la sustitución de la losa (SRL) para obtener un índice superior a 2.

Wenzel (2009) indica que para poder realizar una predicción de vida útil los registros disponibles de mediciones deben ser lo suficientemente extensos para poder cubrir por lo menos tres ciclos relevantes para la estructura, lo que normalmente es el equivalente a tres años de mediciones.

No se tienen registros de que hasta la fecha se haya investigado y buscado estimar de la vida útil de refuerzos con FRP mediante el uso de funciones de vida e índices de confiabilidad, y la información proveniente de sistemas de monitoreo estructural.

1.4.3. Caracterización y comportamiento de NSM FRP

Lorenzis y Teng (2007) realizaron una exhaustiva revisión crítica de las investigaciones existentes sobre NSM FRP, enfocándose especialmente en el tipo de FRP utilizados, pegamentos investigados, características geométricas de las ranuras, comportamiento de la interfaz epóxica y en los tipos de falla de vigas reforzadas flexuralmente.

Presentan tablas comparativas de todas las investigaciones experimentales que se han realizado, tanto en pruebas de pull-out, como pruebas flexurales.

Identificaron varios vacíos de conocimiento y propusieron directrices generales para las investigaciones futuras, dentro de estas últimas destaca la necesidad de investigar más en detalle el mecanismo de falla del epóxico en elementos reforzados flexuralmente.

En la Figura 1.6 se muestran las distintas curvas *bond-slip* de refuerzos de NSM FRP que se han reportado en investigaciones previas. La curva tipo I reproduce de una manera más precisa el decrecimiento gradual del esfuerzo local de adherencia luego de que se alcanza su máximo valor; esta caída gradual se presenta cuando la falla de adherencia se ubica en la interfaz (epóxico-hormigón o epóxico-barra) o por el desprendimiento de la cobertura de epóxico-hormigón que cubre la barra. La curva tipo II representa de mejor manera la falla por desprendimiento de esta cobertura cuando las barras presentan superficies rugosas, ya que tienen un comportamiento más frágil, con una caída abrupta del esfuerzo de adherencia luego de alcanzar su máximo valor. La ecuación general que describe estas curvas es (Lorenzis y Teng, 2007):

$$\tau(s) = \tau_m * \left(\frac{s}{s_m} \right)^\alpha \quad (1.12)$$

donde s es el *slip* (deslizamiento) del borde libre de la barra; $\tau(s)$ es el esfuerzo de adherencia correspondiente a s ; s_m corresponde al *slip* asociado al esfuerzo de adherencia máximo, τ_m ; α es un coeficiente de ajuste que debe ser menor a 1.

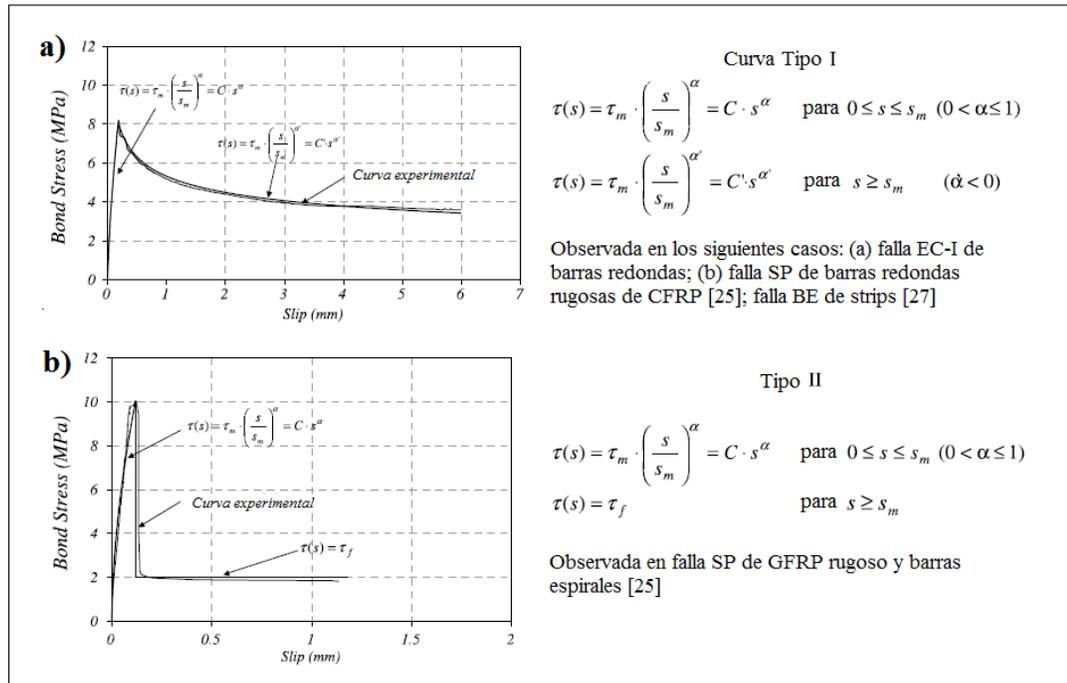


FIGURA 1.6. Curvas típicas *bond-slip* de refuerzos con NSM-FRP. (Lorenzis y Teng, 2007). a) Curva tipo I, b) curva tipo II.

El desempeño de reparaciones con FRP realizadas en estructuras reales, especialmente puentes, no ha sido reportado ampliamente, presentándose un vacío importante en este apartado. Los pocos trabajos que se han presentado al respecto se centran en el uso de refuerzos externos de FRP. Los resultados de las mediciones en campo no siempre concuerdan con lo esperado teóricamente.

Stallings et al. (2000) evaluaron los efectos del refuerzo con laminados de FRP en un puente actualmente en uso, compuesto por cuatro vigas de hormigón simplemente apoyadas, con losa colaborante. Muestran la disminución en los esfuerzos del acero de refuerzo existente, y en las deflexiones de las vigas. Además de estos resultados muestran datos en los que se presentan patrones de respuestas asimétricos en las vigas, ante patrones de carga simétricos, los cuales justifican en parte por las variaciones en la fricción en los apoyos de las vigas y la variación en el deterioro a lo largo de la estructura.

1.4.4. Ensayos de fatiga de NSM FRP

El comité ACI 440, del American Concrete Institute (ACI, por sus siglas en inglés), en su código ACI 440.2R (ACI Committee 440, 2002) recomienda mantener los esfuerzos en el FRP por debajo de $0.55 f_{fu}$ cuando se sometan los elementos reforzados externamente con FRP a ciclos de esfuerzos de fatiga.

Este valor proviene de la resistencia última a fatiga de $0.91 f_{fu}$ de CFRP obtenida en condiciones de fatiga tensión-tensión, con un factor de seguridad de 0.67. La recomendación del ACI 440.2R pretende capturar tanto el comportamiento a fatiga como el *creep* del CFRP, pero no pretende indicar el rango de esfuerzos de la carga de fatiga o el comportamiento del sustrato de hormigón.

Los ensayos de fatiga de elementos reforzados con FRP se concentran principalmente en refuerzos externos, como los presentados por Papakonstantinou et al. (2001).

Harries (2005) indica que el comportamiento de elementos de hormigón armado reforzados con FRP, sujetos a cargas de fatiga, está controlado por el comportamiento del refuerzo de acero interno original del elemento, obteniéndose una mejora marginal con respecto al caso sin refuerzo con FRP.

Harries y Aidoo (2006) indican que en ensayos de fatiga realizados a elementos reforzados externamente con CFRP se presentó una degradación de la interfaz epóxica dentro de un rango de esfuerzos no mayor al 4% de la capacidad última del CFRP. Además indican que las recomendaciones del ACI 440.2R no son adecuadas para mitigar efectivamente el desprendimiento del refuerzo inducido por grietas intermedias. El mismo Harries (2005) indica que todos los ensayos de fatiga realizados a especímenes reforzados con FRP se han centrado en el comportamiento global de los elementos, sin prestar atención a la degradación de la unión epóxica, con excepción de la investigación realizada por Aidoo y él.

En los últimos cinco años se ha puesto mayor atención a los refuerzos NSM, realizando pruebas de *pull-out* con el objetivo de determinar las longitudes de anclaje de las fibras y

caracterizar la unión entre el hormigón y el FRP, dentro de este tipo de investigaciones destaca la de Yun et al. (2008) que comparan distintos tipos de refuerzo, externos y NSM.

Con respecto a la respuesta de refuerzos flexurales con NSM FRP sometidos a ensayos de fatiga Quattlebaum et al. (2005) analizaron la respuesta de elementos reforzados con perfiles de FRP, Badawi y Soudki (2009) utilizaron barras con FRP para el refuerzo, y Rosenboom et al. (n.d.) que utilizaron ambos tipos de FRP.

Todas estas investigaciones en NSM padecen el mismo problema señalado por Harries, se enfocan en la resistencia general de la probeta, sin enfocarse en el análisis de la posible degradación de la interfaz epóxica.

En la Tabla 1.1 se presenta un resumen de las pruebas realizadas por estos autores, indicando el tipo de ensayo realizado, el tipo de refuerzo utilizado, la frecuencia (f) de aplicación de la carga y los porcentajes (P) mínimos y máximos de la carga última del elemento que definen el rango de carga durante los ciclos de fatiga.

Se puede observar en esta tabla que no existe un patrón constante de uso de frecuencias para los ciclos, y ningún autor presenta una justificación para su elección. En las pruebas de flexión se nota la significativa caída en el número de ciclos que es capaz de resistir el elemento conforme aumenta el P_{max} , especialmente para las pruebas de Badawi y Soudki.

TABLA 1.1. Resumen ensayos de fatiga con NSM-FRP.

Autor	Ensayo	Tipo Refuerzo	f (Hz)	P_{min} %	P_{max} %	Número Ciclos Resistidos
Badawi y Soudki	Flexión	Barras	1.5	7	45	1 005 000
				7	50	630 000
				7	60	210 000
				7	65	130 000
Rosenboom et al.	Flexión	Perfiles	2	5	32	>2 000 000
		Barras	2	5	32	>2 000 000
Quattlebaum et al.	Flexión	Perfiles	1.3	16	56	829 000
				10	40	>2 000 000
Yun et al.	Pull-out	Perfiles	5	23	50	>2 000 000
				21	66	>2 000 000

2. SISTEMA DE MONITOREO DEL PUENTE CENTENARIO

2.1. Estructuración y refuerzo del puente Centenario

El puente Centenario, construido en 1987, se ubica en la comuna de Vitacura, en Santiago, sobre la avenida Américo Vespucio. Esta estructura permite salvar el paso sobre el río Mapocho y la Costanera Norte; en la Figura 2.1 se muestra la ubicación del puente. Originalmente este puente fue diseñado para tener seis carriles de tránsito de 3.50 m de ancho, con dos pasillos peatonales de 3 m de ancho en los extremos.

El puente cuenta con tres luces de 61.1 m, 80.0 m y 64.1 m, con una longitud total de 205.2 m. Además presenta una curvatura vertical con un radio de 3810 m. El puente se encuentra esviado 65.9° con respecto al cauce del río Mapocho. En la Figura 2.2 se muestra una vista lateral del puente.

El puente está compuesto por vigas cajón de hormigón armado, con cables de postensado ubicados en las almas de las vigas. El acero de refuerzo de la losa es A63-42H, mientras que cada cable de postensado está compuesto por 12 torones de 0.6" de diámetro. La estructura es continua en toda su longitud. La sección transversal está compuesta por dos vigas cajón de altura variable con una losa de espesor variable en voladizo, como se muestra en la Figura 2.3.

Debido a la construcción del nuevo acceso nor oriente a Santiago, fue necesario aumentar la capacidad del puente Centenario a ocho pistas (Flores y García, 2009). Se decidió eliminar los pasillos peatonales, para tener cuatro carriles de 3.20 m y cuatro de 3.35 m, y construir un puente peatonal independiente. Además se modificaron las barreras de los bordes, colocando barreras tipo *New Jersey*.

Este aumento en las sollicitaciones del voladizo, tanto por el peso de la nueva barrera como por la carga de flujo vehicular y la carga de impacto en la barrera, implicaba esfuerzos flexurales inadmisibles en la zona de unión de la losa en voladizo con la viga cajón, por lo que fue necesario colocarle un refuerzo flexural adicional.

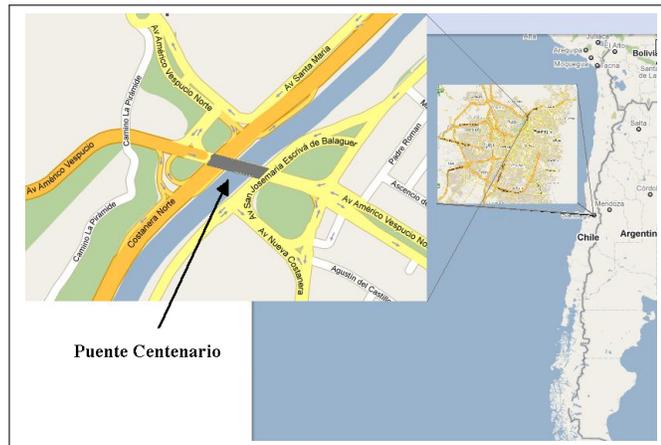


FIGURA 2.1. Ubicación del puente Centenario. (Google Maps, 2010).



FIGURA 2.2. Vista lateral del puente Centenario. Se observan las tres luces del puente, y la variación de la sección transversal de las vigas cajón.

La cantidad de acero de refuerzo adicional requerida para que la losa fuera capaz de resistir las solicitaciones era muy difícil de colocar debido a las pequeñas dimensiones de la losa que dificultaban su intervención, además que se requería cerrar por lo menos dos carriles en cada dirección mientras se realizara la colocación del refuerzo (Flores y García,

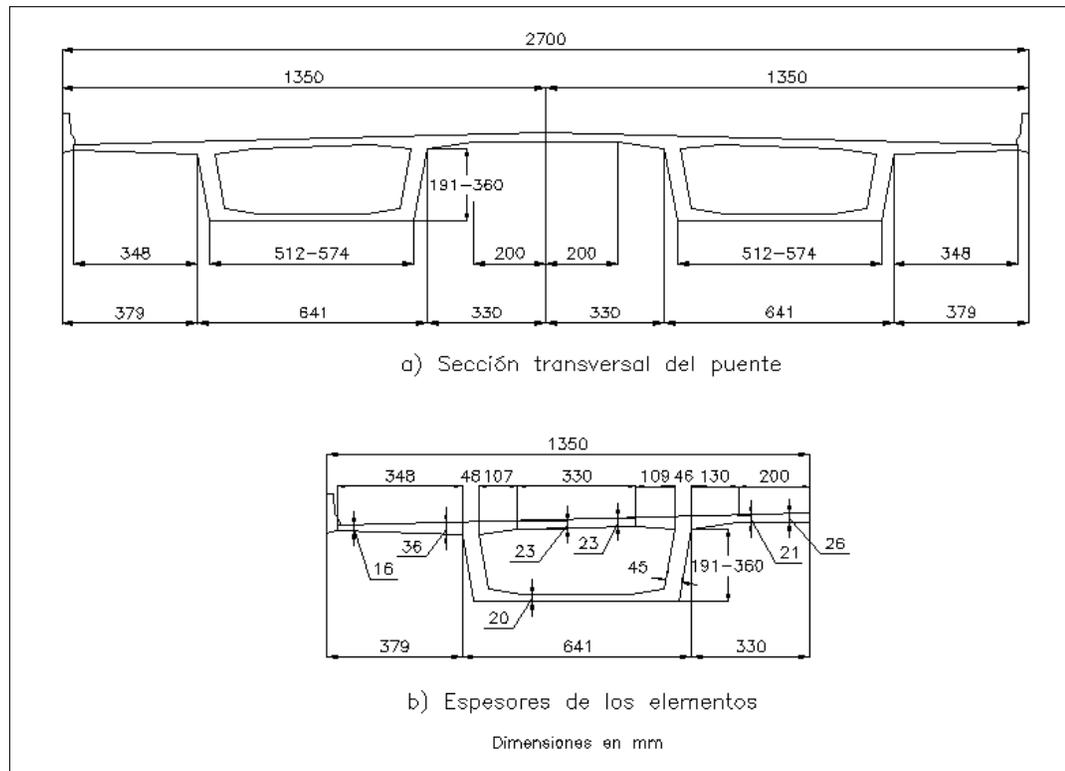


FIGURA 2.3. Sección transversal del puente Centenario.

2009). Por otro lado, se presentó la opción de reforzar la losa con polímeros reforzados con fibras (FRP, por sus siglas en inglés), las cuales requieren menos espacio en comparación con el acero y presentan un proceso de colocación menos invasivo y destructivo comparado con el acero, requiriéndose cerrar solo un carril por sentido durante su instalación, por lo que esta última opción fue elegida.

El diseño del refuerzo fue realizado por los ingenieros Manuel Rodríguez, Luis Acuña y Patricio Hauck, de la empresa Ingelab. Se colocaron barras de CFRP con una sección transversal de 2x16mm, cada 16.5 cm, alternando longitudes de 115 cm y 275 cm, con una longitud de anclaje de 45 cm dentro de la viga cajón para ambos casos, tal como se muestra en la Figura 2.4.

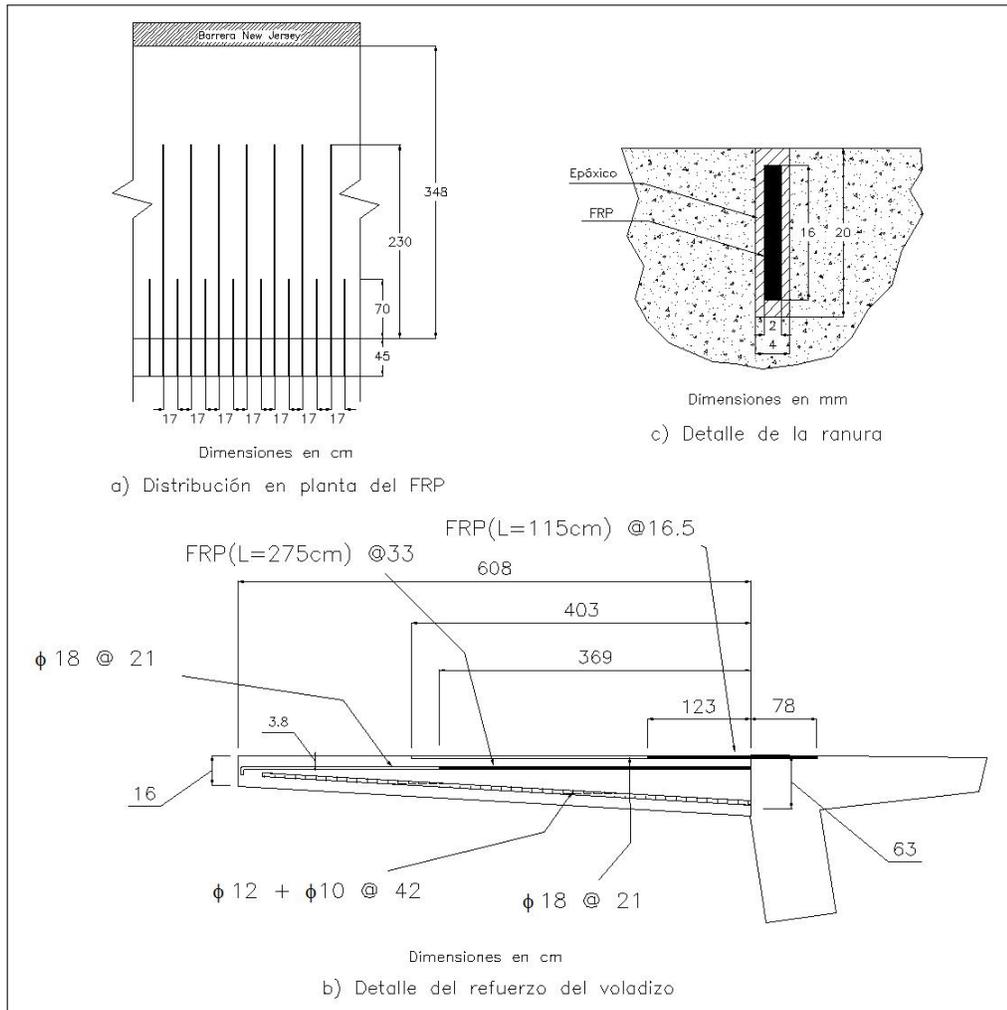


FIGURA 2.4. Detalle de la ubicación y colocación del FRP.

Las barras utilizadas fueron los MBar 500 NSM, mientras que el epóxico utilizado fue el Concrecive 1090, ambos productos producidos por la empresa BASF CC. El proceso de colocación de los sistemas de refuerzo cercanos a la superficie (NSM) consiste en limpiar la superficie en donde se van a colocar las barras; con un disco de corte de pavimento se crea una ranura de 20 mm de profundidad y 4 mm de espesor, la cual es limpiada para eliminar las impurezas; luego se coloca el epóxico en la ranura y por último se incrusta la barra hasta que quede totalmente embebida en el pegamento, dentro de la ranura.

Esta distribución es la misma para ambos voladizos en toda la longitud del puente, excepto en los extremos, donde debido a la esviación que se presenta se debió adoptar una distribución radial.

En las Tablas 2.1 y 2.2 se presentan las propiedades nominales del FRP y el epóxico utilizado.

TABLA 2.1. Propiedades del perfil de CFRP Mbar 500 NSM. (BASF, 2008)

Propiedad	Valor
Dimensiones	2 x 16 mm
Área transversal	32 mm ²
Resistencia a tracción	2068 MPa
Módulo de elasticidad	131 GPa
Elongacion ultima	0.017

TABLA 2.2. Propiedades del epóxico Concrecive 1090. (BASF, 2007)

Propiedad	Valor
Módulo de elasticidad en compresión	2200 MPa
Esfuerzo fluencia compresión	79 MPa
Resistencia a la tracción	34.5 MPa
Elongación a la ruptura	0.01
Resistencia al corte inclinada (2 días curado)	13.8 MPa
Resistencia al corte inclinada (14 días curado)	16.5 MPa

2.2. Sistema de monitoreo (HMS) del puente Centenario

El puente Centenario es la primera estructura en Chile que ha sido reforzada con NSM FRP, por lo que la Pontificia Universidad Católica en conjunto con el Ministerio de Obras Públicas y la empresa Ingelab crearon un sistema de monitoreo de la zona reforzada para observar el comportamiento del sistema durante su funcionamiento.

Se colocaron 20 *strain gauges* (ERSG) en cuatro barras de FRP y tres cuerdas vibrantes (VWSG) en el hormigón ubicado entre las barras, tal como se puede observar en la Figura 2.5.

El plan inicial de monitoreo incluía seis pruebas de carga con un camión de 25 ton, la primera antes de la colocación del refuerzo, la segunda poco tiempo después de la colocación, y las cuatro restantes cada 4 meses, para cumplir con un primer plazo de monitoreo de dos años. Sin embargo, debido a complicaciones en la gestión y coordinación de estas pruebas solo se han realizado las dos primeras pruebas.

Durante las pruebas el camión se coloca sobre el carril derecho de la vía en dirección al norte, ubicándolo longitudinalmente en el tercio medio del puente, y haciendo calzar su centro de masa con la zona reforzada instrumentada. La distribución de los pesos y la separación entre ejes del camión utilizado se describen en el siguiente capítulo.

Durante estas pruebas de carga se monitorearon las deformaciones en el FRP y el hormigón mediante los *strain gauges* y las cuerdas vibrantes, información que fue complementada con mediciones topográficas que permiten determinar las deflexiones que se presentan en distintos puntos del voladizo reforzado.

Estas mediciones se realizan cerca de la medianoche, para evitar alteraciones en los datos por cambios de temperatura (el tránsito vehicular fue cerrado para evitar la interferencia de vibraciones debido al paso de vehículos).

Adicional a las pruebas de carga, se realizan lecturas mensuales de las VWSG y trimestrales de las ERGS, para tener un seguimiento más detallado de la zona reforzada. Estas mediciones se hacen igualmente en horas de la noche, pero sin el cierre del tránsito.

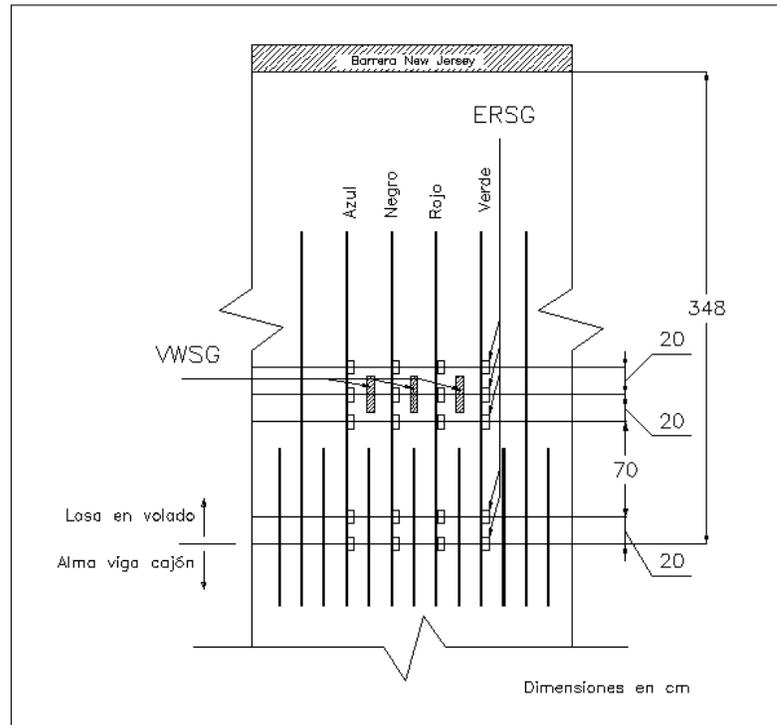


FIGURA 2.5. Ubicación de los ERSG y VWSG.

Para estimar la resistencia a la compresión del hormigón, se realizaron mediciones con el martillo de Schmidt, obteniendo un valor promedio de 42.2 MPa, valor bastante parecido al obtenido al realizar pruebas de compresión en el laboratorio a tres cilindros extraídos de la losa, que brindaron una resistencia promedio de 41.1 MPa.

2.2.1. Pruebas de carga

La primera prueba de carga fue realizada en junio del 2008, antes de que fuera colocado el refuerzo de FRP. La deformación promedio que experimentaron las cuerdas vibrantes fue de 34 microstrains ($\mu\epsilon$).

La única prueba de carga posterior a la colocación del refuerzo de FRP que se pudo realizar durante el proyecto de investigación fue la segunda prueba de carga, en agosto del 2008, antes de que fuera colocada la carpeta asfáltica y la barrera *New Jersey*. En la Figura

2.6 se muestran las deformaciones medidas por las tres VWSG, justo después de colocar el camión y justo antes de removerlo. La cuerda CVN corresponde a la que se encuentra a la izquierda en la Figura 2.5, la CVC corresponde a la central y la CVS a la de la derecha. La CVN y la CVC presentan un comportamiento prácticamente idéntico, mientras que la CVS presenta valores entre un 25 % y un 50 % mayores. La deformación promedio tomando las lecturas de las tres cuerdas es de $32\mu\varepsilon$.

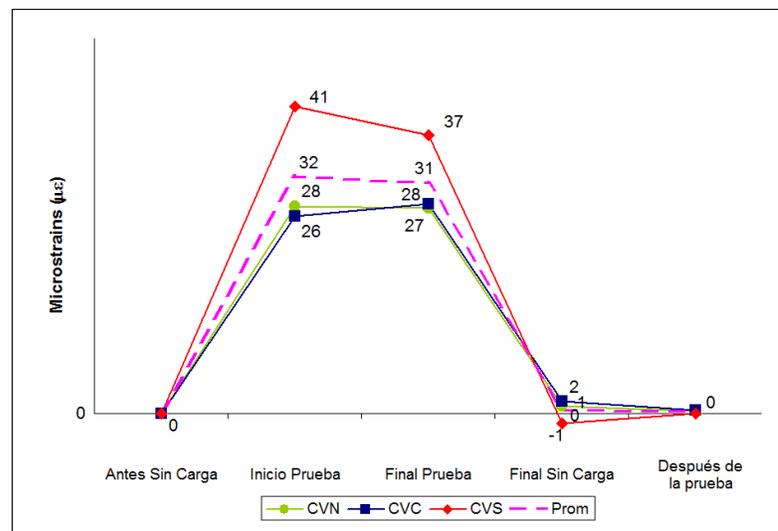


FIGURA 2.6. Deformaciones en las cuerdas vibrantes durante la prueba de carga.

En la Figura 2.7 se muestran las deformaciones medidas por los ERSG colocados en los cuatro perfiles de FRP monitoreados. El SG1 se ubica a 0 cm del borde exterior del alma de la viga cajón, el SG2 a 20 cm, el SG3 a 90 cm, el SG4 a 110 cm y el SG5 a 130 cm.

Los perfiles azul y rojo presentan un comportamiento bastante parecido, con diferencias no mayores al 15 %. Los perfiles verde y negro presentan un comportamiento parecido al de los otros dos; con excepción del SG4, que entregó una lectura muy alta.

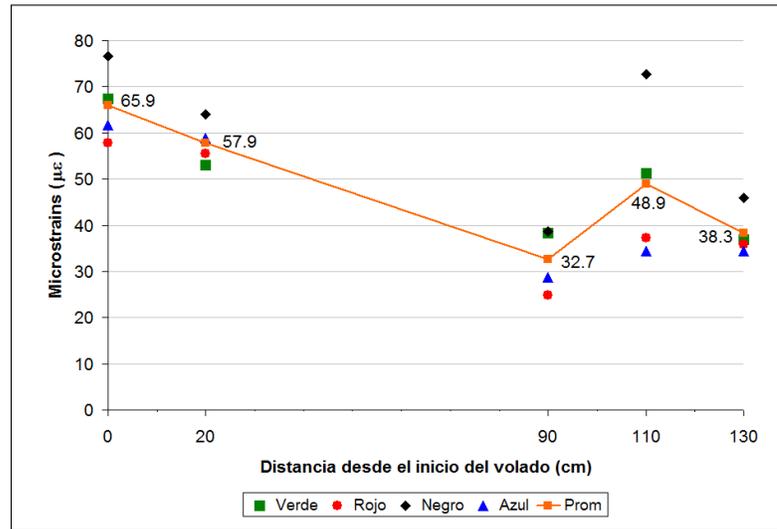


FIGURA 2.7. Deformaciones en el FRP durante la prueba de carga. Se observa la gran dispersión que existe entre los datos de cada ERSG, se indica el valor de deformación promedio.

Se observa en la figura anterior que la deformación no disminuye monótonamente, ya que los SG4 y SG5 presentan deformaciones mayores que las de los SG3, situación distinta a lo esperable en elementos en voladizo, los cuales normalmente disminuyen sus deformaciones conforme se acercan al extremo libre del voladizo.

2.2.2. Mediciones trimestrales de los *strain gauges* (ERSG)

Las mediciones de los *strain gauges* fueron planteadas inicialmente con período entre mediciones de tres meses, pero debido a la falta de equipos en algunas ocasiones las mediciones tuvieron que realizarse más distanciadas temporalmente, por lo que los intervalos de tiempo entre cada medición no son constantes.

Las cargas a las que está sometida la estructura durante estas mediciones corresponden al peso propio de la barrera *New Jersey* y la carpeta asfáltica de 8 cm de espesor. La carga viva se considera despreciable, ya que el flujo de vehículos sobre el carril extremo derecho, en donde se ubica sobre la zona monitoreada, es prácticamente nulo durante las mediciones.

En la Figura 2.8 se muestran las deformaciones promedio en $\mu\varepsilon$ (10^{-6}) para cada una de las ubicaciones de las galgas extensiométricas (ERSG). No fue posible tomar las lecturas de SG4 y SG5 luego de la segunda prueba de carga, en agosto del 2008, ya que los cables de medición quedaron inalcanzables desde la zona asignada para la colocación de los equipos de medición. Los datos de SG3 están reportados hasta septiembre del 2009, ya que en las mediciones siguientes no se logró registrar ninguna medición.

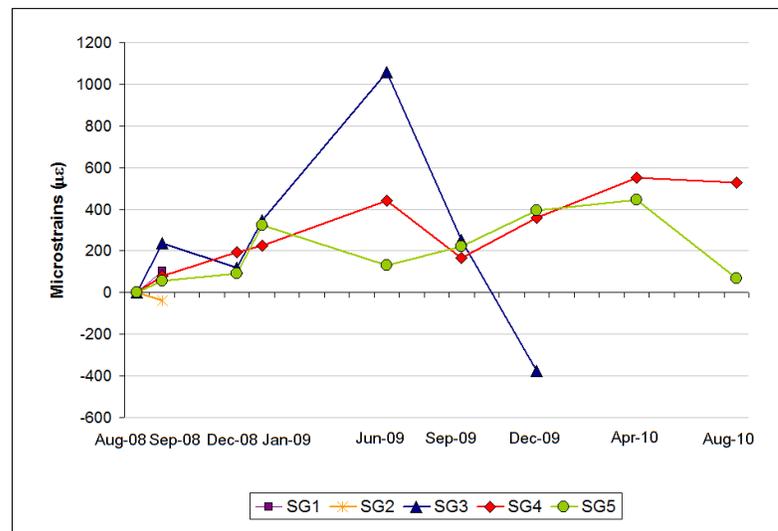


FIGURA 2.8. Deformaciones promedio de los strain gauges (ERSG).

2.2.3. Mediciones mensuales de las cuerdas vibrantes (VWSG)

Las cuerdas vibrantes fueron monitoreadas mensualmente, con el mismo estado de carga presente durante las mediciones trimestrales de los ERSG.

En la Figura 2.9 se muestran las deformaciones promedio en microstrains, $\mu\varepsilon$ (10^{-6}), para cada una de las tres cuerdas vibrantes (VWSG), los valores positivos de microstrains corresponden a tracciones. La cuerda CVN corresponde a la que se encuentra a la izquierda en la Figura 2.5, la CVC corresponde a la central y la CVS a la de la derecha.

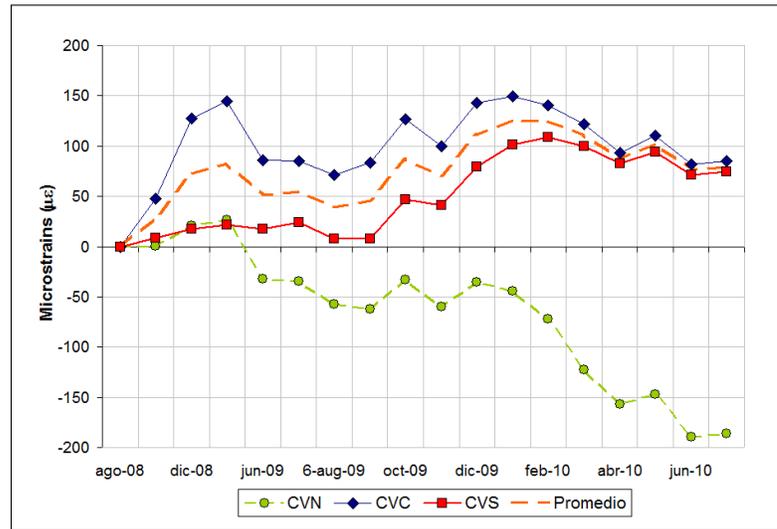


FIGURA 2.9. Deformaciones de las cuerdas vibrantes (VWSG).

A pesar de la dispersión inicial, las cuerdas CVC y CVS tienden a tener un comportamiento más parecido con el paso del tiempo, teniendo una variación de solo 12 % en la medición de abril de 2010.

La CVN presenta datos bastante discutibles y poco fiables, ya que indica un aumento relativamente constante de esfuerzos en compresión, situación que es poco realista ya que las cuerdas vibrantes se encuentran en la parte superior del voladizo, zona en la que solamente se presentan esfuerzos de tracción. Por esta razón se descarta el uso de estos datos para los siguientes análisis.

Las deformaciones promedio se calcularon a partir de la CVC y la CVS debido a lo expuesto en el párrafo anterior y se muestran en la Figura 2.10. En esta figura se observa un aparente comportamiento cíclico, teniendo las deformaciones menores en los meses de julio y agosto que corresponden a la época de invierno, mientras que los valores máximos se presentan en los meses de enero y febrero, que corresponden a la época de verano. En la misma figura se muestran las temperaturas ambiente durante las mediciones.

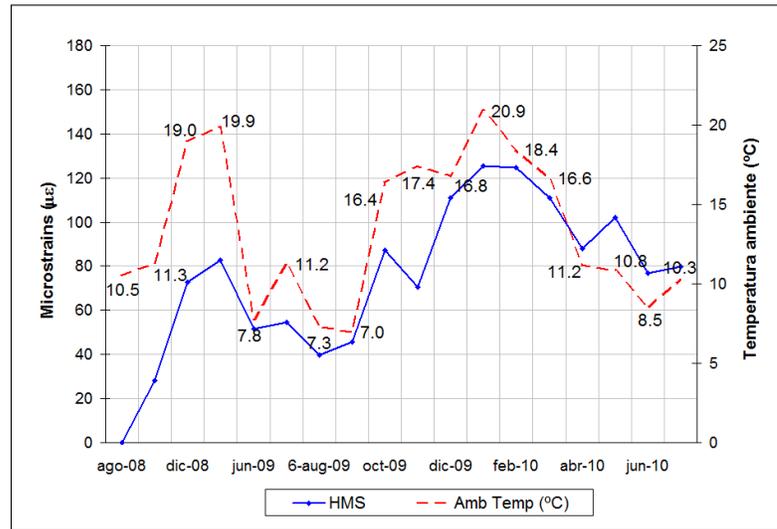


FIGURA 2.10. Variación de las deformaciones promedio de las cuerdas vibrantes (VWSG) y la temperatura ambiente a lo largo del tiempo.

3. MODELACIÓN EN ELEMENTOS FINITOS

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de las modelaciones realizadas mediante el uso de elementos finitos lineales. Primero se describe el modelo utilizado para representar el voladizo del puente, con una descripción detallada del modelo, las propiedades de los materiales utilizados y los distintos casos de análisis realizados. En la segunda parte del capítulo se presenta la modelación de la prueba de pull-out, cuyos resultados permitieron definir aspectos claves del montaje y ejecución de las pruebas de laboratorio.

3.1. Voladizo del puente Centenario

Para la modelación de la zona reforzada con FRP del voladizo se decidió tomar una franja de 34 cm de ancho de la sección en voladizo del puente, ya que los perfiles de FRP se encuentran distribuidos uniformemente a cada 17 cm en el puente, alternando longitudes de 70 y 230 cm desde el apoyo, como se observa en la Figura 2.4. En la Figura 3.1 se muestra la conceptualización del modelo.

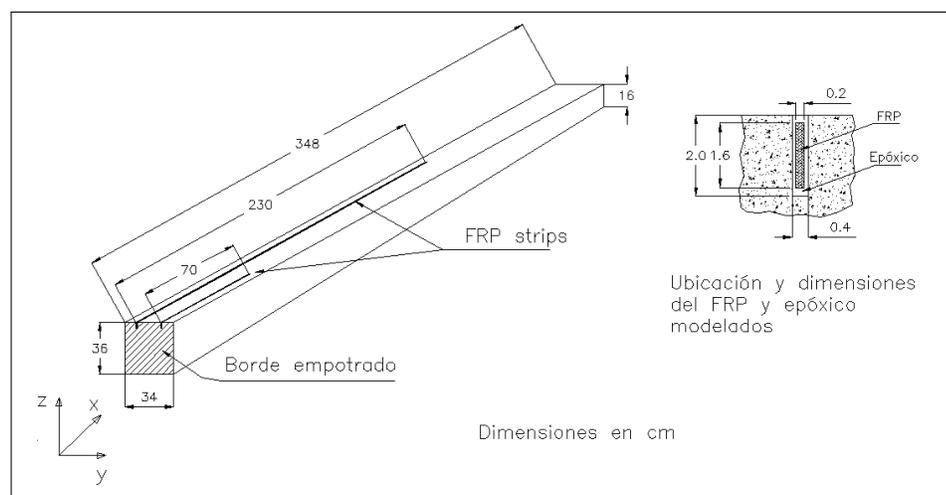


FIGURA 3.1. Esquema del modelo analizado en elementos finitos.

El modelo fue creado en tres dimensiones, mediante elementos *Solids* en el programa SAP2000. El mallado general se realizó con elementos de dimensiones de 50x24x12 mm, mientras que en la zona de interés, cercana al FRP, el tamaño de los elementos se redujo a 1.00x0.25x1.00 mm; estas dimensiones fueron escogidas respetando las relaciones mínimas entre la dimensión menor y la dimensión mayor de los elementos de 1:8 recomendadas por Bathe (2007). Este último mallado tan fino permite tener tres nodos interiores en la zona más angosta del epóxico y siete en la misma zona del FRP, cantidad que se considera suficiente para poder caracterizar bien la zona de unión hormigón-epóxico-FRP, y permitir una buena transmisión de esfuerzos entre las partes.

En la Figura 3.2 se muestra el detalle del mallado, mientras que en la Figura 3.3 se presenta el esquema general del modelo en el programa computacional. En la Tabla 3.1 se presentan las propiedades asignadas a cada material, los valores del FRP reportados fueron obtenidos de pruebas de laboratorio, que son ligeramente distintos a los reportados por el fabricante.

Con el propósito de representar de la mejor manera posible las condiciones reales de carga de la franja analizada, especialmente las relacionadas con los camiones de carga, se le agregaron al modelo secciones de losa con mallado más grueso a ambos lados, para poder asignar las cargas de estos vehículos en las posiciones reales, como se observa en la Figura 3.4, en la que se muestra la distribución de cargas correspondiente al camión de diseño del AASHTO. Con estos agregados el modelo representa, en total, un tramo de 10.5 m de longitud del voladizo del puente.

Con respecto a las condiciones de borde utilizadas, se asumió un empotramiento perfecto en la zona donde comienza el voladizo, por lo que se impidió el desplazamiento en todas las direcciones de los nodos en el borde empotrado que se indica en la Figura 3.1.

La modelación fue realizada utilizando adherencia perfecta entre los materiales, esto significa que cada uno de los nodos correspondientes al epóxico de la zona de unión hormigón-epóxico y de epóxico-FRP tienen los mismos desplazamientos que los nodos correspondientes al hormigón y el FRP en las respectivas zonas de unión.

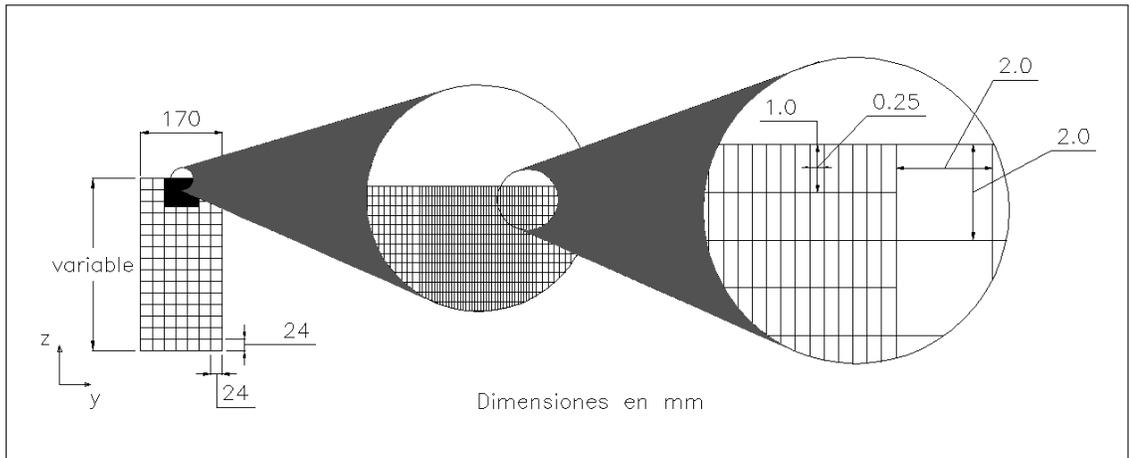
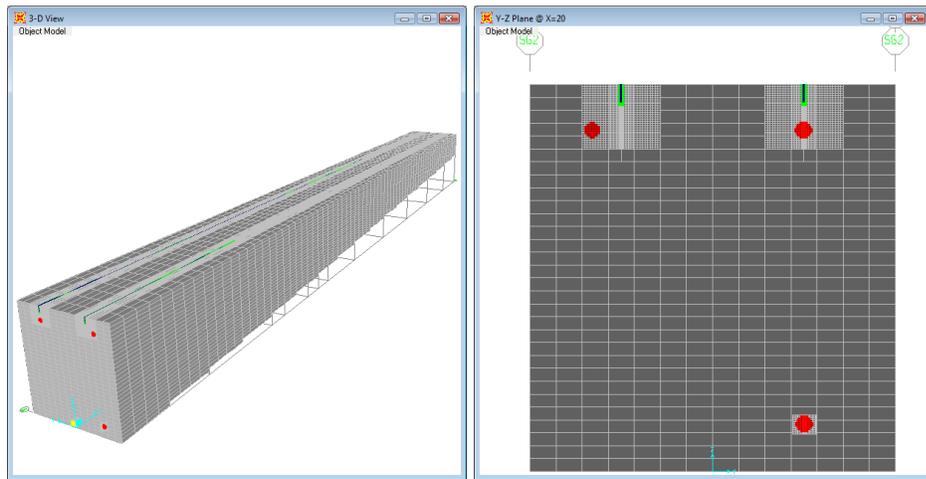


FIGURA 3.2. Detalle del mallado de los elementos.



(a) Vista general.

(b) Sección transversal.

FIGURA 3.3. Vistas del modelo en el programa SAP2000.

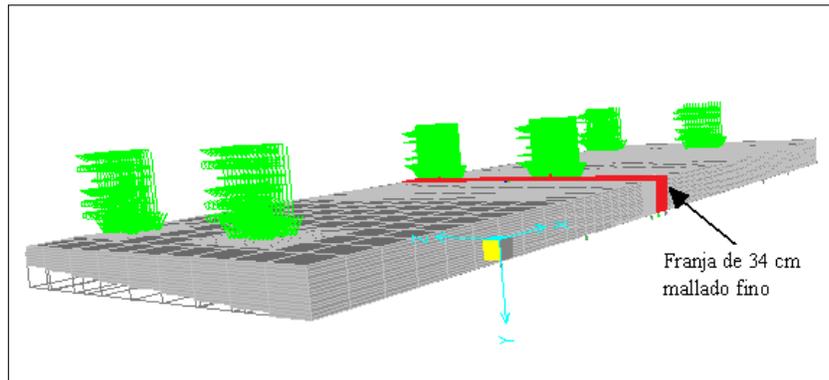


FIGURA 3.4. Modelo de losa en SAP2000.

TABLA 3.1. Propiedades de los materiales utilizadas en el modelo.

Material	E (ton/cm ²)	G (ton/cm ²)	α (1/cm)
Concreto	320.32	133.47	9.9×10^{-6}
FRP	1510	580.77	-9.0×10^{-6}
Epóxico	22	12.31	1.5×10^{-6}
Acero	2100	807.70	1.17×10^{-6}

Como se puede observar en la Figura 2.4.b, existen barras de acero dulce de 18 mm de diámetro ubicadas en la capa superior de la losa, colocadas uniformemente cada 21 cm, pero se desconoce la ubicación exacta en la zona monitoreada. Debido a esta situación se realizaron modelos de una franja de 17 cm del voladizo con tres configuraciones de refuerzo distintas: una barra de 18 mm de diámetro colocada justo debajo del FRP; una barra de 18 mm de diámetro desviada 4.75 cm del FRP y por último una barra, colocada justo debajo del FRP, con el área tributaria que le corresponde a la franja de 17 cm, que es equivalente a un 80.9 % del área de una barra de 18 mm de diámetro. En la Figura 3.5 se muestran estas configuraciones.

Para determinar las variaciones que se presentan en los esfuerzos en el perfil de FRP y en el hormigón se definieron varios puntos de comparación. En la Tabla 3.2 se muestran los resultados de cada modelo en dos puntos para el mismo escenario de cargas, correspondiente al peso de la barrera *New Jersey* y la carpeta asfáltica de 8 cm de espesor.

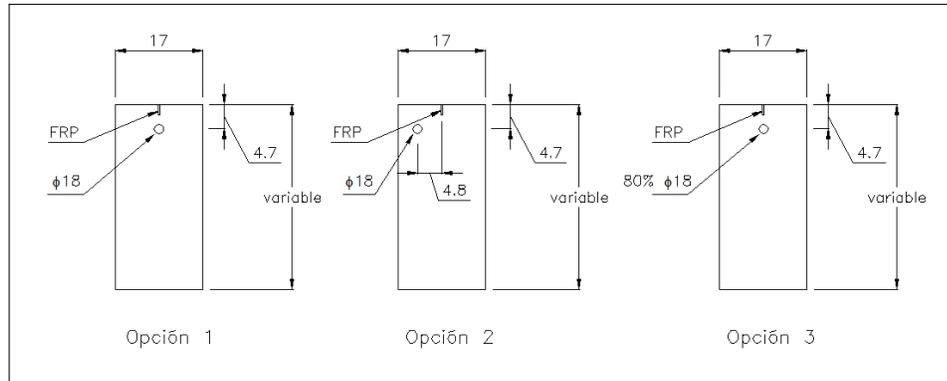


FIGURA 3.5. Ubicaciones del acero analizadas.

TABLA 3.2. Variación de esfuerzos debido a la ubicación del acero longitudinal.

Dist desde el emp.	Ubicación			Material	$\sigma \text{ kg/cm}^2$		
	x(cm)	y(cm)	z(cm)		Op 1	Op 2	Op 3
20 cm	155	5.70	34.9	Concreto	10.7	10.7	10.7
	155	8.47	34.9	FRP	75.7	75.8	75.4
110 cm	65	5.70	34.9	Concreto	13.3	13.5	13.3
	65	8.47	34.9	FRP	60.2	60.9	61.1

Como se puede observar en la Tabla 3.2, las variaciones en los esfuerzos del FRP y el hormigón son despreciables entre las tres configuraciones analizadas, la mayor diferencia se presenta en el FRP a una distancia de 110 cm del apoyo, en donde la opción 1 difiere en un 1.5 % de la opción 3, por lo que se puede afirmar que la distribución de esfuerzos durante la fase elástica es prácticamente independiente de la ubicación horizontal del acero.

Por esta razón se asumirá para el modelo que existe una barra de acero justo debajo de la barra de FRP más larga, y se colocará otra barra de acero desfasada 21 cm, tal como se puede observar en la Figura 3.3.b. La ubicación del acero inferior tampoco afecta la distribución de esfuerzos en el FRP, por lo que se colocará una barra de 18 mm de diámetro alineada con el perfil de FRP más largo.

El modelo fue analizado para los siguientes escenarios de carga:

- Combinación 1 (C1): carpeta asfáltica (8 cm) + barrera *New Jersey*
- Combinación 2 (C2): camión prueba de carga
- Combinación 3 (C3): C1 + camión AASHTO
- Combinación 4 (C4): C1 + aumento temperatura
- Combinación 5 (C5): C1 + disminución temperatura

La combinación C1 se comparará con los resultados de las mediciones mensuales del sistema de monitoreo del puente (HMS), la C2 se utilizará para verificar los resultados de la prueba de carga PC1. A partir de los resultados de la C3 se determinarán los máximos esfuerzos teóricos a los que se verá sometido el refuerzo de FRP durante su vida útil. Por último las combinaciones C4 y C5 serán utilizadas en el análisis de los datos del HMS. Para este análisis no se tomó en cuenta la carga producto del impacto de un vehículo contra la barrera *New Jersey*.

En las Figuras 3.6 y 3.7 se muestran los valores y distribución de las cargas utilizadas para modelar el camión de la prueba de carga (camión PC) y el camión de diseño propuesto por el AASHTO (*American Association of State Highway and Transport Officials*), indicado en la sección 3.6.1.2.2 de sus especificaciones para diseño de puentes. Para ambos vehículos se asume que la huella de los neumáticos es un rectángulo de 25 cm de longitud y 50 cm de ancho, siguiendo la recomendación del artículo 3.6.1.2.5 de la misma norma. En las figuras, el P.M. corresponde al punto de medición, zona en donde está ubicado el segmento de 34 cm indicado en las Figuras 3.1 y 3.4.

En la Figura 3.7 el P.M. corresponde al centro de gravedad del camión, que fue tomado como referencia en las pruebas de carga y las mediciones mensuales.

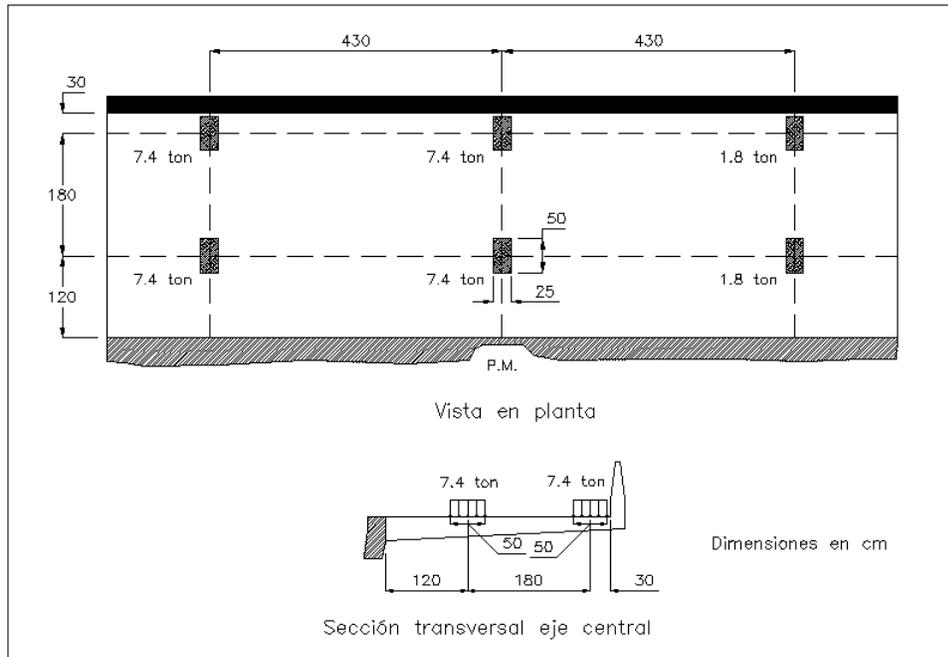


FIGURA 3.6. Distribución de cargas del camión AASHTO.

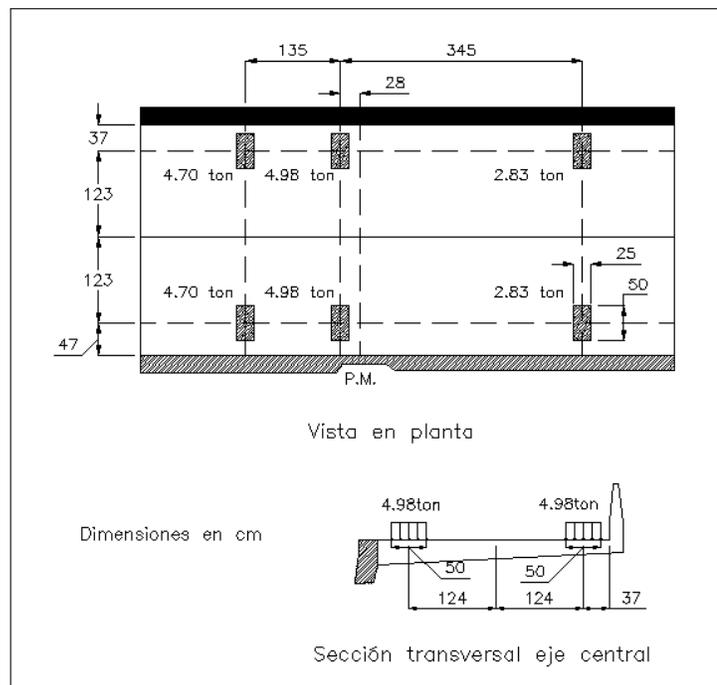


FIGURA 3.7. Distribución de cargas del camión de la prueba de carga.

3.1.1. Comparación mediciones mensuales de las cuerdas vibrantes (VWSG) del HMS

Para la comparación de las deformaciones de las cuerdas vibrantes, se analizó el modelo de elementos finitos (EF) con las cargas de carpeta asfáltica y barrera, que corresponde a la combinación C1.

El estado de deformación cero inicial del sistema se definió a partir de las mediciones realizadas durante la prueba de carga de agosto de 2008, ya que durante esta prueba se midieron las deformaciones de las cuerdas, ya colocadas en la losa, sin ninguna carga aplicada. Es importante notar que la temperatura ambiental de referencia durante esta prueba fue de 10.5°C .

El modelo matemático indica que la deformación en el hormigón en la zona en donde se ubican las cuerdas vibrantes, a una profundidad de 2 cm y a 110 cm del empotramiento, es de $38.4\ \mu\epsilon$. Al graficar este valor junto con los datos mensuales del HMS se observa la similitud con las deformaciones más pequeñas registradas que corresponden a agosto y setiembre de 2009, como se puede observar en la Figura 2.10. Esta situación era esperable ya que durante estos meses, al igual que en el momento que se tomaron las mediciones de referencia, es la época de invierno en Santiago, donde se presentan las menores temperaturas, mientras que en el resto del año las temperaturas son más altas, lo que provoca la expansión de los materiales, situación que se ve reflejada en las mayores deformaciones que hay en los demás meses del año.

Como se observa en la Figura 2.10, la temperatura ambiental mínima se presentó en setiembre de 2009 con 7.0°C , mientras que la temperatura máxima ocurrió en enero de 2010 con 20.9°C . Estas temperaturas representan una disminución de 3.5°C y un aumento de 10.4°C con respecto a la temperatura de referencia de 10.5°C de agosto de 2008. Se realizaron análisis adicionales, correspondientes a C4 y C5, con el modelo de elementos finitos tomando en cuenta estas variaciones de temperatura en el sistema, idealmente este análisis se debió realizar con las variaciones de temperatura propias del hormigón, sin embargo estos datos no estaban disponibles. En la Figura 3.9 se presentan los resultados de este análisis.

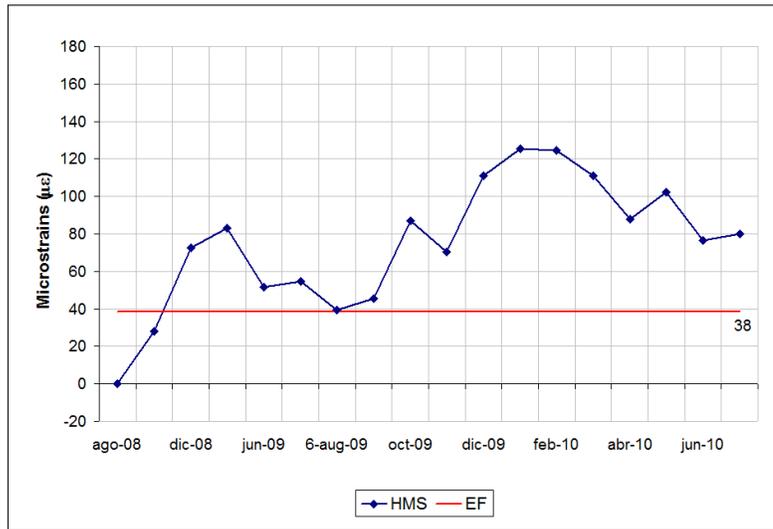


FIGURA 3.8. Comparación esfuerzos VWSG - C1, HMS vs. EF.

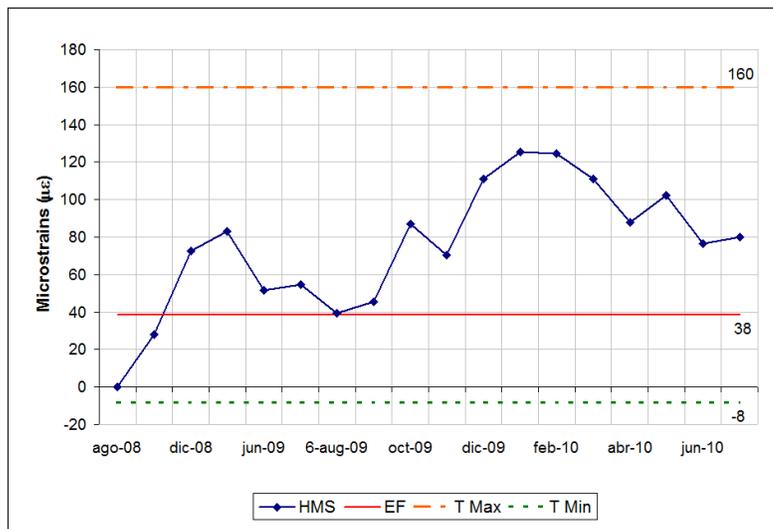


FIGURA 3.9. Deformaciones VWSG - C1, con variación de temperatura.

La deformación teórica para el caso con aumento de temperatura es de $160 \mu\epsilon$, relativamente semejante a la medida en terreno en enero de 2010, que fue de $126 \mu\epsilon$, ya que se tiene una diferencia de un 27 %. Para obtener la deformación medida en terreno se requiere un aumento de temperatura de 7.49°C , 3.01°C menor que la temperatura ambiente de enero de 2010.

La deformación del modelo para la disminución de temperatura corresponde a $-6 \mu\varepsilon$ que difiere bastante de la deformación de $40 \mu\varepsilon$ medida en setiembre de 2009. El error es de $40 \mu\varepsilon$, bastante parecido al error del caso de aumento de temperatura ($34 \mu\varepsilon$). Para obtener esta deformación medida en terreno se requiere un aumento de temperatura de 0.15°C con respecto a la temperatura de referencia.

Es importante señalar que en el modelo se asumió que todos los materiales que conforman el elemento se encontraban sometidos a las mismas variaciones de temperatura, y que éstas eran iguales a la temperatura ambiente.

Esta situación claramente no es fiel representación de la realidad, ya que las mediciones se realizaron en la noche, cuando la temperatura del aire circundante no se ve muy afectada por las condiciones experimentadas en la zona durante el día, mientras que la losa se ve afectada más directamente por estas condiciones, en especial por la exposición al sol que recibe durante el día. Además se debe considerar el hecho que los distintos materiales que componen la losa tienen distintos coeficientes de conducción térmica, por lo que su capacidad de mantener o liberar el calor acumulado durante el día es bastante distinta.

Tomando en cuenta lo expuesto en el párrafo anterior, se puede afirmar que durante los meses de verano la temperatura de la losa no varía notablemente con respecto a la temperatura ambiente durante las mediciones, mientras que en los meses de invierno esta variación es bastante notoria, puesto que la losa retiene bastante del calor que recibió durante el día.

De los resultados de las combinaciones C4 y C5, se determinó que el rango de temperaturas anual que soporta el hormigón de la losa en la región cercana a las cuerdas es de 10.7°C a 18.0°C .

Las tensiones máximas de tracción en el hormigón obtenidas del modelo de EF, para la combinación C1, son de 13.5 kg/cm^2 , valor bastante inferior a su capacidad máxima en tracción de 45 kg/cm^2 . Dada la congruencia que existe entre el modelo de EF y las mediciones del HMS, se puede afirmar que la losa se ha mantenido en estado elástico durante todo el tiempo en el que se ha realizado el monitoreo.

3.1.2. Comparación las mediciones trimestrales de los *strain gauges* (ERSG) del HMS

Para la comparación de las deformaciones de los *strain gauges* (SG) se analizó el modelo con las cargas correspondientes a la combinación C1. De igual manera que se hizo para las cuerdas vibrantes, el modelo de elementos finitos fue analizado para los casos de aumento y disminución de temperatura, combinaciones C4 y C5.

En la Figura 3.10 se presentan las deformaciones calculadas en el modelo matemático en las distintas ubicaciones de los *strain gauges*. El rango de deformaciones se encuentra entre los 40 y 50 $\mu\varepsilon$, la deformación en el empotramiento es solo un 22 % mayor que la que presenta el SG5, a 130 cm del apoyo. Esta situación se debe a que la sección transversal del voladizo es variable, permitiendo tener mayor inercia en las zonas en donde existe mayor demanda flexural y así obtener una deformación relativamente constante a lo largo del elemento.

En la Figura 3.11 se muestran las deformaciones del FRP, medidas en terreno, en los cinco puntos de monitoreo y los valores teóricos para C1, C4 y C5. Los datos de deformaciones provenientes del sistema de monitoreo presentan una gran dispersión, que es notoria desde la primera medición realizada en setiembre de 2008 para los cinco puntos de medición, y se mantiene en las siguientes mediciones.

No se observa ninguna similitud entre las deformaciones teóricas y las medidas en terreno, las deformaciones promedio de cada punto de medición se encuentran fuera de los rangos teóricos de deformación, y muy pocas mediciones individuales están dentro de estos límites.

Observando la Figura 3.11.f que presenta las deformaciones promedio para cada SG, es más notable la dispersión en las mediciones; el SG4 y el SG5 presentan un aumento sostenido en sus deformaciones a lo largo del tiempo, llegando en las últimas mediciones a valores tres veces mayores que los máximos teóricos. El SG3 presenta valores poco confiables, ya que la deformación máxima que presenta es un 10 % de la deformación de rotura, situación irreal para el estado de carga durante las mediciones. Además seis meses después presenta una contracción de 1500 $\mu\varepsilon$, situación que no tiene una justificación física real.

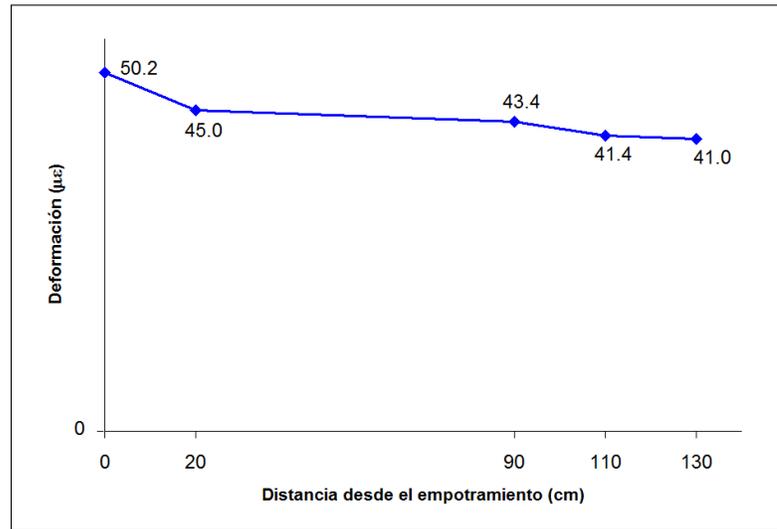


FIGURA 3.10. Deformaciones teóricas ERSG - C1. Se observa la poca variación de deformaciones que existe a lo largo de la barra de FRP para la combinación de carga C1.

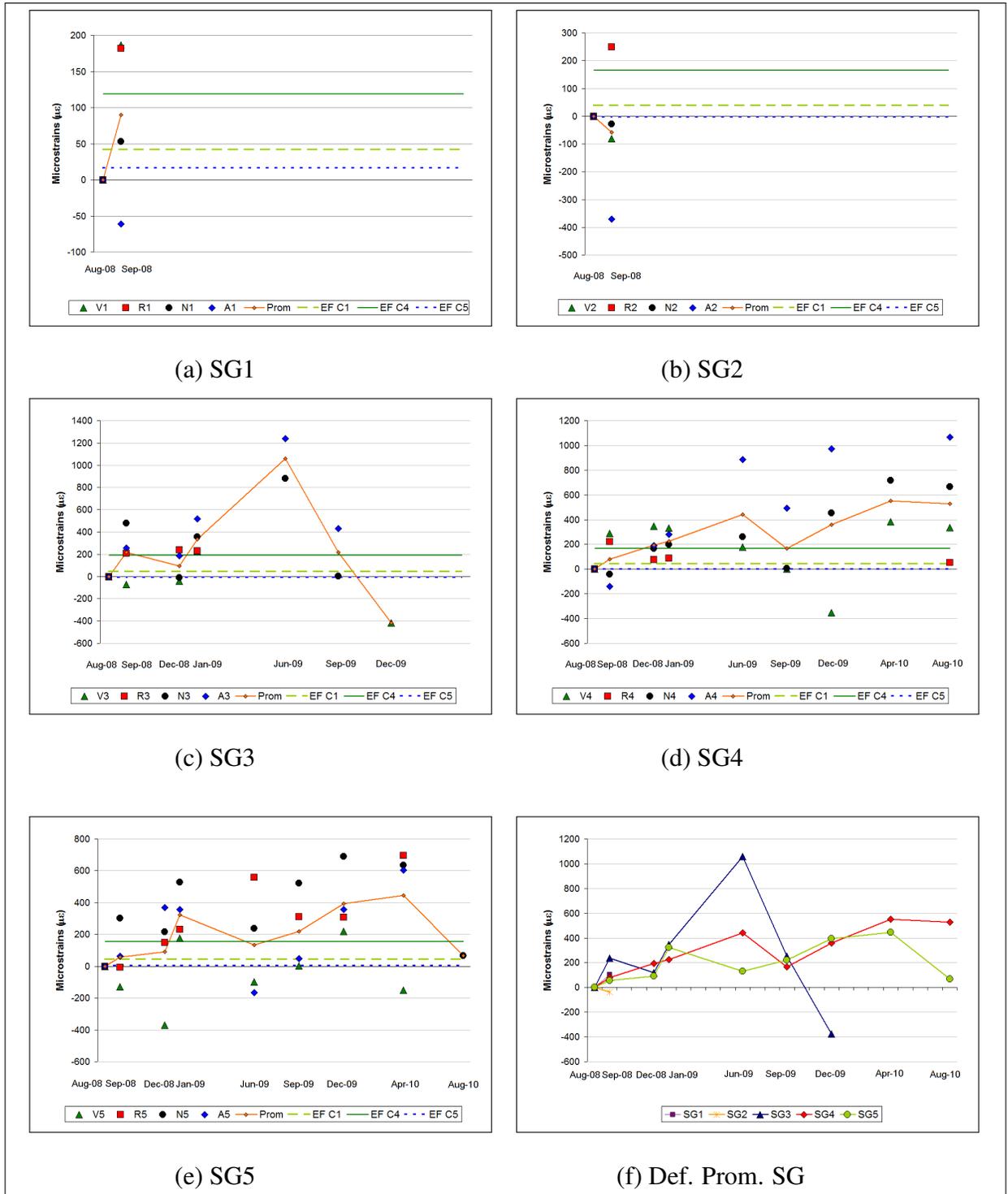


FIGURA 3.11. Deformaciones ERSG - C1, HMS vs. EF. Se observa la dispersión de los datos, que aumenta a lo largo del tiempo.

3.1.3. Comparación con las mediciones de la prueba de carga del HMS

Para la comparación de las deformaciones en las cuerdas vibrantes y los *strain gauges* durante la prueba de carga (PC) se le aplicó al modelo la combinación C2, ya que esta se realizó antes de que fuera colocada la carpeta asfáltica y la barrera *New Jersey*.

En el modelo de elementos finitos (EF) se midieron las deformaciones correspondientes a la ubicación de las tres cuerdas, y se obtuvo una deformación promedio de $39.8 \mu\epsilon$, con una variación menor a 1 % entre las tres cuerdas. En la Figura 3.12 se muestra este valor y los obtenidos durante la PC; se observa una gran similitud entre las mediciones de la CVN y la CVC, mientras que la CVS es casi un 40 % mayor que las primeras. Esta situación es extraña, ya que la CVS presenta una deformación bastante parecida a la del modelo de EF. La deformación promedio de las cuerdas durante la PC es de $32 \mu\epsilon$, valor 20 % menor que el obtenido del modelo, lo que se considera aceptable debido a la poca precisión que se tiene durante las pruebas de carga, y los distintos factores que las afectan. La deformación negativa de la CVS al final de la prueba se debe a un fenómeno vibratorio de la losa, al desaparecer esta vibración la losa vuelve a su estado original.

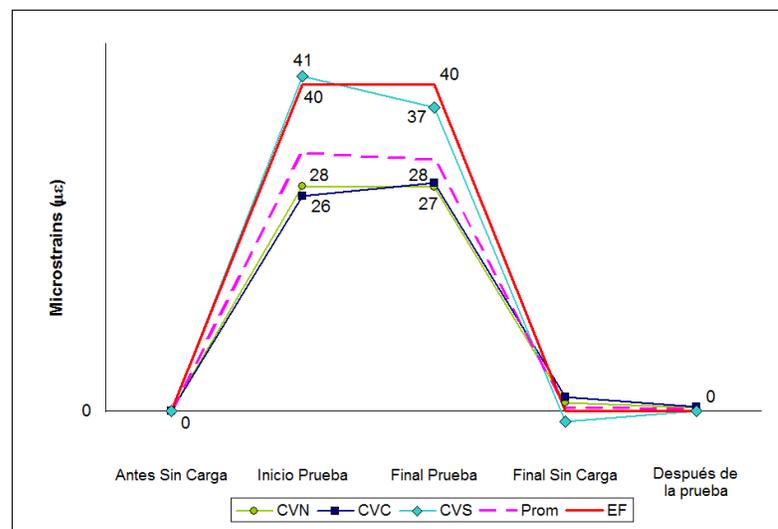


FIGURA 3.12. Comparación esfuerzos VWSG - C2, PC vs. EF.

La comparación de las deformaciones del FRP medidas en terreno y las obtenidas con el modelo teórico se presentan en la Figura 3.13. Se observa en esta figura que todas las deformaciones medidas en el puente son menores a las del modelo de elementos finitos, con excepción del SG4 negro. Este punto y el correspondiente al SG4 verde fueron ignorados para calcular la deformación promedio del FRP en terreno, debido a la gran diferencia que presentan con respecto al SG4 azul y rojo.

Las deformaciones medidas en la PC presentan cierta dispersión, aunque es bastante menor que la obtenida para las mediciones trimestrales. Esta situación se puede deber a que la PC fue realizada a los pocos días de haber colocado los *strain gauges*, los cuales luego quedaron expuestos a las condiciones ambientales del puente, y probablemente hayan visto degradada su precisión en las mediciones. Otra posible causa pueden ser las altas temperaturas que sufrió el sistema durante la colocación de la carpeta asfáltica.

Se observa la gran similitud que tiene la forma de la curva promedio con respecto a la de EF, las mediciones de EF son en promedio un 35 % mayores que las deformaciones promedio de PC.

En las mediciones periódicas, correspondientes al estado de carga C1, la deformación promedio de las cuerdas concuerda con la predecida por el modelo de EF, mientras que los *strain gauges* presentan un comportamiento y una dispersión que impiden realizar una comparación útil con el modelo teórico. La concordancia de las deformaciones de las cuerdas permite validar los magnitudes y distribuciones de carga de la combinación C1 utilizadas en el modelo de EF.

Para el estado de carga C2 no ocurre lo mismo, ya que si se consideran correctas las tres deformaciones de las cuerdas vibrantes durante la PC, las cuerdas difieren cerca de un 20 % de la deformación teórica, mientras que los *strain gauges* difieren en un 35 % de los valores teóricos. Esta situación podría deberse a que la distribución de cargas y los valores de estas indicados en la Figura 3.7, los cuales fueron suministrados para esta investigación, no fueran los que efectivamente fueron utilizados durante la PC.

Asumiendo que la distribución de cargas sí está correcta, pero que el peso del camión es un 80 % de las 25 ton que fueron informadas, el modelo de EF indicara una deformación de las cuerdas idéntica al promedio de las mediciones de la PC, mientras que la distribución de deformaciones de los *strain gauges* se acerca más a las mediciones reales, prácticamente coincidiendo con algunos de estos valores, como se puede observar en la Figura 3.13.

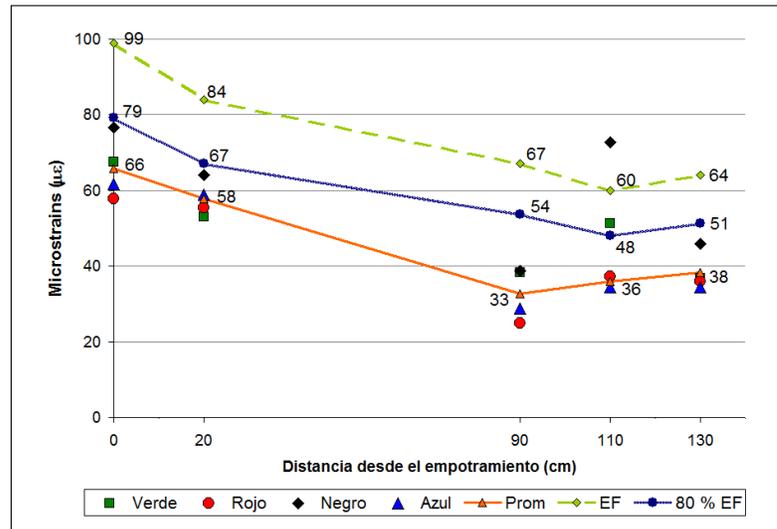


FIGURA 3.13. Comparación esfuerzos ERS - C2, PC vs. EF.

3.1.4. Solicitaciones teóricas máximas sobre la zona reforzada

Las solicitaciones teóricas máximas sobre el voladizo corresponden a la presencia del camión de diseño del AASHTO, y las cargas muertas provenientes de la carpeta asfáltica y la barrera *New Jersey*. Este escenario de carga corresponde a la combinación C3 indicada en la sección 3.1.

Se realizó un análisis para las condiciones de servicio, las cargas del camión fueron amplificadas un 33 % para representar el efecto dinámico debido al impacto de los neumáticos durante el movimiento siguiendo la recomendación del AASHTO (2005). En la Figura 3.14 se muestra la distribución de esfuerzos horizontales longitudinales normales al plano YZ en la dirección X (esfuerzos S33) en la zona cercana al FRP, en el plano YZ con X igual a cero. La barra de FRP se encuentra entre los 34.2 y 35.8 cm de altura y entre los 8.4 y 8.6 cm en la dirección x. Los esfuerzos en el hormigón mostrados en esta figura tienen incluidos los esfuerzos producidos por el peso propio de la losa, que solo actúa sobre el hormigón armado y no sobre el FRP ni el epóxico.

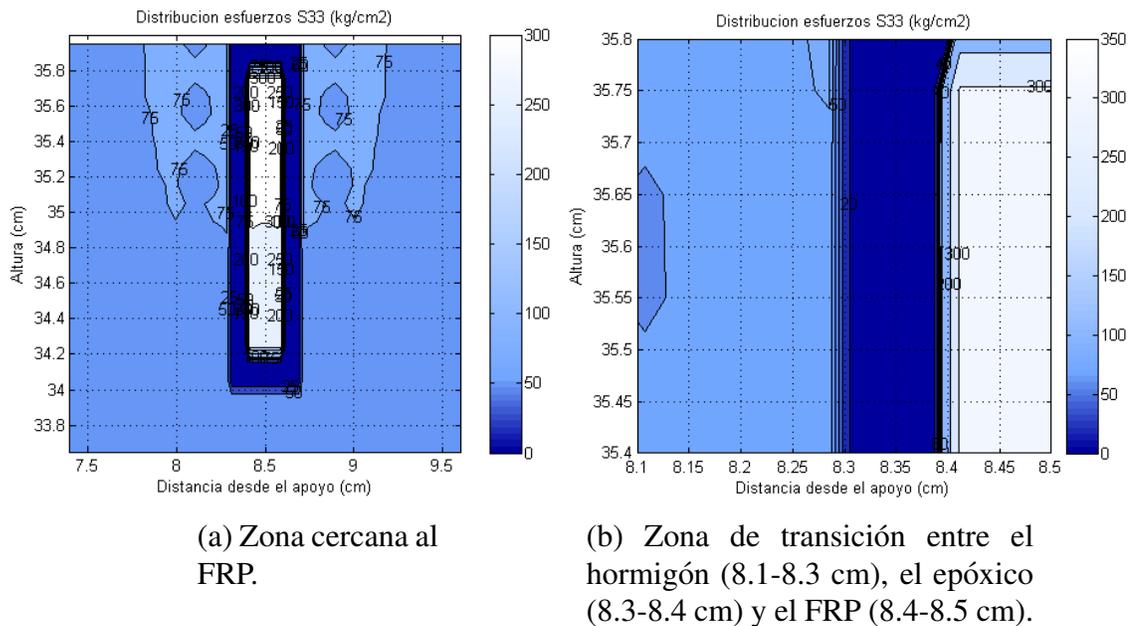


FIGURA 3.14. Distribución de esfuerzos horizontales longitudinales en la zona reforzada.

Se observa que las tracciones en el hormigón cerca del FRP se encuentran entre los 50 y 75 kg/cm², valores superiores a la resistencia a tracción teórica de 45 kg/cm² que tiene el hormigón del puente. Las tensiones en el epóxico son bastante bajas, menores a 10 kg/cm².

En la Figura 3.15 se muestra la distribución de esfuerzos horizontales S33, en un plano XZ con Y igual a 8.5 cm. Los esfuerzos que se muestran entre los 34.2 y los 35.8 cm de altura corresponden a los del FRP. Los valores bajos, menores a 10 kg/cm², entre los 34 y los 34.2 cm corresponden al epóxico, mientras que las tensiones cercanas a los 50 kg/cm² corresponden al hormigón.

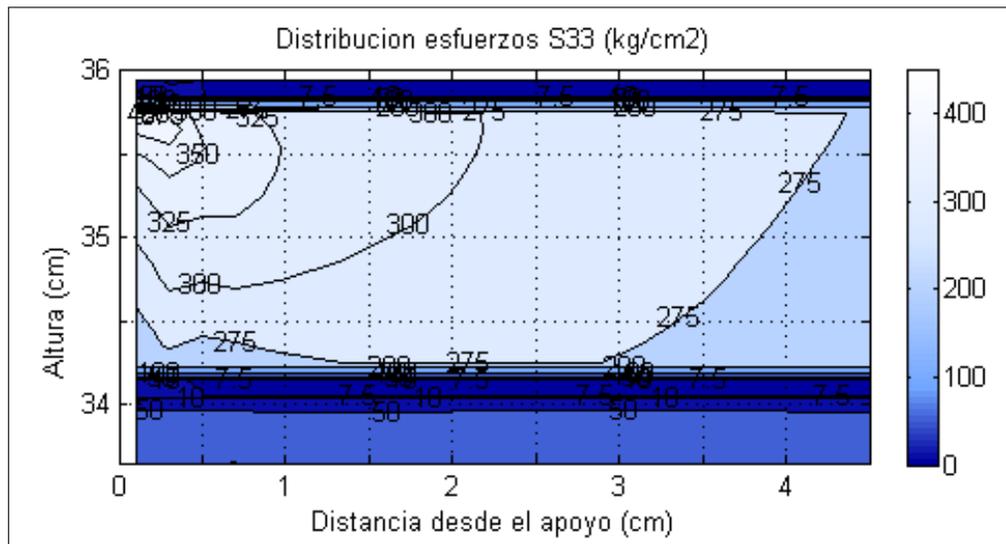


FIGURA 3.15. Distribución de esfuerzos S33 en la zona cercana al apoyo del voladizo.

Para las cargas de servicio de diseño, el voladizo del puente presentará fisuras en el hormigón alrededor del FRP. La tensión máxima en el FRP es cercana a 400 kg/cm², 2 % de su resistencia última a tracción. Sin embargo este valor no es cierto ya que el modelo aplicado es elástico lineal, y como se comentó existen zonas de hormigón que superan su capacidad última en tracción, y dejan de aportar resistencia que entonces debe ser aportada por el FRP, por lo que las tensiones en el FRP serán realmente cerca de cinco veces mayores que las predichas por el modelo para este escenario de carga.

3.2. Pruebas de *pull-out*

Con el objetivo de analizar y caracterizar la zona de la unión hormigón-epóxico-FRP se realizaron pruebas de *pull-out*, en busca de determinar los esfuerzos de corte máximos que puede resistir la unión y relacionarlos con el desplazamiento (*slip*) del borde libre del FRP con respecto al hormigón, además de estimar la longitud de adherencia mínima requerida para que la barra de FRP sea capaz de desarrollar su tracción máxima.

3.2.1. Determinación de la configuración para el ensayo de *pull-out*

Las probetas utilizadas en los ensayos son cubos de hormigón de 30x30x30 cm, con ranuras en la mitad de cada cara de 2 cm de profundidad y 0.4 cm de ancho en toda la altura del cubo, en donde posteriormente se coloca la resina epóxica y se embebe la barra de FRP. Durante las pruebas, el perfil es tirado hacia arriba mediante un gato hidráulico, mientras es sujeto en su posición mediante unas vigas de reacción. Para la ejecución de los ensayos se analizaron dos configuraciones, que se muestran en la Figura 3.16, las cuales difieren únicamente en la zona de contacto de las vigas de reacción con el bloque de hormigón.

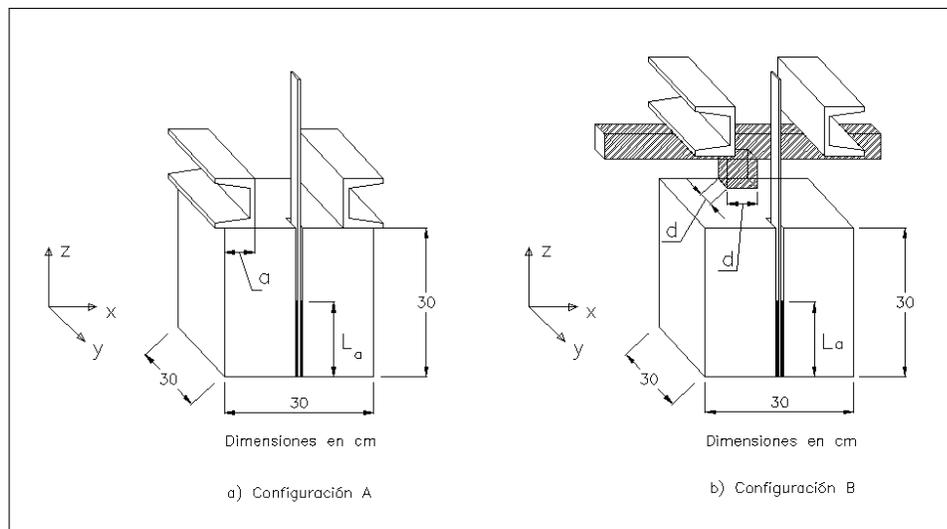
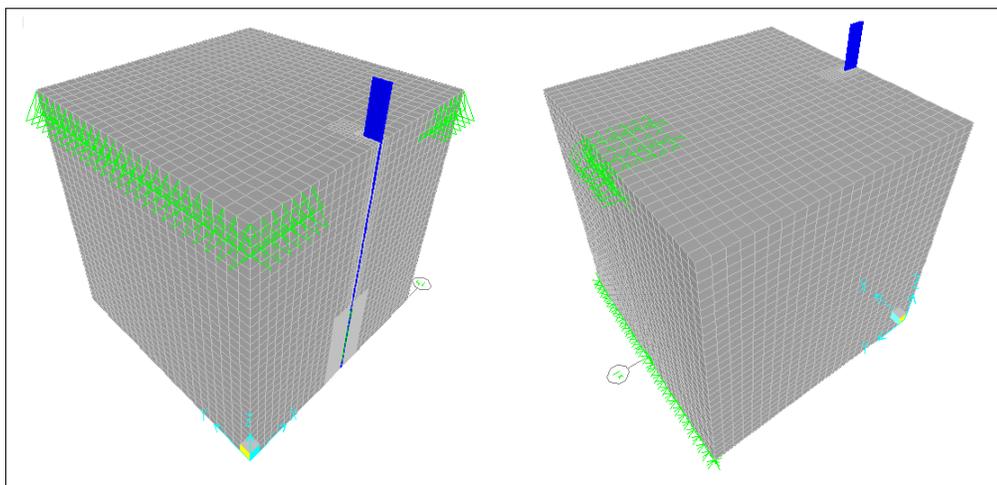


FIGURA 3.16. Configuraciones analizadas para los ensayos de *pull-out*.

La configuración A tiene como zona de contacto la zona apoyada de las vigas, que corresponde a dos rectángulos de $a \times 30$ cm, donde a es la longitud apoyada de la viga sobre el bloque. La configuración B tiene solo un cuadro de $d \times d$ cm como zona de contacto para la reacción. La configuración A tiene la ventaja de ser más sencilla de instalar, mientras que la configuración B permite alejar la zona de compresiones en el bloque, producidas por las vigas de reacción, de la zona donde se encuentra el epóxico y el FRP, con lo que se podrían reducir los efectos de estas compresiones sobre el ensayo, especialmente un posible efecto de confinamiento de las barras de FRP.

Para la modelación en elementos finitos de la interfaz hormigón-epóxico-FRP se utilizó el mismo mallado empleado en el modelo del voladizo del puente, el resto de la probeta fue modelada con cubos de $1 \times 1 \times 1$ cm. La zona de contacto de las vigas de reacción fue representada mediante la restricción de desplazamientos de los nodos que se ubicaban dentro de esta para la configuración A, en la configuración B se restringió en desplazamiento vertical en la zona de contacto del cubo metálico, mientras que se restringió el desplazamiento horizontal (direcciones X e Y) en la base de la probeta. En la Figura 3.17 se muestran las vistas de ambos modelos en el programa SAP2000.



(a) Modelo configuración A, SAP2000. (b) Modelo configuración B, SAP2000.

FIGURA 3.17. Modelos analizados para los ensayos de *pull-out* en SAP2000.

Para la comparación entre ambos modelos, se eligieron los siguientes valores para las variables mostradas en la Figura 3.16, a la distancia a se le asignó 6 cm, a d también 6 cm, mientras que L_a se fijó en 10 cm para ambos modelos.

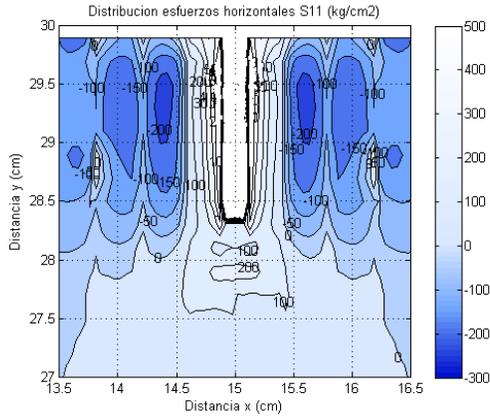
En la Figura 3.18 se muestra la distribución de esfuerzos horizontales S_{11} , que corresponden a los esfuerzos normales al plano YZ, en la zona cercana al FRP y al epóxico que ocupan la zona entre los 14.9 y 15.1 cm en la dirección x, y entre 28.4 y 30 cm en la dirección y, para ambas configuraciones. Se muestra para cada caso la distribución de esfuerzos a alturas de 3, 7 y 10 cm con respecto a la base del bloque, la primera columna corresponde a las distribuciones de esfuerzos de la configuración A, y la segunda corresponde a la configuración B.

Al comparar ambas configuraciones no se observa una gran variación en las magnitudes de los esfuerzos, no existen variaciones mayores a los 20 kg/cm², mientras que las distribuciones son prácticamente idénticas.

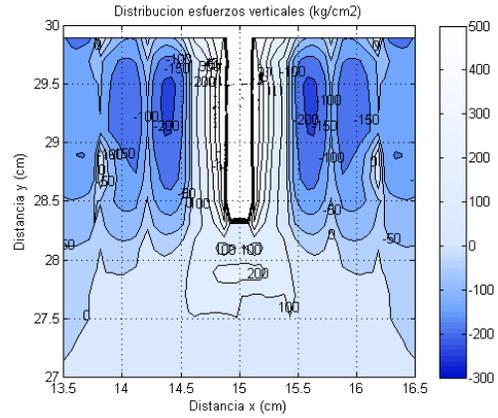
Se concluye que el efecto que tiene la distribución de la zona de contacto entre las vigas de reacción y el bloque de hormigón sobre la distribución de esfuerzos horizontales en el bloque es despreciable, por lo que se elige la configuración A para el desarrollo de las pruebas de *pull-out*, en la siguiente sección se presenta la optimización de esta configuración.

3.2.2. Optimización de la configuración para el ensayo de *pull-out*

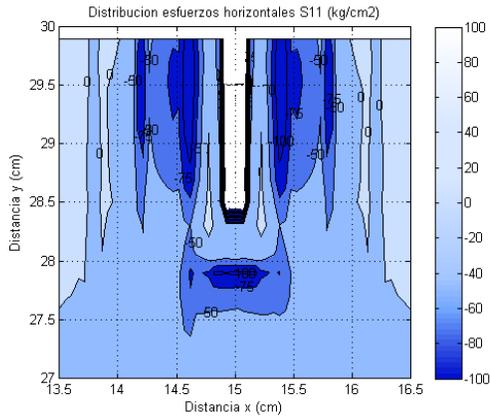
En la Figura 3.19 se muestra la configuración elegida para la ejecución de las pruebas, que consiste básicamente en un cubo de hormigón de 30x30x30 cm, con ranuras en la mitad de la cara de 2 cm de profundidad y 0.4 cm de ancho en toda la altura del cubo, en donde posteriormente se coloca la resina epóxica y se embebe el FRP. Durante las pruebas, el perfil es tirado hacia arriba mediante un gato hidráulico, mientras es sujeto en su posición mediante unas vigas de reacción.



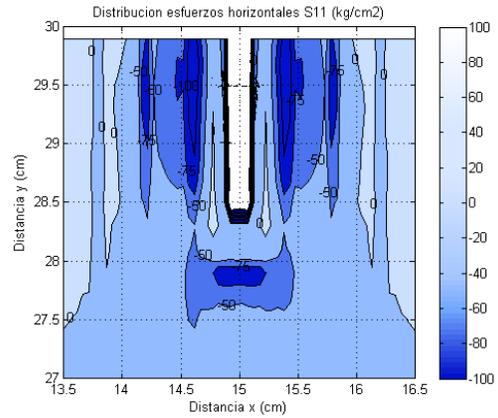
(a) Opción A, $h_{FRP} = 10$ cm.



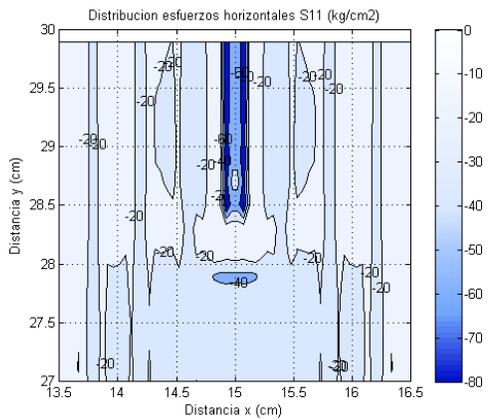
(b) Opción B, $h_{FRP} = 10$ cm.



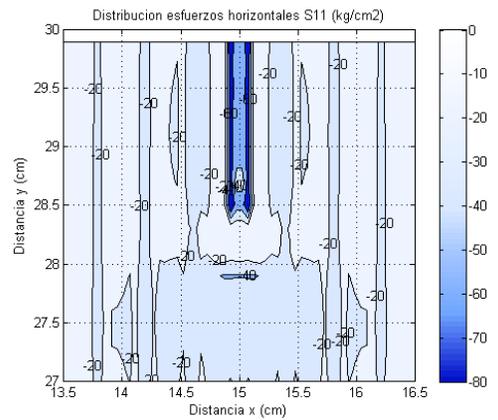
(c) Opción A, $h_{FRP} = 7$ cm.



(d) Opción B, $h_{FRP} = 7$ cm.



(e) Opción A, $h_{FRP} = 3$ cm.



(f) Opción B, $h_{FRP} = 3$ cm.

FIGURA 3.18. Distribuciones de esfuerzos S11 en el plano XY para las opciones A y B. La distribución de esfuerzos a lo largo del FRP es muy similar para ambas condiciones de apoyo de la probeta.

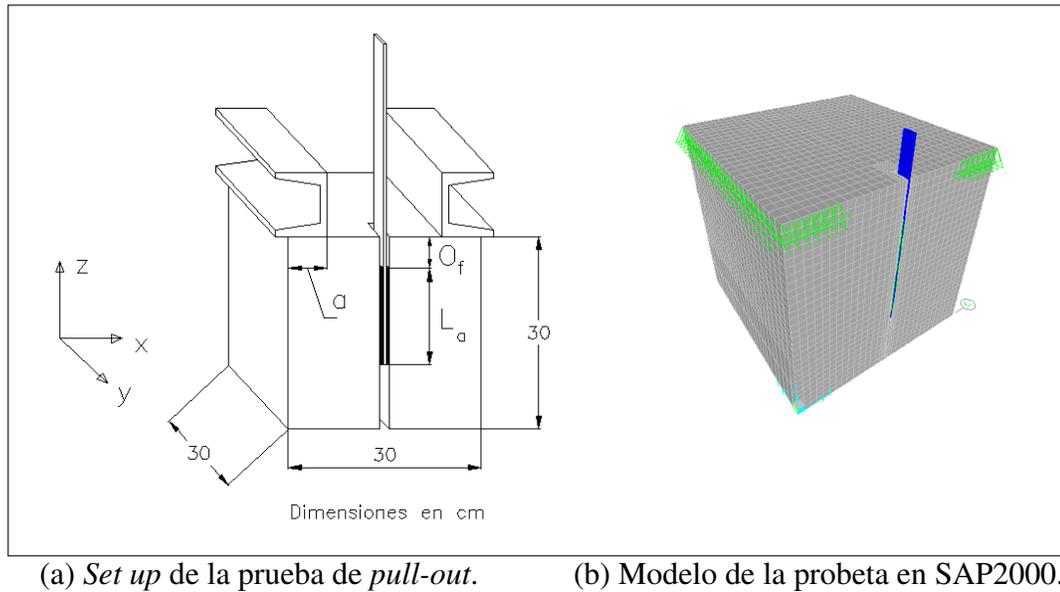
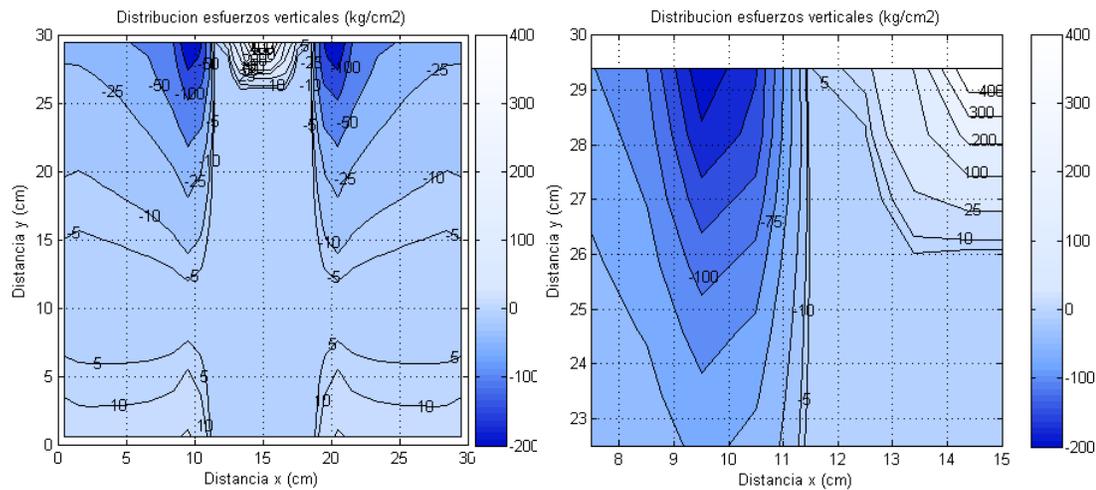


FIGURA 3.19. Esquema de la prueba de *pull-out*.

Durante la etapa de optimización del diseño de la prueba se analizaron varias configuraciones, variando dos propiedades geométricas: la zona de contacto de las vigas de reacción, que está representada en la Figura 3.19 por la distancia a , y la distancia libre sin adherir de la zona superior del bloque (O_f).

La zona de contacto de las vigas es importante ya que estas producen esfuerzos de compresión en el bloque de hormigón, los cuales pueden ser importantes en la zona cercana al FRP, situación que podría invalidar los resultados del ensayo, puesto que en las aplicaciones reales la zona cercana al perfil está sometida únicamente a tracciones. La distancia libre sin adherir se debe definir buscando evitar que se produzca una falla local del hormigón debido a una concentración de tensiones.

Se realizaron modelaciones para analizar distintas longitudes de apoyo (a) de las vigas, específicamente 6 y 10 cm. A los parámetros L_a y O_f se les asignaron valores de 15 cm y 0 cm, valores definidos arbitrariamente, ya que no eran importantes dentro del análisis de sensibilidad de la longitud de apoyo de las vigas. En las Figuras 3.20 y 3.21 se muestran los esfuerzos verticales en la cara superior del cubo para las dos propuestas, los valores positivos corresponden a tracciones y los negativos a compresiones.



(a) Plano XY, $z=30\text{cm}$.

(b) Concentración esfuerzos al inicio del apoyo viga ($x = 10\text{ cm}$).

FIGURA 3.20. Distribución de esfuerzos verticales de la probeta, con un área de contacto de las vigas de reacción de $30 \times 10\text{ cm}$. Los esfuerzos se concentran cerca de los 10 cm , lugar en donde inicia el área de contacto.

Las zonas que concentran mayores compresiones son las que se encuentran en el borde de las vigas, en el caso de la Figura 3.20 a los 10 cm y 20 cm en la dirección x , y en la Figura 3.21 a los 6 cm y 24 cm en la misma dirección, en donde se alcanzan valores que se encuentran entre los 150 y 200 kg/cm^2 de compresión. Hacia el centro del bloque desde estos puntos, que corresponde a la zona del cubo sin contacto con las vigas, las compresiones caen drásticamente llegando a valores despreciables, menores a 10 kg/cm^2 a una distancia de 1.5 cm desde el final de la zona de contacto de las vigas.

La primera propuesta permite tener un ancho libre de compresiones aproximado de 8 cm , mientras que para la segunda este aumenta a casi 15 cm . En el puente y en las viguetas ensayadas a flexión el ancho tributario de cada perfil de FRP es de 17 cm , por lo que la segunda configuración permite representar de una mejor manera las condiciones reales,

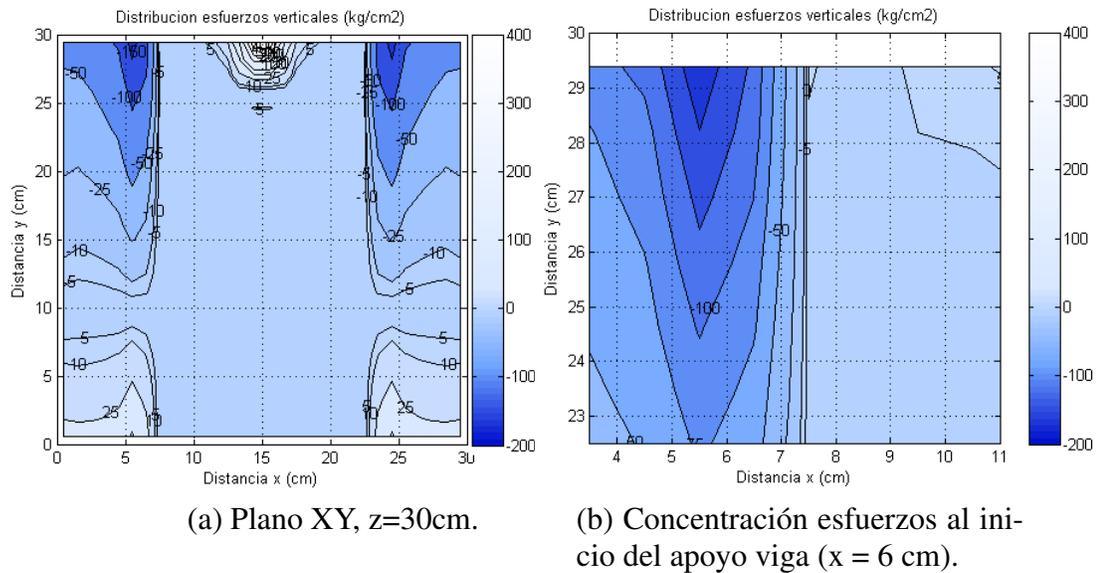


FIGURA 3.21. Distribución de esfuerzos verticales de la probeta, con un área de contacto de las vigas de reacción de 30x6 cm. Los esfuerzos se concentran cerca de los 6 cm, teniendo una magnitud menor que los que se presentan con el área de contacto de 30x10cm.

con una longitud libre de compresiones bastante parecida, por lo que fue elegida para los ensayos. Por estas razones se decidió utilizar una distancia de 6 cm para apoyar las vigas de reacción sobre los bloques durante las pruebas de laboratorio.

La otra propiedad geométrica analizada fue la distancia O_f necesaria para evitar el fallo local del bloque de hormigón en su extremo superior en la zona cercana al FRP. Se plantearon tres modelos con las siguientes distancias O_f : 0 cm, 3 cm y 5 cm. La distancia L_a fue fijada nuevamente en 15 cm para los tres casos.

En la Figura 3.22 se observa la distribución de esfuerzos verticales en la cara lateral del bloque en donde se coloca el FRP para las configuraciones analizadas, plano XZ con $y = 0$ cm de acuerdo con los ejes indicados en la Figura 3.19.a. Los valores positivos indican tracciones, mientras que los negativos compresiones.

Con una distancia O_f de 0 cm se observa una gran concentración de esfuerzos de tracción en la zona superior del bloque, llegando a valores de 500 kg/cm^2 , situación que implica una falla de esa zona de la probeta, ya que el hormigón utilizado no es capaz de resistir más de 50 kg/cm^2 en tracción.

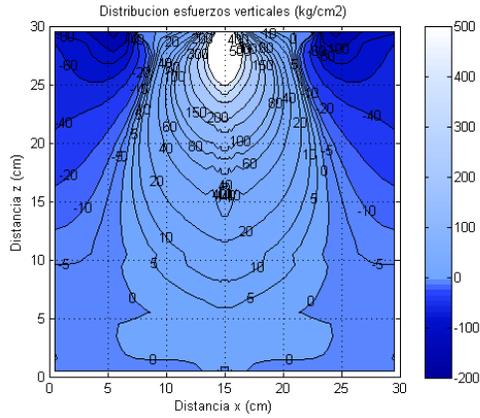
Para la distancia O_f de 3 cm la concentración de tracciones es bastante menor y los mayores valores se encuentran entre 20 y 40 kg/cm^2 , valores que se encuentran dentro de los rangos aceptables para el hormigón de los bloques.

Utilizando la distancia O_f de 5 cm la concentración de tracciones desaparece, y es sustituida por un bulbo de compresiones con tensiones máximas menores a 200 kg/cm^2 , ubicadas a una profundidad de 3 cm del tope del bloque, bastante inferiores a la resistencia del hormigón, que es de 450 kg/cm^2 . Comparando esta configuración con las dos anteriores se observa como esta última permite una mejor distribución de esfuerzos en el bloque de hormigón, evitando concentración de tracciones importantes en la zona crítica. Esta característica es una gran ventaja de esta configuración con respecto a las otras dos, ya que es la situación más favorable para evitar fallamiento local de la zona superior del bloque.

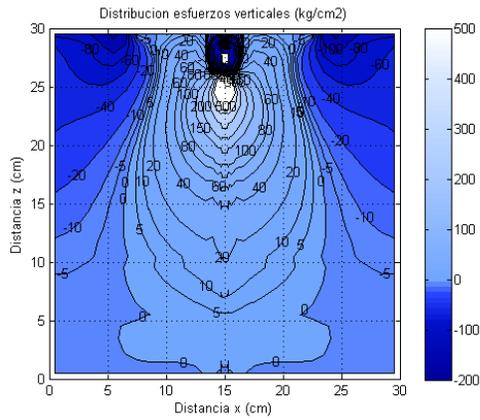
En la Figura 3.23 se presentan las distribuciones de esfuerzos verticales en distintos planos horizontales (planos XY) para las tres configuraciones analizadas. Los planos analizados son la cara superior del bloque en contacto con las vigas de reacción (Plano V), borde superior de la zona adherida (Plano T), punto medio de la zona adherida (Plano M) y el borde inferior de la zona adherida (Plano B).

Al comparar los resultados de cada configuración para los distintos planos no se notan grandes diferencias entre las formas de las distribuciones de esfuerzos para las distintas longitudes de O_f en los mismos planos, con excepción del Plano T para O_f de 0 cm, ya que es el mismo plano V, y por lo tanto la distribución de esfuerzos se ve alterada por la presencia de los apoyos del modelo.

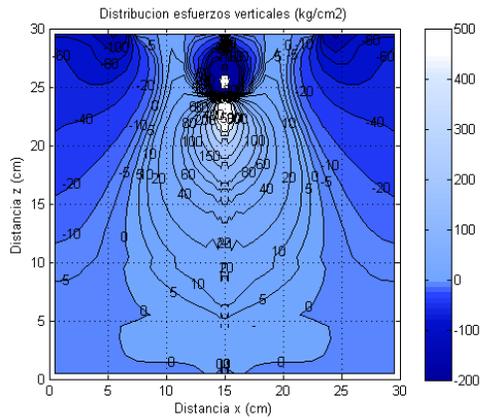
Las magnitudes de los esfuerzos presentan variaciones importantes en los planos T, M y B, ya que las compresiones máximas que se presentan en la parte superior de la zona de contacto con las vigas para una O_f de 0 cm tienen una magnitud de más del doble que las



(a) Cara lateral, $O_f = 0$ cm.



(b) Cara lateral, $O_f = 3$ cm.



(c) Cara lateral, $O_f = 5$ cm.

FIGURA 3.22. Distribución de esfuerzos verticales distintas longitudes O_f sin adherencia en el extremo cargado del FRP. Al aumentar O_f desaparece el bulbo de tensiones de tracción del extremo superior del bloque, convirtiéndose paulatinamente en tensiones de compresión.

que se obtienen con una O_f de 5 cm. Con la O_f de 3 cm las compresiones son ligeramente más altas, entre 5 y 10 kg/cm^2 , que las de O_f de 5 cm. Esta situación ejemplifica como se obtiene una distribución de esfuerzos más uniforme conforme se tiene una distancia libre O_f más grande.

Esta situación refuerza la afirmación realizada luego de analizar la Figura 3.19 sobre la mejor distribución de esfuerzos que presenta la configuración con una O_f de 5 cm, por lo que se concluye que la distancia O_f mínima más apropiada para realizar las pruebas de laboratorio es de 5 cm.

En conclusión se puede afirmar que la configuración óptima para los ensayos de *pull-out* corresponde a tener una longitud de apoyo a de las vigas de 6 cm, y una longitud O_f mínima de 5 cm. Esta configuración fue la utilizada en los ensayos de laboratorio, cuyos resultados principales se muestran en el siguiente capítulo.

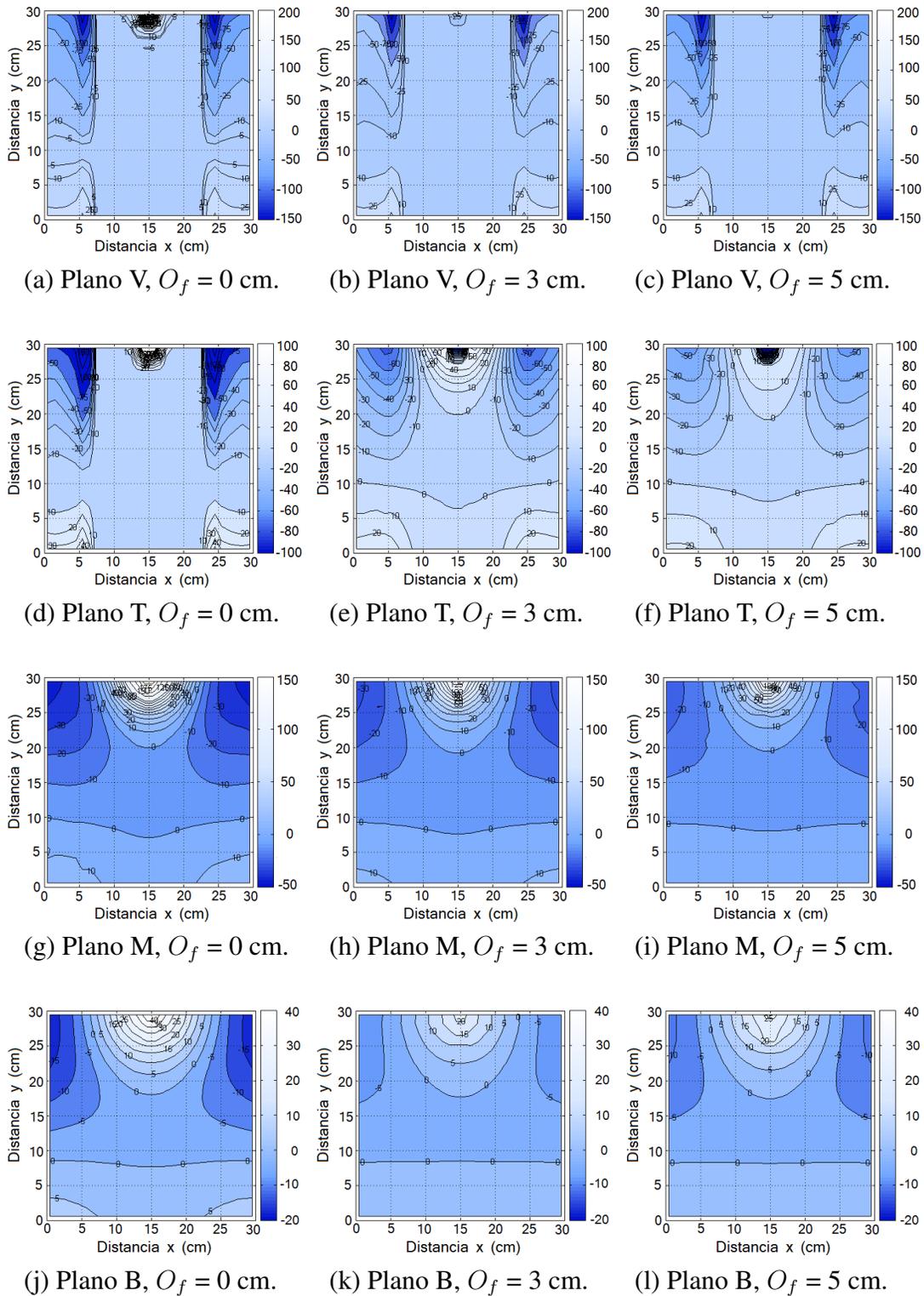


FIGURA 3.23. Distribuciones de esfuerzos verticales (kg/cm^2) en distintos planos horizontales (XY) para las longitudes O_f sin adherencia del FRP analizadas. A mayor valor de O_f menor es la concentración de esfuerzos.

4. PRUEBAS DE LABORATORIO DE ELEMENTOS REFORZADOS CON NSM FRP

Dentro del programa de monitoreo del puente Centenario se realizaron varias pruebas de laboratorio para observar la respuesta del sistema de refuerzo ante distintas condiciones de carga. Se realizaron ensayos de carga monotónica en viguetas, pruebas de *pull-out* y en el futuro se realizarán ensayos de fatiga flexural.

En este capítulo se presentan algunos resultados importantes de las pruebas de laboratorio de *pull-out* realizadas, que permitieron obtener una caracterización bastante completa del comportamiento de la zona de unión hormigón-epóxico-FRP.

Se realizaron ensayos de *pull-out* con el propósito de determinar la longitud de anclaje del sistema de refuerzo con barras rectangulares de CFRP. Se consideraron distintas longitudes de adherencia comprendidas entre 5 y 27.5 cm. El desarrollo y descripción en detalle de las pruebas realizadas y el proceso realizado para determinar esta longitud se encuentra en la investigación realizada por Astorga (2010).

La configuración general de los ensayos fue la obtenida luego de la optimización realizada con modelos de elementos finitos presentada en la sección 3.2; en la Figura 4.1.a se muestra el *set-up* elegido. Se decidió adherir la barra de FRP desde la base inferior del cubo de hormigón para alejar esta zona lo máximo posible de la zona de contacto con las vigas de reacción.

En la Figura 4.2 se muestra el montaje utilizado en el laboratorio. Al extremo libre de la barra se le adhirió un par de mordazas, que permiten que las cuñas mostradas en la figura sujeten la barra de FRP mientras son empujadas hacia arriba por el gato hidráulico.

Se realizó un ensayo de *pull-out* en un bloque de 50 cm de alto, con una longitud adherida de 45 cm, reproduciendo la longitud de anclaje utilizada en el puente Centenario. En la Figura 4.3 se muestra el esquema de montaje e instrumentación de esta probeta, que son idénticos a los de las otras pruebas de *pull-out*. Adicionalmente se instalaron *strain gauges* (SG) en la barra de FRP, con el objetivo de monitorear las distribuciones de deformaciones y esfuerzos en la barra durante el ensayo.

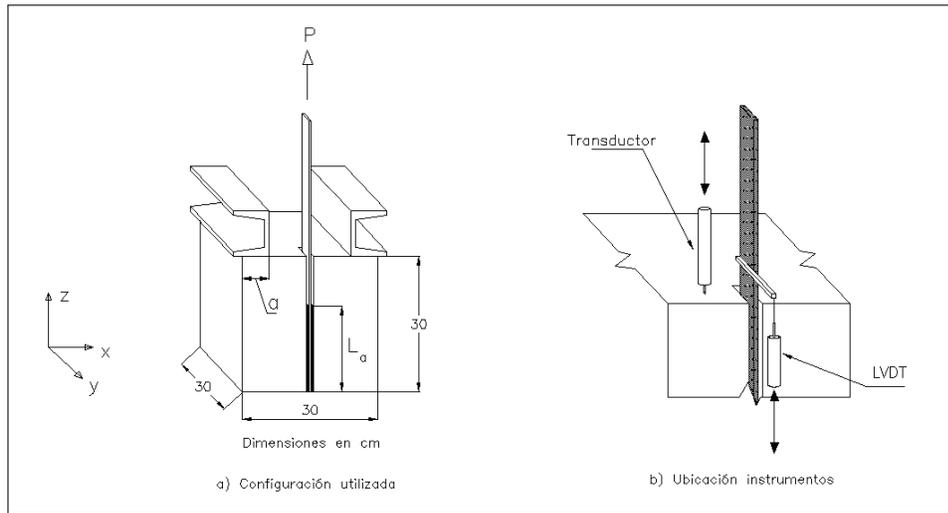


FIGURA 4.1. *Set-up* del ensayo de *pull-out*.

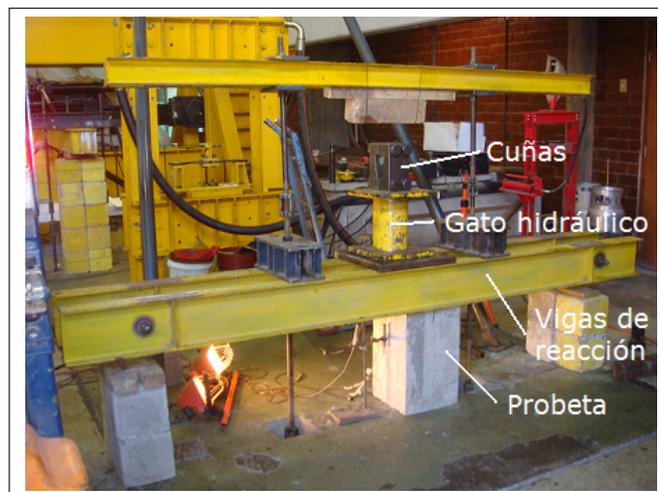


FIGURA 4.2. *Set-up* del ensayo de *pull-out* en el laboratorio.

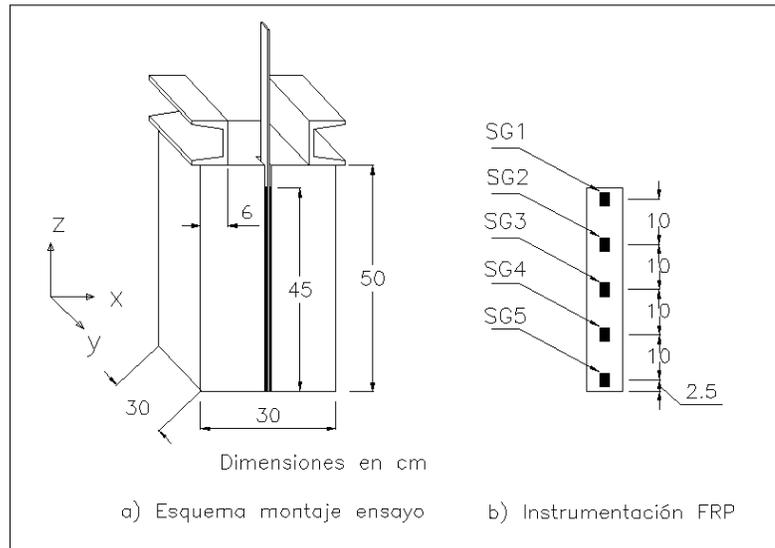


FIGURA 4.3. Instrumentación ensayo *pull-out* 45 cm.

En la Figura 4.4 se presentan las deformaciones medidas con los SG durante el ensayo del bloque de 50 cm. Como era esperado, las deformaciones son mayores cerca del borde cargado del FRP, mientras que la barra en la zona inferior del bloque prácticamente no sufre deformaciones durante todo el ensayo. Los SG1 y SG2 son los que presentan mayores deformaciones durante el ensayo, llegando a valores cercanos ($14\,500\ \mu\varepsilon$) a la deformación de rotura teórica, $17\,000\ \mu\varepsilon$. El SG1 presenta un comportamiento bastante lineal, que se debe a que la zona superior adherida sufrió un deslizamiento en las primeras etapas de carga.

En la Figura 4.5 se presenta en detalle las deformaciones medidas en cada SG hasta los $1000\ \mu\varepsilon$. Las deformaciones de SG3 crecen para cargas cercanas al máximo. El SG4 presenta una deformación pequeña, menor que $80\ \mu\varepsilon$. El SG5 presenta un comportamiento diferente al de los demás SG: en las primeras etapas de carga presenta mayores deformaciones que los SG2 y SG3, mientras que para cargas mayores que 2.5 ton la deformación es constante, igual a $200\ \mu\varepsilon$. Esto indica que el extremo no cargado de la zona de adherencia trabaja sólo en las etapas iniciales de carga.

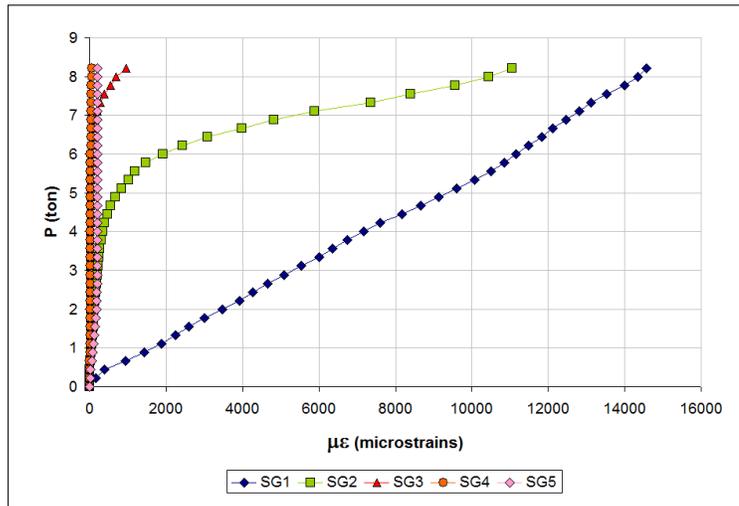


FIGURA 4.4. Variación de las deformaciones de los SG con respecto a la carga aplicada durante las pruebas de *pull-out*.

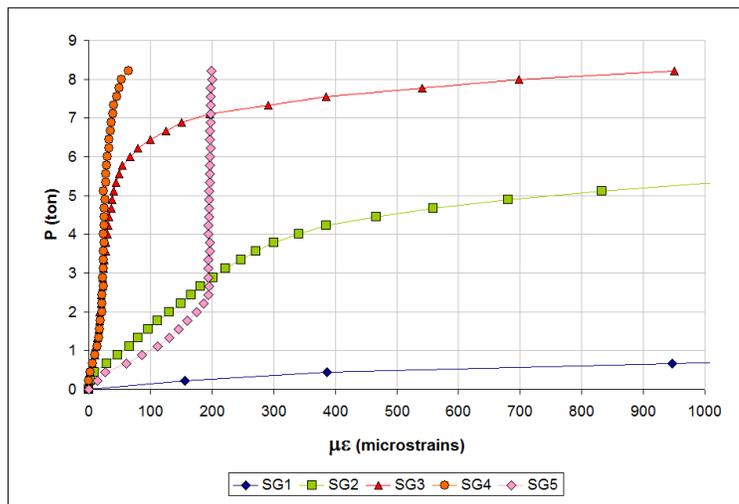


FIGURA 4.5. Variación de las deformaciones de los SG con respecto a la carga aplicada para $\mu\epsilon$ menores a 2000.

En la Figura 4.6 se muestran las deformaciones a lo largo de la barra de FRP para diferentes niveles de la carga aplicada. Se observa que las deformaciones se concentran en los 22.5 cm iniciales cargados, mientras que los últimos 22.5 cm presentan deformaciones marginales, inferiores a un 5 % de la deformación última nominal.

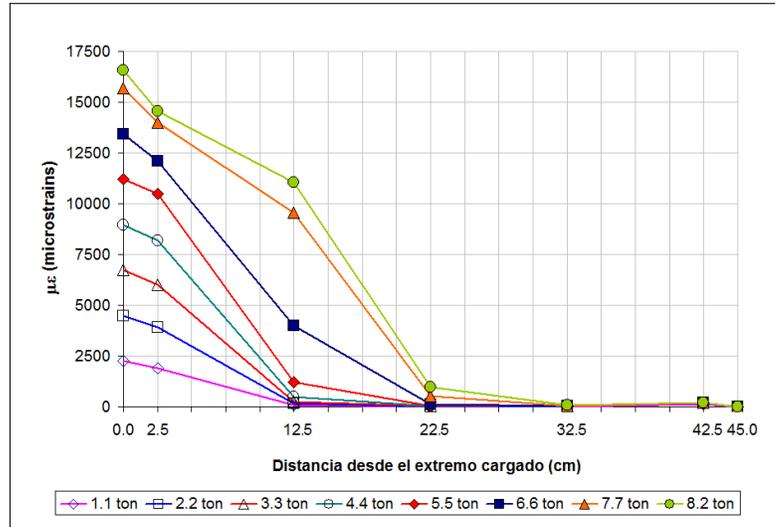


FIGURA 4.6. Distribución de deformaciones a lo largo de la barra de FRP.

A partir de las deformaciones medidas en la barra se calcularon los esfuerzos de corte promedio a lo largo de la zona de unión hormigón-epóxico-FRP, mediante la siguiente expresión:

$$\tau_{promedio} = \frac{(\varepsilon_{i+1} - \varepsilon_i) E_{FRP} (t_f b_f)}{2 (x_{i+1} - x_i) b_f} \quad (4.1)$$

donde ε_{i+1} es la deformación unitaria del punto $i + 1$; ε_i la deformación unitaria del punto i ; E_{FRP} es el módulo de elasticidad del FRP; t_f es el espesor de la barra; b_f el ancho de la barra; x_{i+1} es la distancia desde la base del cubo del punto $i + 1$; y x_i es la distancia desde la base del cubo del punto i . En la Figura 4.7 se muestra la ubicación de estos parámetros.

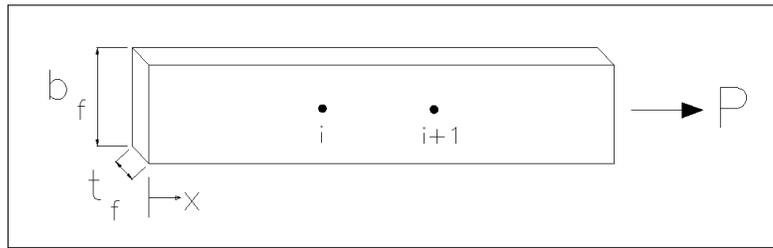


FIGURA 4.7. Segmento infinitesimal del FRP. Se muestra la ubicación de las variables y los puntos i e $i + 1$ correspondientes a la ecuación 4.1.

En la Figura 4.8 se presenta la distribución de esfuerzos de corte calculada a lo largo de la zona adherida. Se observa como la zona de máximos esfuerzos se encuentra alrededor de los 7.5 cm durante la mayor parte del ensayo, hasta la carga de 6.6 ton. A partir de este valor el esfuerzo de corte máximo se traslada hacia la derecha, alejándose del extremo cargado y ubicándose alrededor de los 17.5 cm hasta la rotura de la barra.

Es importante resaltar que para cargas cercanas a la rotura de la barra, a pesar del traslado de la zona de esfuerzo máximo, la zona superior adherida no presenta una caída drástica en su resistencia, por lo que se descarta la falla del adhesivo en esta parte. Este fenómeno también se presenta en otras investigaciones como la de Blaschko (2003).

El epóxico provee la adherencia adecuada para mantener la integridad de la zona de la unión hasta la tracción máxima nominal de la barra de FRP. El máximo esfuerzo de corte que es capaz de resistir la unión es 150 kg/cm^2 , valor bastante cercano a los 140 kg/cm^2 teóricos indicados en las especificaciones técnicas del epóxico Coneresive 1090 (BASF, 2007).

Observando la Figura 4.8 se puede concluir que de los 45 cm adheridos trabajan efectivamente los 30 cm superiores, mientras que los 15 cm inferiores experimentan esfuerzos despreciables. Por esta razón se puede pensar que para futuras aplicaciones estas barras de FRP podrían ser ancladas solo 30 cm para que sean capaces de desarrollar su tracción última. No obstante, en las estructuras reales el hormigón presenta una alta variabilidad en su calidad, por lo que es justificable tener los 15 cm extra como un factor de seguridad,

para garantizar una longitud suficiente para que las barras de FRP puedan desarrollar su capacidad última.

En conclusión se puede afirmar que las barras de FRP utilizadas en el puente Centenario tienen la suficiente longitud de anclaje para que sean capaces de desarrollar su capacidad última, por lo que se puede considerar el 100 % de su aporte para el cálculo de la capacidad flexural del voladizo.

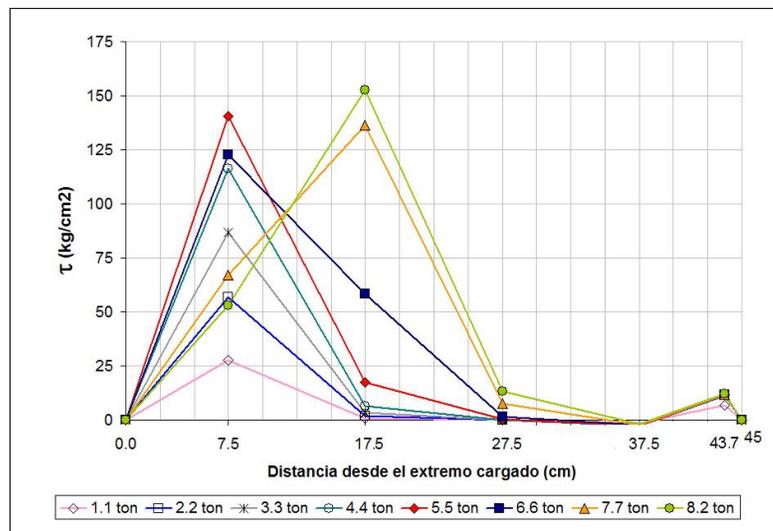


FIGURA 4.8. Distribución del esfuerzo de corte τ a lo largo de la barra de FRP.

Para la determinación de la longitud de anclaje de las barras de FRP se realizaron 20 ensayos, con longitudes de adherencia (L_a) comprendidas entre los 5 y los 27.5 cm, con incrementos de 2.5 cm entre cada longitud. Los detalles de estos ensayos se encuentran en la investigación de Astorga (2010).

Estos ensayos fueron aprovechados para realizar mediciones de los desplazamientos de la barra de FRP con respecto al hormigón durante las etapas de carga. Se utilizó un LVDT (*linear variable differential transformer*) para medir el desplazamiento vertical de la barra de FRP justo encima del borde superior del bloque de hormigón, y un transductor

para medir el desplazamiento vertical del bloque de hormigón en las cercanías de la ranura donde se ubicaba el FRP. En la Figura 4.1.b se muestra la ubicación de estos instrumentos en la probeta.

En la Figura 4.9 se presentan las curvas de carga aplicada vs desplazamiento relativo (*slip*) del FRP con respecto al hormigón para distintas longitudes de adherencia. Las deformaciones mostradas en esta figura corresponden a la diferencia de los desplazamientos medidos entre el LVDT y el transductor, valores que luego fueron corregidos por el alargamiento elástico de la barra de FRP que ocurre entre el punto de medición del LVDT y el inicio de la zona adherida de la barra.

Se observa que para desplazamientos pequeños, menores a 1 mm, las pendientes de las curvas para distintas longitudes de anclaje son bastante parecidas.

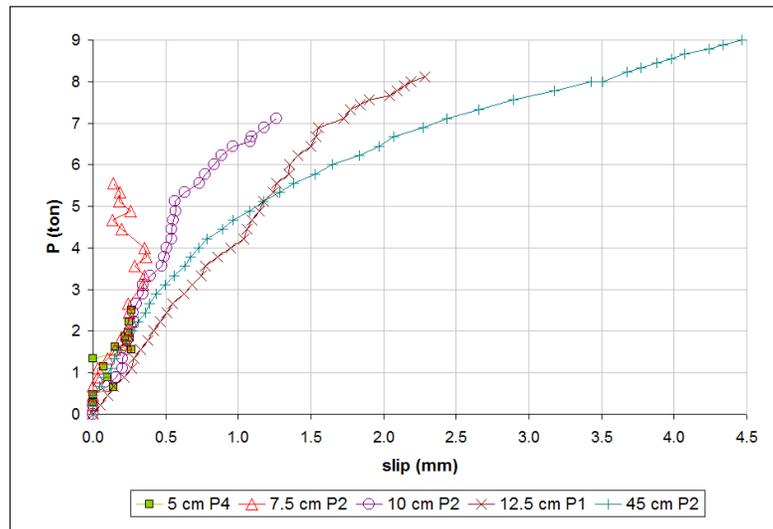


FIGURA 4.9. Curvas P vs *slip* del extremo cargado del FRP. Se observa la similitud entre las pendientes iniciales de los distintos ensayos.

En el Anexo A se presentan los datos obtenidos de las pruebas de laboratorio, y se describen las correcciones realizadas para los distintos gráficos mostrados en este capítulo.

Durante estas pruebas de *pull-out* no fue posible obtener curvas descendentes como las mostradas en la Figura 1.6, ya que si bien se presentó deslizamiento de las barras de FRP con respecto al hormigón, la capacidad de resistencia de la unión no se degrada.

En la Figura 4.10 se muestran las curvas de la Figura 4.9 junto con las curvas obtenidas por Cruz y Barros (2004) para una longitud de adherencia de 8 cm y por Mohamed Ali et al. (2008) para 20 cm de adherencia.

Se observa la similitud de las pendientes iniciales de las pruebas realizadas en esta investigación con la obtenida por Cruz y Barros, aunque la curva de estos autores tiene una degradación notoria en su resistencia a partir de 0.5 mm, presentándose deslizamiento de la barra a partir de los 0.8 mm. La curva de Mohamed Ali et al. presenta una pendiente mucho más alta y constante, es importante notar que para este ensayo la probeta falla por rotura de la barra antes de que ocurra un *slip* de 1 mm.

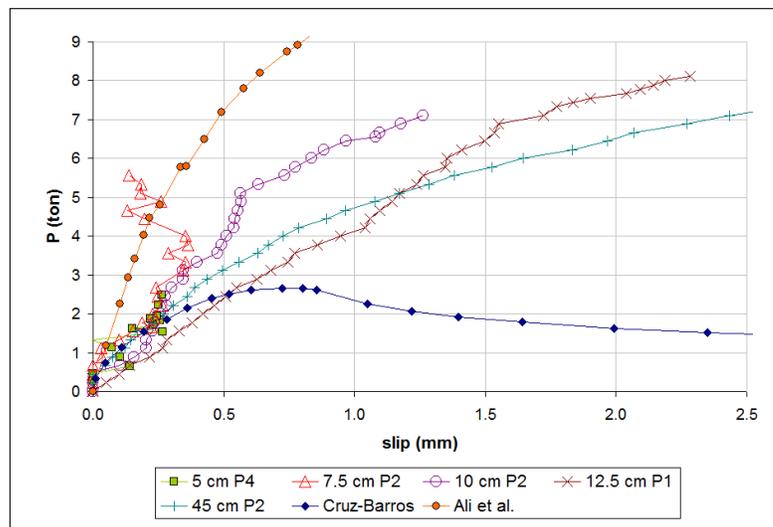


FIGURA 4.10. Comparación de las curvas P vs *slip* del extremo cargado del FRP obtenidas de los ensayos con las reportadas en investigaciones previas.

Los desplazamientos reportados en la Figura 4.10 se pueden separar en dos componentes: el alargamiento elástico de la zona adherida de la barra y el slip del borde libre de la barra, que para el *set-up* utilizado corresponde al movimiento relativo entre la base del cubo y el extremo inferior del FRP.

El alargamiento elástico de la barra en su zona adherida depende de la distribución de esfuerzos a lo largo de esa longitud. De los resultados del ensayo instrumentado de 45 cm (ver Figura 4.6) se observa que la distribución de deformaciones se puede aproximar a una distribución triangular en los primeros 12.5 cm adheridos hasta una carga de 5.5 ton, aumentando esta longitud hasta los 22.5 cm para la carga de 8.2 ton.

Para los datos de la prueba de 45 cm se utilizó esta distribución de esfuerzos para determinar el alargamiento elástico, mientras que para los otros datos se asumió una distribución triangular en toda la longitud de adherencia. Los datos de slip del borde libre corregidos se presentan en la Figura 4.11.

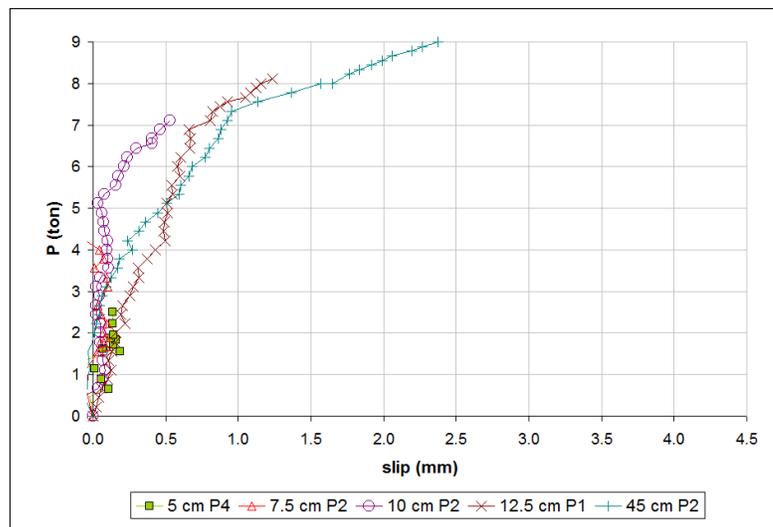


FIGURA 4.11. Curvas P vs *slip* del borde libre del FRP. Se observa que para la carga última nominal de la barra (6.7 ton) el *slip* máximo es menor a 1 mm.

Observando la Figura 4.11 se nota que el desplazamiento del borde libre para cargas inferiores a 5 ton es menor a 0.5 mm. Para todas las longitudes de anclaje analizadas el *slip* del borde libre para la carga nominal de rotura de la barra (6.7 ton) es menor a 1 mm. Por esta razón se descarta que la falla de las probetas pueda ser catalogada como falla por deslizamiento, ya que los *slips* representan menos de 1 % de la longitud de adherencia.

Se puede afirmar que la barras de FRP colocadas en el puente Centenario pueden desarrollar toda su capacidad de resistencia. En los siguientes capítulos se presenta el desarrollo y obtención de las funciones de vida del refuerzo NSM FRP y la resistencia flexural de la losa en voladizo del puente Centenario.

5. ESTIMACIÓN DE VIDA ÚTIL DE ZONAS REFORZADAS CON FRP

En este capítulo se presenta una propuesta para la estimación de la vida útil de elementos reforzados con FRP. En la primera parte del capítulo se propone una metodología para la obtención de funciones de vida para la interfaz hormigón-epóxico-FRP a partir de los resultados de pruebas de fatiga, mientras que en la segunda parte del capítulo se presenta el cálculo de índices de confiabilidad para refuerzos flexurales con FRP, así como los valores límites admisibles de estos asociados a probabilidades de falla por fatiga.

Este análisis se centra en el comportamiento del refuerzo con FRP, y su comportamiento a lo largo del tiempo. Se despreció las variaciones de resistencia del hormigón debido al envejecimiento del hormigón o a la acción de agentes ambientales. Tampoco se tomó en cuenta la degradación que puede sufrir el acero de refuerzo debido a la acción de estos agentes, como la corrosión.

5.1. Estimación de funciones de vida para estructuras reforzadas con FRP

La degradación de resistencia de la interfaz hormigón-epóxico-FRP se concentra posiblemente en la capacidad del epóxico para transmitir esfuerzos del hormigón al FRP, manteniéndose la sección transversal de la barra de FRP relativamente constante a lo largo de la vida útil del refuerzo.

Esta disminución en la capacidad de transmisión de esfuerzos provoca que el elemento reforzado no pueda contar con toda la capacidad del FRP para resistir las solicitaciones a las que se ve sometido.

Las normas de diseño actuales, como el ACI 440 (2002) asumen que existe adherencia perfecta para el cálculo de la resistencia de estos refuerzos. En la Figura 5.1 se muestran los perfiles de deformaciones para el caso ideal con adherencia perfecta entre el hormigón, el epóxico y el FRP (Fig. 5.1.a); y la situación cuando se presenta una degradación en la interfaz (Fig. 5.1.b). Al comparar la Figura 5.1.b con la 5.1.a se observa que si la adherencia

FRP-epóxico-hormigón se degrada, la deformación que puede desarrollar el FRP es menor que si la adherencia es perfecta y, por lo tanto, se desarrolla una tensión menor en el FRP.

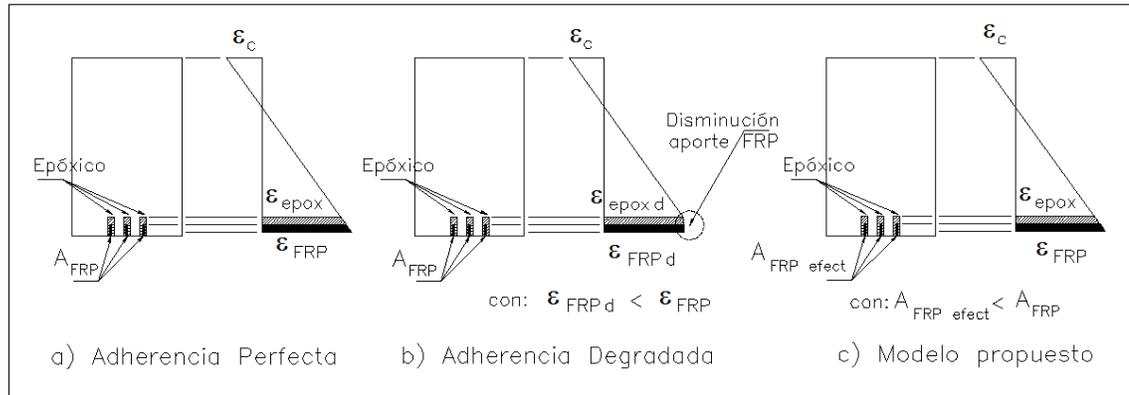


FIGURA 5.1. Comparación entre adherencia perfecta y degradada.

Para este análisis, la degradación del sistema de refuerzo de NSM FRP en cada ciclo de carga se representará mediante una disminución del área transversal de la barra de FRP, estimando un área efectiva que, asumiendo adherencia perfecta en la interfaz tal como se muestra en la Figura 5.1.c, aporte la misma resistencia que en el caso de adherencia degradada.

Para cumplir con este requisito se debe cumplir que:

$$A_{FRP\ efect} = \frac{\epsilon_{FRP\ d}}{\epsilon_{FRP}} * A_{FRP} \quad (5.1)$$

Este modelo se utilizará con el objetivo de poder utilizar las ecuaciones de diseño existentes, y posteriormente realizar los cálculos de índices de confiabilidad del refuerzo.

La estimación de la degradación del refuerzo de FRP, también conocida como función de vida útil (*lifetime function*) se realizó utilizando los datos de las pruebas de laboratorio realizadas por Quattlebaum et al. (2005) en vigas de hormigón reforzado con NSM CFRP.

5.1.1. Pruebas de laboratorio de Quattlebaum et al.

Estas pruebas consistieron en realizar ciclos de carga y descarga a dos vigas de hormigón armado reforzadas con NSM CFRP, cuya configuración se muestra en la Figura 5.2.

En la Tabla 5.1 se presentan las propiedades de los materiales utilizados en estos ensayos. Se observa que presentan valores bastante similares los utilizados en las pruebas de laboratorio realizadas en la presente investigación y en el refuerzo del puente Centenario. Sólomente el epóxico utilizado por Quattlebaum et al. presenta una resistencia a la tracción un 40 % mayor que la del Concrete 1090, situación que no es relevante debido a las bajas solicitaciones que tiene el epóxico en este sistema de refuerzo.

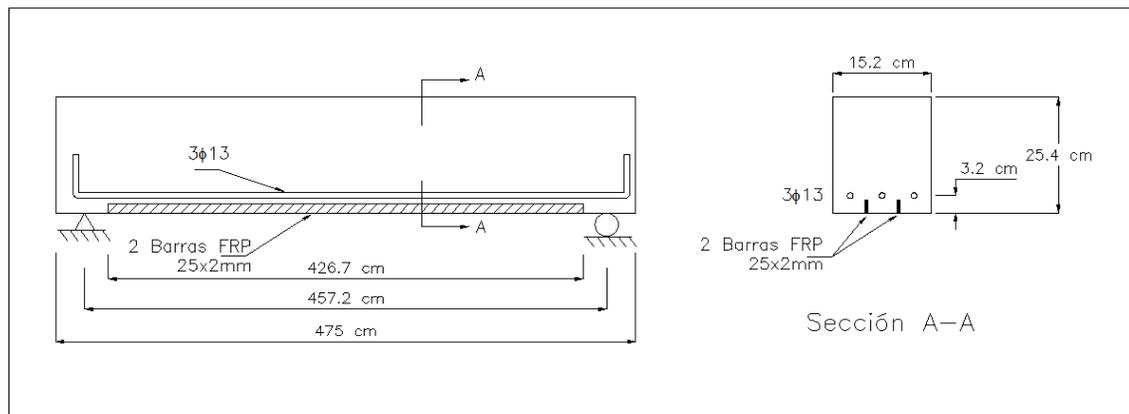


FIGURA 5.2. Esquema del refuerzo de las probetas utilizadas por Quattlebaum et al.

Estos autores ensayaron dos vigas, cargadas al centro de la luz con los siguientes programas de carga:

- N - H: carga mínima de 806 kg (16 % de la carga última), carga máxima de 2950 kg (60 % de la carga última).
- N - L: carga mínima de 500 kg (10 % de la carga última), carga máxima de 2000 kg (40 % de la carga última).

TABLA 5.1. Propiedades de los materiales utilizados por Quattlebaum et al.

Variable	Descripción	Valor
f_u_{FRP}	Esfuerzo de tracción de falla del FRP	21 180 kg/cm ²
f'_c	Resistencia a la compresión del hormigón	300 kg/cm ²
f_y	Resistencia de fluencia del acero	4500 kg/cm ²
σ_{epox}	Resistencia a la tracción del epóxico	7400 kg/cm ²
t_{epox}	Espesor de la capa de epóxico	1 mm
b_f	Altura de la barra de FRP	25 mm
t_f	Espesor de la barra de FRP	1.4 mm
A_f	Área de la barra de FRP	350 mm ²

Durante los ensayos monitorearon las deflexiones de la viga al centro de la luz y las deformaciones en el FRP en el centro de la luz. En las Figuras 5.3 y 5.4 se presenta la variación de las deflexiones de las vigas al centro de la luz y las deformaciones medidas en el FRP (en la mitad de la luz) con respecto al número de ciclos.

La viga a la que se le aplicó el esquema de carga menor, N-L, alcanzó los 2 000 000 de ciclos sin fallar, por lo que a partir de este punto fue cargada con el programa N-H hasta los 3 500 000 ciclos, momento en el que la viga falló.

5.1.2. Estimación del área efectiva de FRP

Las deflexiones y deformaciones mostradas en las Figuras 5.3 y 5.4 fueron utilizadas para estimar el área efectiva de FRP (A_{efect}) que trabaja en la viga, mediante el proceso de cálculo que se presenta a continuación y se resume en el diagrama de flujo de la Figura 5.5. Este esquema está planteado para vigas simplemente apoyadas cargadas al centro de su luz.

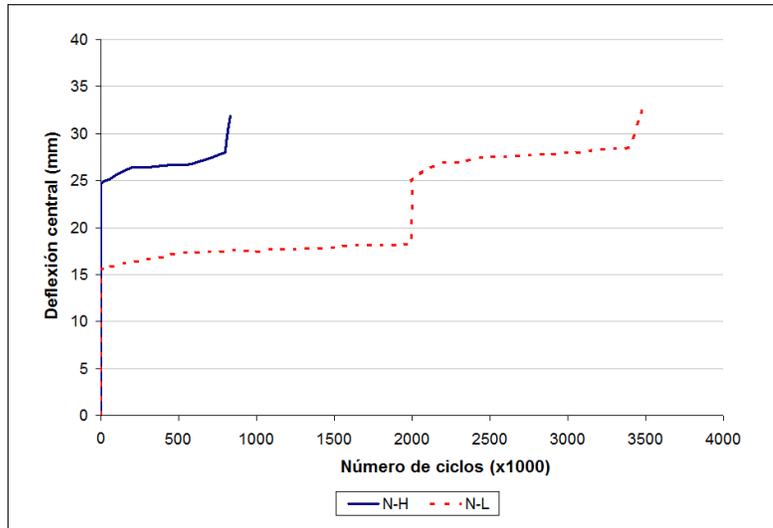


FIGURA 5.3. Deflexiones al centro de la luz durante los ciclos de carga.

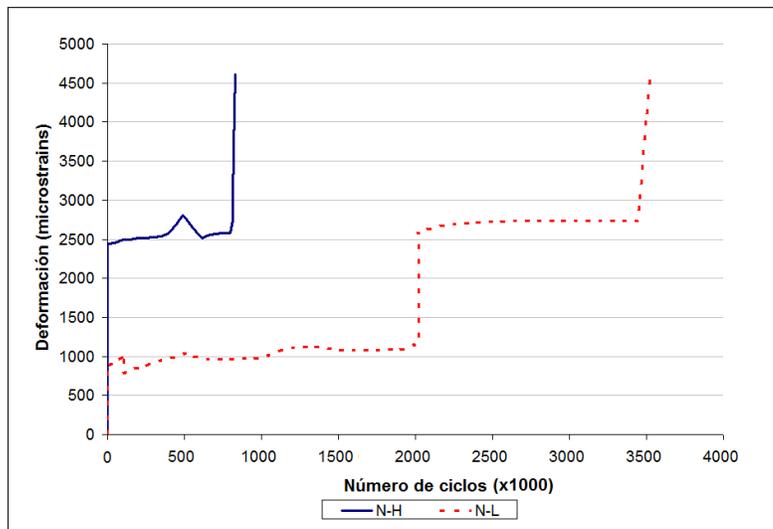


FIGURA 5.4. Variación de los esfuerzos en el FRP durante los ciclos de carga.

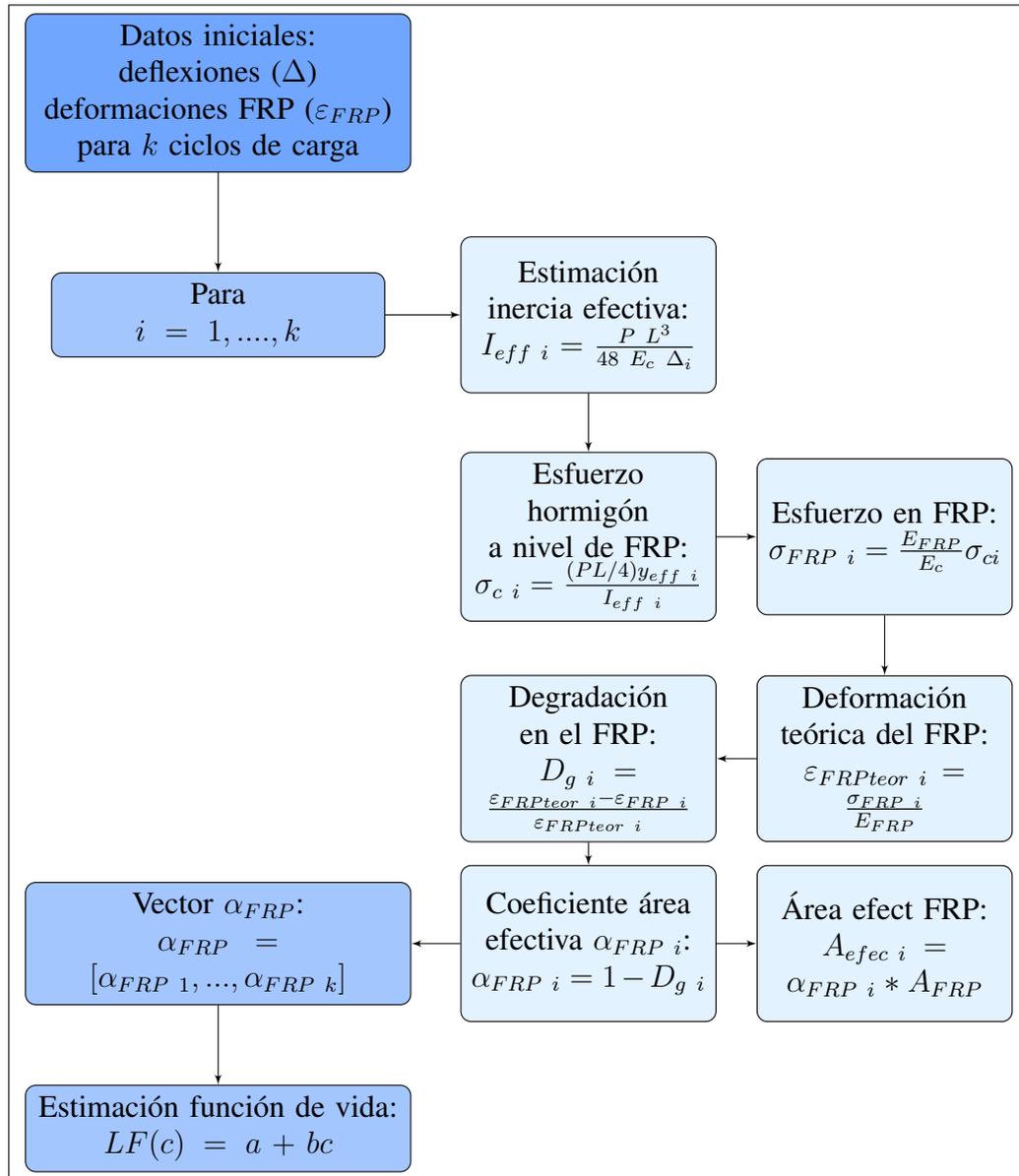


FIGURA 5.5. Diagrama de flujo para estimación del área efectiva de FRP.

El proceso consiste en estimar para cada ciclo i la inercia efectiva de la viga asociada a la deflexión medida (Δ_i):

$$I_{eff i} = \frac{P L^3}{48 E_c \Delta_i} \quad (5.2)$$

donde P es la fuerza aplicada al centro de la luz; L es la longitud libre entre apoyos y E_c es el módulo de elasticidad del hormigón.

La distancia desde el FRP al eje neutro ($y_{eff\ i}$) se calcula con la siguiente ecuación (Branson y Trost, 1982):

$$y_{eff\ i} = d_f - \left[\left(\frac{M_{cr}}{PL/4} \right)^{2.5} c_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{PL/4} \right)^{2.5} \right) c_{cr} \right] \quad (5.3)$$

donde d_f es la distancia desde el extremo en compresión hasta donde se ubica el FRP; M_{cr} es el momento de agrietamiento de la viga; c_g y c_{cr} son la profundidad del eje neutro para la sección gruesa y agrietada respectivamente.

Con $I_{eff\ i}$ e $y_{eff\ i}$ se obtiene el esfuerzo en el hormigón a la altura del FRP ($\sigma_{c\ i}$) y el esfuerzo en el FRP ($\sigma_{FRP\ i}$) producidos por la carga externa P ; la deformación teórica en el FRP ($\varepsilon_{FRP\ teor\ i}$) se obtiene a partir del esfuerzo que se acaba de calcular.

La degradación en el FRP ($D_{g\ i}$), que es la variación entre la deformación medida y la deformación teórica en el FRP, se obtiene comparando la deformación teórica esperada ($\varepsilon_{FRP\ teor\ i}$) a partir de las deflexiones con la deformación experimental medida en el ensayo ($\varepsilon_{FRP\ i}$):

$$D_{g\ i} = \frac{\varepsilon_{FRP\ teor\ i} - \varepsilon_{FRP\ i}}{\varepsilon_{FRP\ teor\ i}} \quad (5.4)$$

El factor $\alpha_{FRP\ i}$ corresponde a la fracción del área de FRP inicial (A_{FRP}) que efectivamente trabaja en el ciclo de carga i y se calcula de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \alpha_{FRP\ i} &= 1 - D_{g\ i} \\ \alpha_{FRP\ i} &= 1 - \frac{\varepsilon_{FRP\ teor\ i} - \varepsilon_{FRP\ i}}{\varepsilon_{FRP\ teor\ i}} \\ \alpha_{FRP\ i} &= \frac{\varepsilon_{FRP\ i}}{\varepsilon_{FRP\ teor\ i}} \end{aligned} \quad (5.5)$$

El factor $\alpha_{FRP\ i}$ de la ecuación 5.5 es el mismo que multiplica al área de FRP (A_{FRP}) en la ecuación 5.1.

Con este factor se procede a calcular el área efectiva de FRP para el ciclo de carga i :

$$A_{effect\ i} = \alpha_{FRP\ i} * A_{FRP} \quad (5.6)$$

Finalmente, con el vector de α_{FRP} se estima la función de vida $LF(c)$ mediante un análisis de regresión, en donde c es el número de ciclos.

Los cálculos indicados y el esquema de cálculo de la Figura 5.5 se pueden resumir en la siguiente expresión:

$$\alpha_{FRP i} = 1 - \frac{12\Delta_i y_{eff i} - L^2 \varepsilon_{FRP i}}{12\Delta_i y_{eff i}} \quad (5.7)$$

A partir de los datos de deformaciones y deflexiones de Quattlebaum et al. (2005) se calcularon las funciones de vida utilizando el esquema de la Figura 5.5. En la Figura 5.6 se muestran dos curvas de degradación: la función LF_1 que se obtuvo a partir de los datos de N-H que corresponde a una carga máxima aplicada del 60 % de la resistencia de la viga; y la función LF_2 que se obtuvo de los datos de N-L, asociada a una carga de 40 % de la resistencia de la viga.

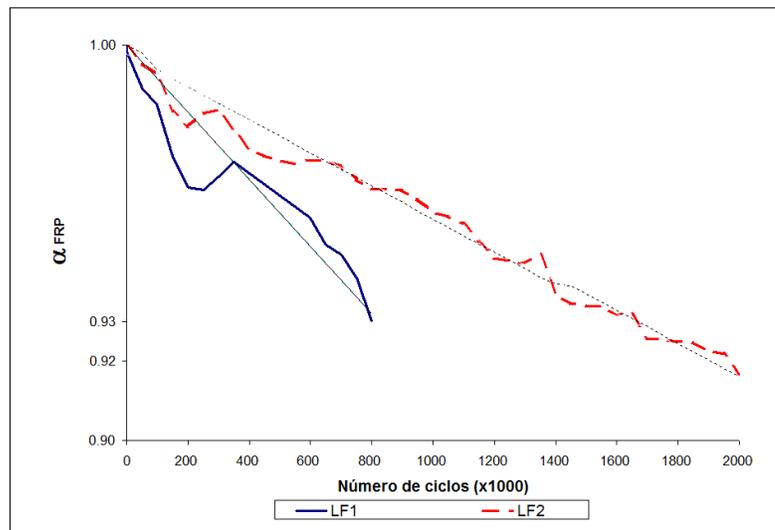


FIGURA 5.6. Funciones de vida obtenidas a partir de los datos de Quattlebaum et al.

Las funciones de vida del FRP se obtuvieron mediante regresiones lineales a partir de las curvas de degradación y están caracterizadas por las siguientes ecuaciones:

$$LF_1(c) = -8.50 * 10^{-8} c + 1 \quad (5.8)$$

$$LF_2(c) = -4.19 * 10^{-8} c + 1 \quad (5.9)$$

donde c es el número de ciclos.

Se tomó la decisión de realizar regresiones lineales, y no polinomiales debido a que se tenía una sola curva de degradación para cada nivel de sollicitación, por lo que no se puede garantizar que las variaciones y desfases presentes no hayan sido provocados por eventos aislados durante los ensayos que no sean representativos del comportamiento de la interfaz.

Debido a la insuficiente información estadística disponible para determinar valores medios y coeficientes de variación (COV) de las curvas de degradación, para cada ciclo se asumió que el valor de la curva de regresión es el valor medio, y el COV se obtuvo comparando el valor real de la curva de degradación con el de la de regresión.

5.2. Índices de confiabilidad de refuerzos flexurales con FRP

La capacidad resistente R al momento flector de un elemento reforzado con CFRP puede ser expresada de la siguiente manera ACI 440 (2002):

$$R = A_s f_y \left[d - \frac{\beta_1 c}{2} \right] + \psi_f A_f f_{fe} \left[d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right] + A'_s f'_s \left[\frac{\beta_1 c}{2} - d' \right] \quad (5.10)$$

en donde:

$$f_s = E_s \varepsilon_s < f_y$$

$$f'_s = E_s \varepsilon'_s < f_y$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_f \leq E_f \varepsilon_{fe}$$

Los subíndices s corresponden al acero en tracción, f al FRP, y s' al acero en compresión. El coeficiente β_1 depende de la resistencia a la compresión (f'_c) del hormigón.

El coeficiente ψ_f es un factor de reducción del aporte del FRP debido a su baja confiabilidad (ACI Committee 440, 2002). En la Figura 5.7 se muestran las variables utilizadas en la ecuación 5.10; en la Tabla 5.2 se muestra la descripción de las variables aleatorias utilizadas en la ecuación 5.10 y siguientes; en la Tabla 5.3 se describen los parámetros determinísticos utilizados.

Para el análisis de vida útil se asumirá que todas las variables de la ecuación 5.10 son parámetros determinísticos con excepción del área del FRP (A_f) y la profundidad del FRP (d_f), que se considerarán variables aleatorias con una distribución normal. Estas consideraciones fueron tomadas para que sea posible determinar la degradación en la resistencia de los elementos de hormigón reforzados con NSM FRP debido únicamente a las variaciones en el refuerzo con FRP.

La ecuación 5.10 se puede expresar de la siguiente forma:

$$R = A_f d_f \lambda_1 + \lambda_2 \quad (5.11)$$

en donde:

$$\lambda_1 = \psi_f f_{fe} \left[1 - \frac{\beta_1 c}{2 d_f} \right]$$

$$\lambda_2 = A_s f_y \left[d - \frac{\beta_1 c}{2} \right] + A'_s f'_s \left[\frac{\beta_1 c}{2} - d' \right]$$

Para la estimación de resistencia en un instante t , el A_f debe ser sustituido en la ecuación 5.11 por el A_{efec} correspondiente a ese instante de acuerdo con la función de vida analizada.

El caso específico de análisis de este proyecto corresponde a un voladizo que soporta cargas distribuidas (carpeta asfáltica y acabados) y tres cargas concentradas (el eje del camión que se apoya directamente sobre la zona en donde se encuentra la fibra y la barrera *New Jersey*), tal como se muestra en la Figura 5.8. Este es el caso más desfavorable para la losa, ya que al tener al eje del camión justo encima, la zona de mayor influencia de esta sollicitación se encuentra en la zona donde está instalada la fibra.

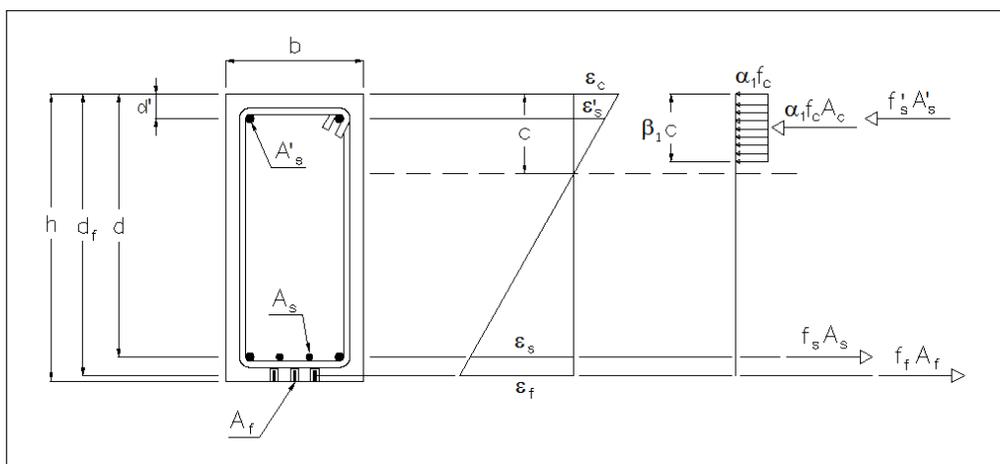


FIGURA 5.7. Diagrama de tensiones y deformaciones de elementos reforzados con FRP.

TABLA 5.2. Variables aleatorias para la losa reforzada con FRP.

Variable	Descripción
A_f	Área de FRP en tracción (cm ²)
d_f	Profundidad del refuerzo de FRP (cm)
P_1	Peso de la mitad del eje del camión de diseño (kg)
P_b	Peso de la barrera <i>New Jersey</i> en el ancho t_a (kg)
ω_{1a}	Peso propio del voladizo en el extremo (kg/cm)
ω_{1b}	Peso propio del voladizo en el apoyo (kg/cm)
ω_{carp}	Carga distribuida debido a la capa asfáltica (kg/cm)

La demanda flexural Q debido a las cargas mostradas en la Figura 5.8, en un ancho tributario a_t , en la zona de unión del voladizo y el alma de la viga es la siguiente:

$$Q = P_b L + \kappa P_1(L - L_b) + \kappa P_1(L - L_b - L_e) + \frac{(2 \omega_{1a} + \omega_{1b})L^2}{6} + \frac{\omega_{carp}L^2}{2}$$

$$Q = P_b L + \kappa P_1(2L - 2L_b - L_e) + \frac{(\omega_{1b} + 2 \omega_{1a} + 3 \omega_{carp})L^2}{6} \quad (5.12)$$

TABLA 5.3. Parámetros determinísticos para la losa reforzada con FRP.

Parámetro	Descripción
A_s	Área de acero en tracción (cm ²)
A'_s	Área de acero en compresión (cm ²)
a_t	Ancho de la franja de la losa en voladizo analizada (cm)
c	Profundidad del eje neutro (cm)
d	Profundidad del refuerzo de acero en tracción (cm)
d'	Profundidad del refuerzo de acero en compresión (cm)
E_f	Módulo de elasticidad del FRP (kg/cm ²)
E_s	Módulo de elasticidad del acero (kg/cm ²)
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm ²)
L	Longitud de la losa en voladizo (cm)
L_b	Separación entre el borde del voladizo y la primera rueda del camión (cm)
L_e	Separación entre ruedas del camión (cm)
β_1	Factor de distribución de esfuerzos en el hormigón
ε_f	Deformación unitaria en el FRP
ε_s	Deformación unitaria del acero en tracción
ε'_s	Deformación unitaria del acero en compresión
κ	Factor de distribución de la carga del eje sobre la franja analizada
ψ	Coefficiente de reducción del FRP

La ecuación 5.7 se puede expresar de la siguiente forma:

$$Q = P_b \lambda_3 + P_1 \lambda_4 + \omega_d \lambda_5 \quad (5.13)$$

en donde:

$$\lambda_3 = L$$

$$\lambda_4 = \kappa(2L - 2L_b - L_e)$$

$$\lambda_5 = \frac{L^2}{6}$$

$$\omega_d = \omega_{1b} + 2 \omega_{1a} + 3 \omega_{carp}$$

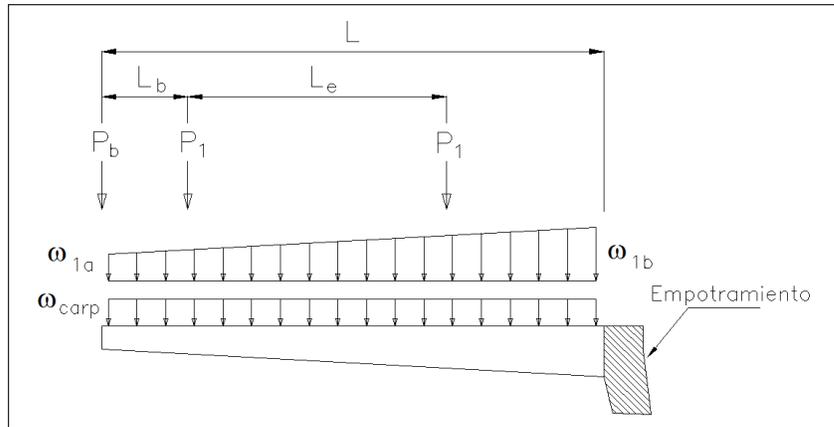


FIGURA 5.8. Cargas aplicadas sobre el voladizo del puente Centenario.

Las variables de la ecuación 5.12 se pueden tomar como parámetros determinísticos, con excepción de P_1 , P_b y las cargas distribuidas ω_i , cargas que se asumirá que siguen el comportamiento de una distribución normal de acuerdo con Nowak (1999).

Utilizando las ecuaciones 5.11 y 5.13 se puede obtener los valores de las medias (μ) y las desviaciones estándar (σ) de la resistencia (R) y de la demanda (Q). Con estos valores se puede calcular los índices de confiabilidad mediante la siguiente fórmula, que se obtiene de sustituir las ecuaciones 1.7 y 1.9 en la ecuación 1.11:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (5.14)$$

Los índices β mínimos aceptables varían entre 2 y 4 para distintas aplicaciones estructurales (Ghosn et al., 2003). Debido a la poca información que existe con respecto al

comportamiento de este tipo de refuerzos con FRP, se utilizará un $\beta_{objetivo}$ de 3.5, valor que fue utilizado para la calibración de las especificaciones AASHTO LRFD (Ghosn et al., 2003).

En el siguiente capítulo se presentan los resultados de la aplicación de la metodología presentada en el caso específico de análisis del proyecto, que corresponde al refuerzo del voladizo del puente Centenario.

6. EVALUACIÓN DEL PUENTE CENTENARIO

En este capítulo se presenta la evaluación del comportamiento del refuerzo con NSM FRP en el puente Centenario. En la primera parte del capítulo se analiza el estado actual del refuerzo y la losa en general, evaluando aspectos como la longitud de anclaje de las barras, y esfuerzos experimentados por los materiales.

En la segunda parte del capítulo se muestra la estimación de la vida útil de la zona reforzada con FRP utilizando la metodología presentada en el capítulo anterior. Esta estimación no es totalmente precisa, ya que las curvas de degradación obtenidas en el capítulo anterior fueron calculadas a partir de datos de otra investigación, con materiales cuyas propiedades son bastante parecidas pero no idénticas a las condiciones de refuerzo del puente Centenario, pero permite ejemplificar el uso de la metodología desarrollada y dar una estimación adecuada de la vida útil.

6.1. Estado actual de la zona reforzada del voladizo del puente Centenario

Como se señaló en la sección 3.1.4, la sección transversal del puente se mantiene en rango elástico para las cargas de servicio, con excepción de la combinación de cargas C3 (peso propio+carpeta asfáltica+barrera+camión AASHTO) que corresponde al escenario de carga más desfavorable para la losa en voladizo, en donde se presentan esfuerzos de tracción en el hormigón hasta 50 % superiores a su resistencia nominal.

La comparación de deformaciones provenientes de la prueba de carga y las mediciones mensuales del HMS y las obtenidas con el modelo de elementos finitos permiten afirmar que tanto el hormigón como el epóxico y el FRP no presentan actualmente ninguna degradación notable en sus propiedades físicas, por lo que su capacidad de resistencia inicial se encuentra intacta.

La máxima solicitación teórica sobre el voladizo, correspondiente a la combinación C3, es un 50 % de la capacidad última que alcanza la losa con la colaboración del refuerzo de FRP. Al hacer el cálculo tomando en cuenta los factores de mayoración de las solicitaciones y reducción de la capacidad flexural este porcentaje aumenta a un 87 %.

Estos porcentajes de solicitación, y el estado elástico que presentan los materiales de la losa del puente permiten concluir que la cantidad de refuerzo de NSM FRP colocado en el voladizo del puente Centenario es superior al requerido, y que podría ser optimizado para futuras aplicaciones.

Los resultados de las pruebas de *pull-out* permiten concluir que los 45 cm que tienen de anclaje las barras de FRP en el puente Centenario son suficientes para permitir que estas desarrollen su capacidad última nominal. Para futuras aplicaciones esta longitud podría reducirse hasta los 30 cm, y seguir garantizando que el FRP desarrolle su tracción última.

Analizando las curvas de *pull-out* de la Figura 4.10 y tomando en cuenta el nivel de solicitación del voladizo para las cargas de diseño se puede afirmar que el deslizamiento de la barra de FRP para la solicitación flexural máxima de la losa, será menor a 2.5 mm, valor que corresponde a un 0.17 % de la longitud adherida, situación que se considera aceptable para el adecuado funcionamiento del refuerzo.

En la siguiente sección se presenta la estimación de vida útil por cargas de fatiga a partir de las funciones de vida LF_1 y LF_2 , que fueron obtenidas a partir de los datos de pruebas de fatiga con cargas máximas aplicadas de 60 y 40 % de la resistencia última de las probetas respectivamente.

6.2. Estimación de vida útil de la zona reforzada con FRP

Esta estimación de vida útil se centra en el comportamiento del refuerzo de FRP y la interfaz epóxica a través del paso del tiempo, por lo tanto los efectos de la degradación del acero o el aumento de resistencia del hormigón con el paso del tiempo no fueron tomados en cuenta.

El análisis fue realizado para una franja de 17 cm de ancho de la losa en voladizo, usando la distribución de cargas mostrada en la Figura 5.8. En la Tabla 6.1 se muestran las medias (μ), las desviaciones estándar (σ) y los coeficientes de variación (COV) de las variables aleatorias definidas en la Tabla 5.2 para la losa en voladizo del puente Centenario, que como se indicó en el capítulo anterior se asume que estas variables siguen el comportamiento de una distribución normal de acuerdo con Nowak (1999). El μ de la profundidad d_f se calculó asumiendo que la barra de FRP se encuentra en el centro de la ranura, mientras que el COV se obtuvo suponiendo que la barra se encontraba en el extremo exterior de la ranura.

TABLA 6.1. Variables aleatorias para la losa reforzada con FRP.

Variable	μ	σ	COV	
d_f	35.0 cm	0.2 cm	0.006	
P_1	7400 kg	1.96 ton	0.265	Ellingwood et al. (1980)
P_b	120 kg	31.8 kg	0.265	Ellingwood et al. (1980)
ω_{1a}	0.64 kg/cm	0.06 kg/cm	0.100	Nowak (1999)
ω_{1b}	1.44 kg/cm	0.14 kg/cm	0.100	Nowak (1999)
ω_{carp}	0.26 kg/cm	0.07 kg/cm	0.250	Nowak (1999)

En la Tabla 6.2 se presentan los valores μ y σ del área efectiva del FRP (A_{efec}), para distintos ciclos de carga, obtenidos mediante las funciones de degradación LF_1 y LF_2 . Se observa que los coeficientes de variación son bastante pequeños, inferiores al 2 %.

En la Tabla 6.3 se presentan los valores utilizados para los parámetros determinísticos definidos en la Tabla 5.3. Los parámetros indicados en la Tabla 5.3 pero no mostrados en la Tabla 6.3, como las deformaciones unitarias, se obtienen a partir de cálculos en cada ciclo analizado.

El factor de distribución de la carga del eje sobre la franja analizada, κ , se determinó mediante un modelo de emparrillado resuelto con el programa SAP2000 (Computers and Structures, 2006) tomando en cuenta las características geométricas de la losa en voladizo

del puente y la distribución de cargas mostrada en la Figura 5.8, asumiendo que el eje del camión se encuentra justo por encima de la barra de FRP del segmento analizado. La carga distribuida ω_1 (peso propio de la losa) varía entre 0.64 kg/cm en el extremo del voladizo y 1.44 kg/cm en la zona de unión con la viga.

El análisis se centró en la zona de máximo momento flexural, que corresponde a la zona de unión entre la losa en voladizo y el alma de la viga cajón.

TABLA 6.2. Valores medios y COV del área efectiva del FRP.

# Ciclos	LF1			LF2		
	μ (cm ²)	σ (cm ²)	COV	μ (cm ²)	σ (cm ²)	COV
0	0.320	0.0	0.0	0.320	0.0	0.0
100 000	0.317	5.25*10 ⁻⁴	6.65*10 ⁻³	0.318	3.56*10 ⁻⁴	1.12*10 ⁻³
200 000	0.315	2.11*10 ⁻³	1.93*10 ⁻²	0.317	3.25*10 ⁻³	1.02*10 ⁻²
300 000	0.312	6.08*10 ⁻³	8.09*10 ⁻³	0.315	5.20*10 ⁻⁴	1.65*10 ⁻³
400 000	0.309	4.21*10 ⁻³	1.36*10 ⁻²	0.314	2.35*10 ⁻³	7.48*10 ⁻³
500 000	0.306	3.34*10 ⁻³	1.09*10 ⁻²	0.313	1.97*10 ⁻³	6.31*10 ⁻³
600 000	0.304	2.34*10 ⁻³	7.70*10 ⁻³	0.311	5.71*10 ⁻⁴	1.83*10 ⁻³
700 000	0.301	2.05*10 ⁻³	6.82*10 ⁻³	0.310	3.04*10 ⁻⁴	9.79*10 ⁻⁴
800 000	0.298	6.15*10 ⁻⁴	2.06*10 ⁻³	0.309	1.82*10 ⁻⁴	5.88*10 ⁻⁴
900 000	—	—	—	0.307	1.02*10 ⁻³	3.32*10 ⁻³
1 000 000	—	—	—	0.306	5.90*10 ⁻⁴	1.93*10 ⁻³
1 100 000	—	—	—	0.305	1.02*10 ⁻³	3.36*10 ⁻³
1 200 000	—	—	—	0.303	4.66*10 ⁻⁴	1.54*10 ⁻³
1 300 000	—	—	—	0.302	5.13*10 ⁻⁴	1.70*10 ⁻³
1 400 000	—	—	—	0.301	9.56*10 ⁻⁴	3.18*10 ⁻³
1 500 000	—	—	—	0.300	9.22*10 ⁻⁴	3.07*10 ⁻³
1 600 000	—	—	—	0.299	3.49*10 ⁻⁴	1.17*10 ⁻³
1 700 000	—	—	—	0.297	9.79*10 ⁻⁴	3.29*10 ⁻³
1 800 000	—	—	—	0.296	2.07*10 ⁻⁴	6.98*10 ⁻⁴
1 900 000	—	—	—	0.294	7.94*10 ⁻⁴	2.70*10 ⁻³
2 000 000	—	—	—	0.293	2.04*10 ⁻⁴	6.96*10 ⁻⁴

En la Tabla 6.4 se presenta la cantidad de ciclos de carga a los que se verá sometido el puente Centenario en un período de un año, 50 años y 100 años, dependiendo del tránsito promedio diario (TPD) de los camiones de carga.

TABLA 6.3. Parámetros determinísticos para la losa reforzada con FRP.

Parámetro	Valor
A_s	4.11 cm ²
A'_s	0.92 cm ²
a_t	17 cm
d	31.1 cm
d'	3.4 cm
E_f	1 310 ton/cm ²
E_s	2 100 ton/cm ²
f_y	4 200 kg/cm ²
L	348 cm
L_b	30 cm
L_e	180 cm
β_1	0.81
κ	0.055
ψ	0.85

TABLA 6.4. Ciclos de carga a lo largo de la vida útil.

TPD	# Ciclos/año	# Ciclos/50 años	# Ciclos/100 años
10	3 650	182 500	365 000
25	9 125	456 250	912 500
50	18 250	912 500	1 825 000
100	36 500	1 825 000	3 650 000
200	73 000	3 650 000	7 300 000

La estimación precisa del TPD de camiones de carga y su peso correspondiente queda fuera del alcance de este proyecto. Como dato de referencia se tiene que el tránsito aproximado de vehículos de más de dos ejes por el puente Centenario es cercano a los 190 camiones diarios, valor obtenido de datos suministrados por el Ministerio de Transportes y Telecomunicaciones.

En este estudio se analizaron cinco escenarios: TPD de 10, 25, 50, 100 y 200 camiones por día para realizar las estimaciones de vida útil. Los valores de TPD se tomaron constantes a lo largo de la vida útil del puente para cada escenario.

Las funciones de vida LF_1 y LF_2 usadas fueron calculadas a partir de datos de deflexiones y deformaciones de las pruebas de laboratorio realizadas por Quattlebaum et al. (2005). Las propiedades de los materiales utilizados por estos autores son bastante parecidas a las de los materiales presentes en el puente Centenario, por lo que la predicción de vida útil del refuerzo en la zona reforzada de esta estructura con estas funciones permite tener una estimación aceptable de este parámetro.

Estas funciones de vida LF_1 y LF_2 se obtuvieron de ensayos con cargas cíclicas de 60% y 40% de la carga última de las probetas. En el caso del puente, estos porcentajes corresponden a pesos de 17.0 y 11.3 ton por eje del camión que pasa por la losa en volado.

Conservadoramente se asumió que todos los camiones tienen las especificaciones de peso del camión AASHTO de diseño, que indican un peso de 14.8 ton en el eje más pesado AASHTO (2005). Este peso equivale a una solicitud del 50% de la carga última de la losa en voladizo del puente.

La LF_1 se analizará para TPD de 10, 25 y 50 camiones diarios, ya que corresponde a una curva que describe una degradación superior a la que se presenta con el paso del camión AASHTO, y es poco probable que el flujo de camiones de más de dos ejes, con pesos por eje superiores a 14.8 ton, esté por encima de este rango analizado.

Se asume que la mayor parte de los 190 camiones diarios, tienen pesos máximos por eje entre las 11.3 y las 14.8 ton, por lo que se utilizará la LF_2 para analizar TPD de 50, 100 y 200 camiones diarios.

Es importante notar que para el TPD de 200 se alcanzarían más de siete millones de ciclos a los 100 años, valor bastante superior a los dos millones de ciclos a los que fueron sometidas las vigas en los ensayos de Quattlebaum et al. (2005), por lo que se deben realizar ensayos en el futuro que permitan garantizar la integridad de los materiales después de los

siete millones de ciclos, para este análisis se asumirá que el refuerzo es capaz de alcanzar esta cantidad de ciclos.

Con el escenario de 200 camiones diarios y la función de degradación LF_2 se cubre conservadoramente las condiciones actuales de uso del puente Centenario, ya que el flujo vehicular suministrado es de 190 camiones, cuyos pesos probablemente no sean superiores a 10 ton por eje. Es importante destacar que este dato debe ser investigado a fondo para poder realizar una predicción definitiva de la vida útil remanente de la zona reforzada.

Haciendo el cambio de variables $t = c/(365 * TPD)$ en la ecuación 5.3, se obtienen las funciones de vida LF_1 para los tres TPD analizados en función del tiempo en años:

$$LF_{1-10}(t) = = -3.10 * 10^{-4} t + 1 \quad (6.1)$$

$$LF_{1-25}(t) = = -7.75 * 10^{-4} t + 1 \quad (6.2)$$

$$LF_{1-50}(t) = = -1.55 * 10^{-3} t + 1 \quad (6.3)$$

Haciendo el mismo cambio en la ecuación 5.4, se obtienen las funciones de vida LF_2 :

$$LF_{2-50}(t) = = -7.65 * 10^{-4} t + 1 \quad (6.4)$$

$$LF_{2-100}(t) = = -1.53 * 10^{-3} t + 1 \quad (6.5)$$

$$LF_{2-200}(t) = = -3.06 * 10^{-3} t + 1 \quad (6.6)$$

donde t es el tiempo en años.

A partir de estas funciones y siguiendo los lineamientos de la sección 5.2 se estimó la resistencia (R) y la sollicitación (Q) del voladizo del puente Centenario a lo largo del tiempo. En el Anexo B se encuentra el detalle de los cálculos realizados y los valores de resistencias y sollicitaciones obtenidos.

En la Figura 6.1.a se muestran los valores de resistencia al momento flexural del voladizo para las distintas funciones de vida analizadas en un período de 100 años. Para todos los escenarios analizados la resistencia es cercana a 685 ton.cm, bastante superior a la sollicitación máxima sobre el voladizo, que es de 359.5 ton.cm, producida por las cargas

de peso propio y el camión de diseño AASHTO (14.8 ton por eje).

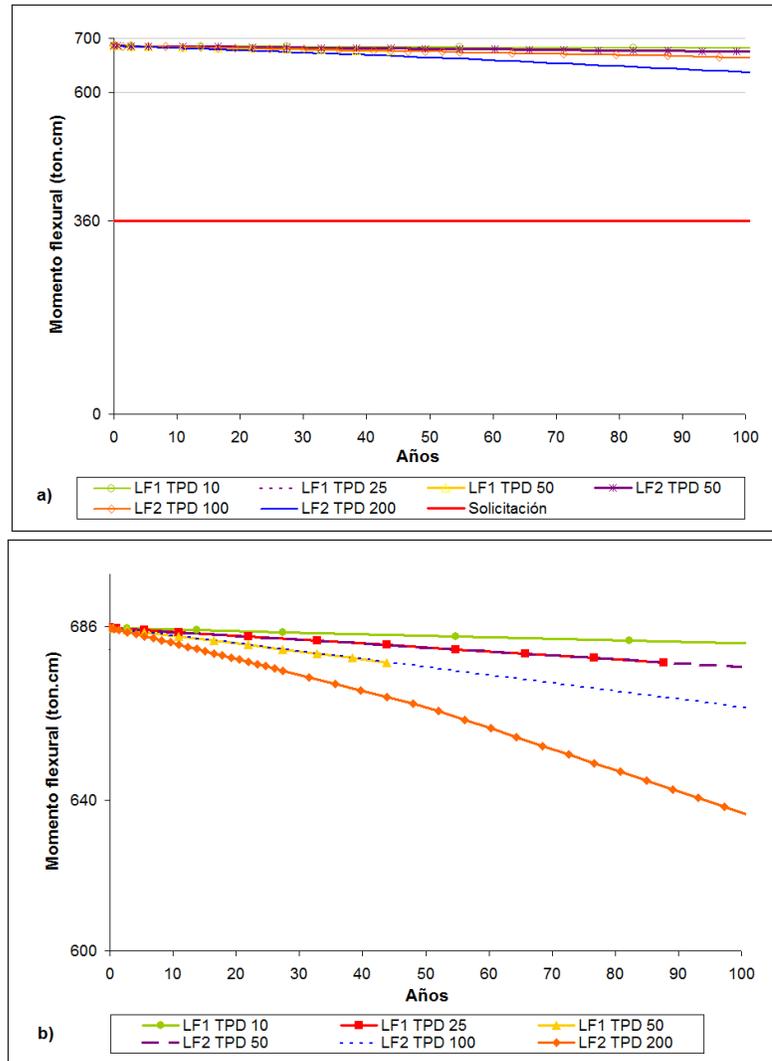


FIGURA 6.1. Momentos flexurales para las distintas funciones de vida. a) La variación de la resistencia es despreciable a lo largo de un período de 100 años, y se mantiene bastante superior a la sollicitación. b) La variación de los momentos resistentes es menor a 10 ton.cm, excepto la LF2 TPD 100 y la LF2 TPD 200. Sólo la LF1 TPD 25 y la LF1 TPD 50 no logran alcanzar los 100 años útiles.

En la Figura 6.1.b se observa un acercamiento a la zona de momento máximo. Para las funciones de vida LF_1 TPD25 y LF_1 TPD50 el refuerzo de FRP falla antes de los 100

años, específicamente a los 44 y 88 años de vida del refuerzo. La falla se presenta por rotura debido a fatiga del material y no por una degradación importante de la resistencia del mismo.

Se observa que para todos los casos analizados con TPD menores a 100, la degradación en la resistencia flexural es despreciable, siendo menor al 2 %. El LF₁ TPD 50 y el LF₂ TPD 100 presentan una leve caída en su resistencia, mientras que en el LF₂ TPD 200 la caída es más rápida, llegando a un 7% de pérdida de resistencia a los 100 años. Para las otras funciones la degradación es todavía menor, alcanzando menos del 1 % a los 100 años.

En la Figura 6.2 se muestran los índices de confiabilidad obtenidos para los seis escenarios analizados, todas las funciones de vida presentan índices de confiabilidad superiores a 3.8 durante los 100 años, con excepción de la LF₂ TPD 200, que alcanza el valor de 3.5 al final de los 100 años.

Los índices de confiabilidad se mantienen por encima del valor mínimo de 3.5 para todos los escenarios analizados, por lo que se puede afirmar que durante la vida útil del refuerzo no se llegan a presentar condiciones inaceptables de servicio.

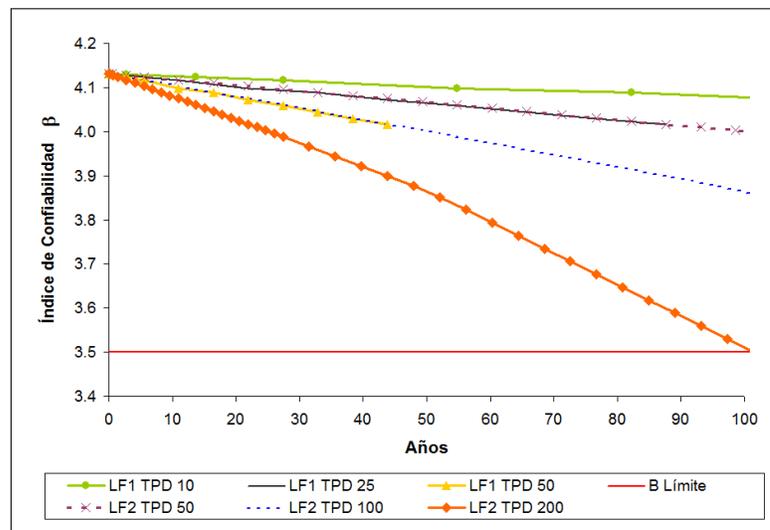


FIGURA 6.2. Índices de confiabilidad para un período de 100 años.

Las funciones de vida LF_1 y LF_2 fueron desarrolladas para solicitaciones del 60 y 40 % de la carga última, mientras que la solicitación sobre el voladizo debido al camión AASHTO es de un 50 % de su capacidad última, por lo que para el caso del TPD 50, el voladizo del puente debería tener una vida útil que se encuentra entre los 44 y 88 años.

La vida útil del refuerzo está controlada por la falla por fatiga del material, ya que en ningún momento de su vida su resistencia se degrada lo suficiente como para alcanzar el valor mínimo del índice de confiabilidad, que en el capítulo anterior se fijó en 3.5.

Bajo las condiciones analizadas, que pretenden incluir todos los escenarios posibles de carga del puente Centenario durante los próximos años, el refuerzo con FRP tiene una vida útil que permitirá su correcto funcionamiento más allá del año 2050. Si los pesos de los camiones son menores a los supuestos en el análisis, el refuerzo podría mantenerse íntegro hasta el 2100.

Se debe señalar que este análisis de vida útil se realizó para cargas de flujo vehicular, sin tomar en cuenta los efectos del impacto de vehículos contra la barrera de protección, solicitación que en el caso específico de este puente es bastante importante. La ocurrencia de estos impactos pueden provocar una degradación importante del sistema de refuerzo, provocando una reducción en la vida útil del refuerzo, reduciendo los valores presentados en esta investigación.

En Chile, un puente tradicional se diseña proyectando una vida útil estimada de 50 años (Dirección de vialidad, 2000), por lo que se puede afirmar que el refuerzo con NSM FRP del puente Centenario cumple con la vida útil mínima exigida por las normas de diseño vigentes.

Es importante destacar la importancia de realizar ensayos de fatiga a elementos reforzados con NSM FRP que tengan características idénticas a las del refuerzo del puente Centenario, con el objetivo de obtener las curvas de degradación exactas del refuerzo colocado, y realizar las modificaciones necesarias a los cálculos presentados en este capítulo para obtener la estimación precisa y representativa de la vida útil del refuerzo en el puente Centenario.

7. PROPUESTA DE METODOLOGÍA ANALÍTICA

Todos los procesos que se han descrito a lo largo de esta tesis se pueden resumir y ordenar para obtener una metodología analítica que permita estimar la vida útil de los refuerzos con NSM FRP en puentes.

Se tienen dos líneas principales de trabajo para poder estimar la vida útil de estos refuerzos: la estimación de la resistencia del refuerzo a lo largo del tiempo, y la estimación de las solicitaciones a lo largo del tiempo.

Para la estimación de las solicitaciones sobre el elemento reforzado es clave la ingeniería de transportes, ya que se requiere estimar y clasificar el flujo vehicular diario sobre la zona reforzada del puente. Esta información luego se puede filtrar de acuerdo al peso de los vehículos, por ejemplo descartando los vehículos cuyo peso es menor a 20 toneladas. Con esta información filtrada se procede a estimar los ciclos de carga relevantes por año así como la intensidad máxima de estos. Si existe la información suficiente, se puede evaluar la posibilidad del aumento del peso de los vehículos de carga relevante con el paso del tiempo. Finalmente con estos datos se puede estimar la solicitación Q sobre el elemento reforzado a lo largo del tiempo, y parámetros estadísticos relevantes como su media (μ_Q) y su desviación estándar (σ_Q).

Para la estimación de la resistencia del elemento reforzado se tienen dos sublíneas de trabajo: las pruebas de laboratorio y un sistema de monitoreo estructural (HMS).

El HMS permite monitorear los esfuerzos en el FRP, el hormigón y el acero, los cuales pueden ser comparados con modelos de elementos finitos (EF) para verificar la integridad de los materiales y su adecuado comportamiento con el paso del tiempo, especialmente la adherencia entre los mismos, y además estimar la degradación que pueden experimentar en sus propiedades físicas y geométricas.

Con los ensayos de fatiga en el laboratorio se puede estimar funciones de vida para el refuerzo siguiendo los lineamientos de la Figura 5.4 y determinar el número de ciclos que puede experimentar el refuerzo antes de que ocurra la falla del mismo. Para estas pruebas se

deben definir los parámetros de fuerza mínima (P_{min}), fuerza máxima (P_{max}) y número de ciclos ($\#_{ciclos}$) a los que se someterán las probetas durante los ensayos, con el objetivo de reproducir lo más preciso posible las condiciones reales de carga que existen en el puente.

Con el número de ciclos que resiste la probeta antes de que ocurra la falla y la estimación de ciclos de carga por año se puede determinar el tiempo T_1 necesario para que ocurra la falla por fatiga del refuerzo.

Con las funciones de vida provenientes de los ensayos de laboratorio y las propiedades reales de los materiales obtenidas del HMS se puede estimar la resistencia R del elemento reforzado a lo largo del tiempo, su media (μ_R) y su desviación estándar (σ_R).

El índice de confiabilidad β se puede estimar sustituyendo los valores μ_R , σ_R , μ_Q y σ_Q en la ecuación 5.5 para cada instante de tiempo. El límite de serviciabilidad se alcanza cuando β cae por debajo del β_{limite} en el instante de tiempo T_2 .

Finalmente, la vida útil del refuerzo de FRP corresponde al menor valor entre T_1 y T_2 .

En la Figura 7.1 se muestra el esquema general de la metodología propuesta. Esta metodología fue aplicada exitosamente en el refuerzo de NSM FRP utilizado en el puente Centenario, como se muestra en el capítulo anterior.

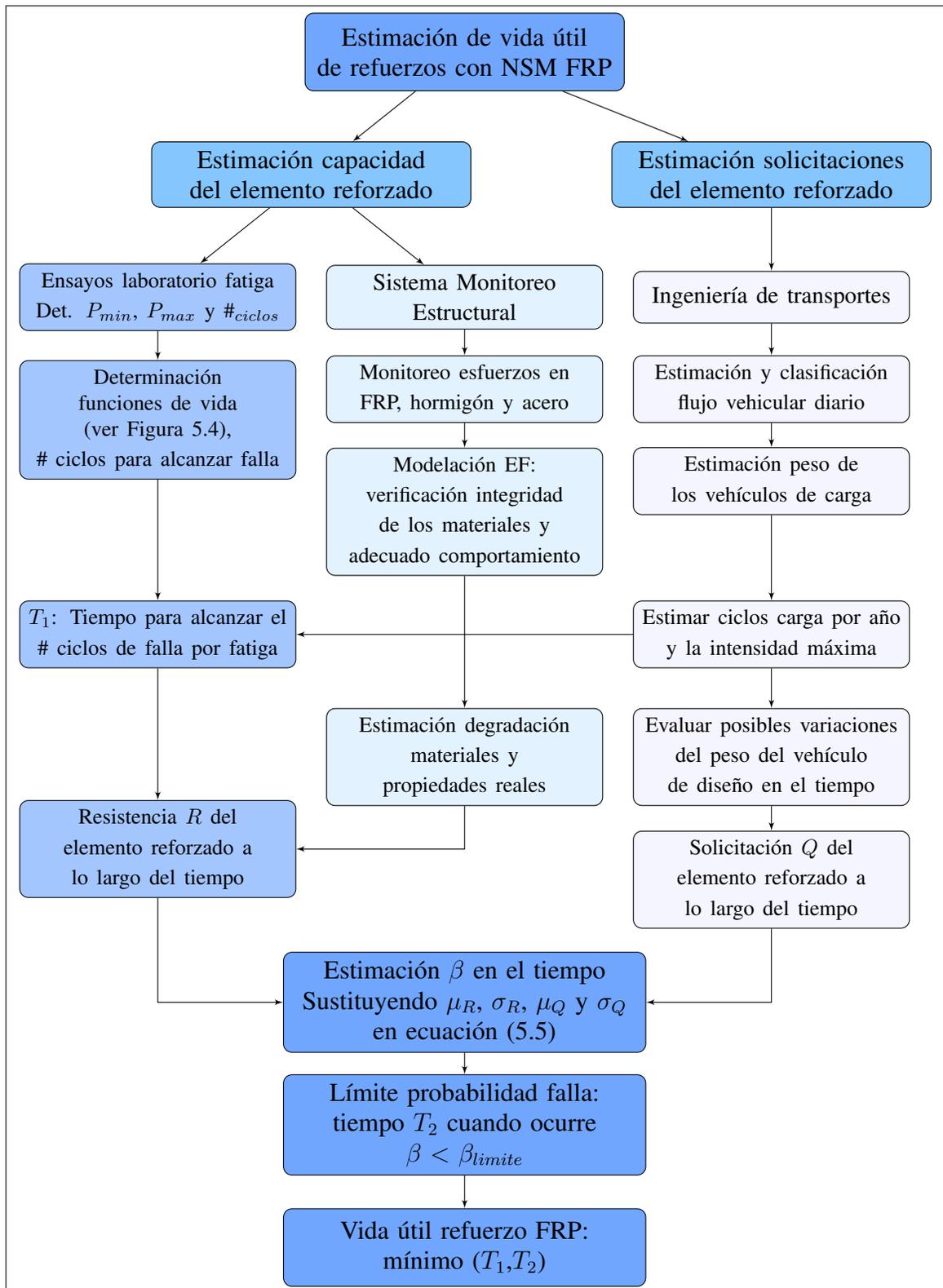


FIGURA 7.1. Diagrama de flujo para estimación del área efectiva de FRP.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A partir de mediciones de esfuerzos y deformaciones se desarrollaron funciones de vida para puentes reforzados con FRP con las que se estimó la vida útil de las zonas reforzadas, con lo que se verificó la hipótesis de la investigación y se logró desarrollar una metodología para estimar la vida útil de estos refuerzos.

Se comprobó que el estado estructural de la losa en voladizo del puente Centenario, específicamente el del hormigón y del NSM FRP, es el adecuado, ya que todos los materiales se encuentran actualmente en rango elástico. La cantidad de refuerzo con fibras de carbono utilizado es suficiente para resistir las condiciones de diseño de las normas actuales de diseño.

Se logró caracterizar y analizar el comportamiento de la zona de anclaje de las barras de FRP mediante las pruebas de laboratorio realizadas. La longitud de anclaje de 45 cm utilizada en el puente Centenario es bastante conservadora. Para futuras aplicaciones del NSM FRP como refuerzo flexural, las barras podrían ser ancladas 30 cm, reduciendo en un 33% la longitud utilizada en este puente. No se observó en la prueba de carga en terreno ni en el monitoreo del puente una degradación notable del epóxico en la zona inicial del anclaje, ya que durante toda la etapa de carga resiste esfuerzos considerables sin presentar drásticas caídas en su capacidad.

El sistema de monitoreo estructural del puente tuvo un funcionamiento adecuado en sus primeros meses. Con el paso del tiempo, los equipos de medición utilizados presentaron un comportamiento bastante distinto. Las mediciones de las deformaciones en las barras de FRP mediante el uso de *strain gauges* dieron información poco fiable después de los primeros dos meses de monitoreo, mientras que las deformaciones en el hormigón medidas con cuerdas vibrantes coincidieron satisfactoriamente con las predicciones de los modelos de elementos finitos.

La confiabilidad de los datos obtenidos mediante el uso de cuerdas vibrantes es bastante alta, por lo que se recomienda seguir utilizando este instrumento dentro de los sistemas de monitoreo, en concordancia con Robertson (2005).

Para el futuro uso de *strain gauges* en sistemas de monitoreo se recomienda utilizar cables de conexión de mejor calidad y con una mejor aislación de las condiciones ambientales, buscando tener una protección semejante a la que presentan los cables de conexión de las cuerdas vibrantes, con el propósito de obtener mediciones más confiables y así alargar la vida útil del sistema de monitoreo.

Mediante los resultados de los ensayos e investigaciones previas fue posible determinar funciones de vida para los refuerzos NSM FRP para distintas condiciones de carga, y a partir de estas funciones se pudieron realizar predicciones de vida útil de este tipo de refuerzos.

La degradación que presenta la zona de unión hormigón-epóxico-FRP durante la vida útil de las estructuras es marginal para la mayoría de escenarios de carga y tránsito promedio diario analizados. El área efectiva de FRP siempre es mayor al 90 % de su valor inicial. Esta degradación tan pequeña permite al refuerzo y a la estructura mantenerse a lo largo de su vida por encima de los índices mínimos de confiabilidad estructural.

De acuerdo con los resultados de esta investigación, los refuerzos con NSM FRP pueden ser utilizados para reforzar flexuralmente estructuras sujetas a ciclos de carga y descarga, logrando obtener períodos de vida útil usualmente superiores a 50 años.

Es importante señalar que el análisis de vida útil se realizó para cargas de flujo vehicular, sin tomar en cuenta los efectos del impacto de vehículos contra la barrera de protección, sollicitación que en el caso específico de este puente es bastante importante. La ocurrencia de estos impactos pueden provocar una degradación importante del sistema de refuerzo, provocando una reducción en la vida útil del refuerzo. El análisis del efecto de estas cargas de impacto en las funciones de vida del NSM FRP se debe investigar en el futuro.

A la luz de los resultados obtenidos en este trabajo, surgen nuevas líneas de investigación a desarrollar en el futuro. Se debe investigar a fondo las propiedades de los epóxicos utilizados en este sistema de refuerzo, como por ejemplo su resistencia a tracción pura, posibles delaminaciones, sensibilidad a cambios de temperatura, así como su comportamiento fuera del rango elástico.

La modelación y predicción de la propagación de las grietas en elementos reforzados con NSM FRP debe ser investigada en detalle, ya que los modelos actuales para hormigón armado no logran representar bien la presencia del FRP y la interfaz epóxica.

Se debe profundizar el análisis y la modelación con elementos finitos de este tipo de refuerzos, incursionando en el análisis no lineal, para poder realizar predicciones de distribuciones de esfuerzos durante las etapas cercanas a la falla del refuerzo.

Se deben realizar más pruebas de laboratorio, variando las condiciones de los ensayos, con el propósito de obtener parámetros estadísticos suficientes que permitan obtener valores medios y desviaciones estándar de las áreas efectivas de FRP y las funciones de vida, para poder incluirlas en las normas de diseño de estructuras reforzadas con FRP.

En el futuro se debe realizar un análisis de confiabilidad de este tipo de estructuras de hormigón armado con reforzamientos de FRP tomando en cuenta la confiabilidad del hormigón y el acero, para poder estimar la vida útil del elemento estructural como un todo.

Se deben investigar metodologías para la mantención de este tipo de refuerzos, con el objetivo de aumentar la vida útil del sistema, y definir un programa de administración y mantenimiento de la estructura.

Referencias

- AASHTO. (2005). *AASHTO LRFD bridge design specifications*. Washington DC, US.
- ACI Committee 440. (2002). *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures ACI440.2R-02*. Farmington Hills, Mich., US.
- Akgül, F., y Frangopol, D. (2004). Lifetime performance analysis of existing prestressed concrete bridge superstructures. *Journal of Structural Engineering*, v. 130(n. 12), 1889–1903.
- Astorga, A. (2010). *Monitoreo de refuerzo con polímeros reforzados con fibras de carbono en Puente Centenario*. Unpublished master's thesis, Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción, Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile.
- Badawi, M., y Soudki, K. (2009). Fatigue behavior of RC beams strengthened with NSM CFRP rods. *Journal of Composites for Construction*, v. 13(n. 5), 415–421.
- BASF. (2007). *Concresive 1090 Liquid*. Cleveland, OH, US.
- BASF. (2008). *MBar 500 NSM*. Cleveland, OH, US.
- Bathe, K.-J. (2007). *Finite element procedures*. Michigan, US: Prentice Hall.
- Blaschko, M. (2003). Bond behavior of CFRP strips glued into slits. In *Proceedings of the 6th international conference on FRP reinforcement for concrete structures (FRPRCS-6)* (Vol. 1, pp. 205–214).
- Branson, D., y Trost, H. (1982). Unified procedures for predicting the deflection and centroidal axis location of partially cracked nonprestressed and prestressed concrete members. *ACI Structural Journal*, v. 79(n. 2), 119–130.
- Chang, P., Flatau, A., y Liu, S. (2003). Review paper: Health monitoring of civil infrastructure. *Structural Health Monitoring*, v. 2(n. 3), 257–267.
- Computers and Structures. (2006). *SAP2000 user's manual, Version 11*. Berkeley, California, USA.

- Cruz, J., y Barros, J. (2004). Modeling of bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete. *Computers and Structures*(n. 82), 1513–1521.
- Dirección de vialidad. (2000). *Manual de Carreteras*. Ministerio de Obras Públicas, Santiago, Chile.
- Ellingwood, B., Galambos, T., MacGregor, J., y Comell, C. (1980). *Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58*. National Bureau of Standards, Washington, DC.
- Enright, M., y Frangopol, D. (1998). Service-life prediction of deteriorating concrete bridges. *Journal of Structural Engineering*, v. 124(n. 3), 309–317.
- Farrar, C., y Lieven, N. (2007). Damage prognosis: the future of structural health monitoring. *Philosophical Transactions of the Royal Society*, v. 365, 623–632.
- Farrar, C., y Worden, K. (2006). An introduction to structural health monitoring. *Philosophical Transactions of the Royal Society*, v. 365, 303–315.
- Flores, F., y García, P. (2009). *Monitoreo del refuerzo del puente Centenario*. Memoria para optar al título de ingeniero constructor, Universidad Central, Chile.
- Ghosn, M., Moses, F., y Wang, J. (2003). *NCHRP Report 489: Design of Highway Bridges for Extreme Events*. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC.
- Harries, K. (2005). Fatigue behavior of bonded FRP used for flexural retrofit. In *Proc. of the international symposium on bond behavior of FRP in structures (BBFS 2005)* (pp. 547–552).
- Harries, K., y Aidoo j. (2006). Debonding-and fatigue-related strain limits for externally bonded FRP. *Journal of Composites for Construction*, v. 10(n. 1), 87–90.
- Krätzig, W., y Pretyna, Y. (2005). Structural damage and life-time estimates by non-linear fe simulation. *Engineering Structures*, v. 27(n. 12), 1726–1740.
- Li, Z., Chan, T., y Ko, J. (2001). Fatigue analysis and life prediction of bridges with health monitoring data-part I: methodology and strategy. *International Journal of Fatigue*, v. 23(n. 1), 45–53.

- Lorenzis, L. D., y Teng, J. (2007). Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures. *Composites Part B: engineering*, v. 38, 119–143.
- Miner, M. (1945). Cumulative damage in fatigue. *Journal of Applied Mechanics*, v. 67, A159–64.
- Mohamed Ali, M., Oehlers, D., Griffith, M., y Seracino, R. (2008). Interfacial stress transfer of near surface-mounted FRP-to concrete joints. *Engineering Structures*, v. 30, 1816–1868.
- Mori, Y., y Ellingwood, B. (1993). Reliability-based service-life assessment of aging concrete structures. *Journal of Structural Engineering*, v. 119(n. 5), 1600–1621.
- Nowak, A. (1999). *NCHRP Report 368: Calibration of LFRD Bridge Design Code*. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC.
- Nowak, A., y Collins, K. (2000). *Reliability of structures*. Boston, USA: McGraw-Hill.
- Papakonstantinou, C., Petrou, M., y Harries, K. (2001). Fatigue behavior of RC beams strengthened with GFRP sheets. *Journal of Composites for Construction*, v. 5(n. 4), 246–253.
- Patjavit, A., y Kanok-Nukulchai, W. (2005). Health monitoring of highway bridges based on a global flexibility index. *Engineering Structures*, v. 27(n. 9), 1385–1391.
- Petcherdchoo, A., Neves, L., y Frangopol, D. (2008). Optimizing lifetime condition and reliability of deteriorating structures with emphasis on bridges. *Journal of Structural Engineering*, v. 134(n. 4), 544–552.
- Quattlebaum, J., Harries, K., y Petrou, M. (2005). Comparison of three flexural retrofit systems under monotonic and fatigue loads. *Journal of Bridge Engineering*, v. 10(n. 6), 731–740.
- Robertson, I. (2005). Prediction of vertical deflections for a long-span prestressed concrete bridge structure. *Engineering Structures*, v. 27(n. 12), 1820–1827.

- Rosenboom, O., Hassan, T., Mirmiran, A., y Rizkalla, S. (n.d.). Static and fatigue performance of 40 year old prestressed concrete girders strengthened with various CFRP systems.
- Stallings, J., Tedesco, J., El-Mihilmy, M., y McCauley, M. (2000). Field performance of FRP bridge repairs. *Journal of Bridge Engineering*, v. 5(n. 2), 107–113.
- Wenzel, H. (2009). *Health monitoring of bridges*. West Sussex, UK: John Wiley and Sons.
- Yan, A., y Golinval, J. (2005). Structural damage localization by combining flexibility and stiffness methods. *Engineering Structures*, v. 27(n. 12), 1752–1761.
- Yang, S., Frangopol, D., y Neves, L. (2004). Service life prediction of structural systems using lifetime functions with emphasis on bridges. *Reliability Engineering and System Safety*, v. 86(n. 1), 39–51.
- Yun, Y., Wu, Y., y Tang, W. (2008). Performance of FRP bonding systems under fatigue loading. *Engineering Structures*, v. 30, 3129–3140.
- Zhang, W., Gao, J., Shi, B., y Cui, H. (2006). Health monitoring of rehabilitated concrete bridges using distributed optical fiber sensing. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, v. 21(n. 6), 411–424.

ANEXO A. CORRECCIÓN DE *SLIPS* DE LAS PRUEBAS DE *PULL-OUT*

En la Tabla A.1 se presentan los factores para convertir las unidades medidas por el gato hidráulico, el LVDT y el transductor a través del *TDS Portable Data Logger* en valores de desplazamiento y fuerza.

TABLA A.1. Conversión de unidades transductores.

Equipo	Divisiones	Unidad
LVDT	19224	1 cm
Japonés	5000	1 cm
Gato	9	1 ton

El desplazamiento (Δ) del extremo adherido cargado de la barra de FRP se obtiene de la diferencia entre el desplazamiento del LVDT y el transductor (ver ubicación de ambos en la Figura 4.1.b). Este valor debe ser corregido para eliminar el efecto del alargamiento elástico de la barra que ocurre entre el punto de medición del LVDT y el extremo adherido cargado de la barra, esta deformación se estima con la siguiente fórmula:

$$\Delta_c = \frac{P * L_{libre}}{AE} \quad (A.1)$$

donde P es la fuerza aplicada por el gato hidráulico; L_{libre} es la distancia entre el punto de medición del LVDT y el extremo cargado; A es el área de la sección transversal de la barra (0.32 cm^2); y E es el módulo de elasticidad de la barra (1510 ton/cm^2).

El *slip* obtenido luego de esta corrección corresponde al *slip* del borde cargado ($slip_{bc}$). Para obtener el *slip* del borde libre ($slip_{bl}$), el *slip* debe ser nuevamente corregido, para eliminar el efecto del alargamiento de la barra en la zona adherida. Asumiendo una distribución triangular de esfuerzos, este alargamiento Δ_a se obtiene así:

$$\Delta_a = \frac{P * L_{alargamiento}}{2AE} \quad (A.2)$$

donde $L_{alargamiento}$ es la parte de la longitud adherida que experimenta deformaciones.

A continuación se presentan los datos medidos para las pruebas de *pull-out* realizadas.

TABLA A.2. *Pull-out* $L_a = 10$ cm, $L_{libre} = 21.0$ cm.

Gato Div	LVDT Div	Japo Div	Gato ton	LVDT mm	Japo mm	Δ mm	Δ_c mm	Slip bc mm	Δ_a mm	Slip bl mm
0	39720	-2225	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	39712	-2225	0.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	39417	-2224	0.44	0.16	0.00	0.16	0.19	0.00	0.00	0.00
6	38989	-2223	0.67	0.38	0.00	0.38	0.28	0.10	0.07	0.03
8	38708	-2221	0.89	0.53	-0.01	0.53	0.38	0.16	0.09	0.07
10	38446	-2220	1.11	0.66	-0.01	0.67	0.47	0.20	0.11	0.09
12	38256	-2221	1.33	0.76	-0.01	0.77	0.56	0.21	0.14	0.07
14	38003	-2228	1.56	0.89	0.01	0.89	0.66	0.23	0.16	0.07
16	37769	-2238	1.78	1.01	0.03	0.99	0.75	0.24	0.18	0.05
18	37547	-2239	2.00	1.13	0.03	1.10	0.85	0.26	0.21	0.05
20	37283	-2248	2.22	1.27	0.05	1.22	0.94	0.28	0.23	0.05
22	37107	-2249	2.44	1.36	0.05	1.31	1.03	0.28	0.25	0.02
26	36586	-2257	2.89	1.63	0.06	1.57	1.22	0.34	0.30	0.04
28	36357	-2269	3.11	1.75	0.09	1.66	1.32	0.34	0.32	0.02
30	36048	-2276	3.33	1.91	0.10	1.81	1.41	0.40	0.34	0.05
32	35679	-2286	3.56	2.10	0.12	1.98	1.51	0.47	0.37	0.11
34	35447	-2290	3.78	2.22	0.13	2.09	1.60	0.49	0.39	0.10
38	34951	-2302	4.22	2.48	0.15	2.33	1.79	0.54	0.44	0.10
40	34743	-2308	4.44	2.59	0.17	2.42	1.88	0.54	0.46	0.08
42	34528	-2310	4.67	2.70	0.17	2.53	1.98	0.55	0.48	0.07
44	34284	-2320	4.89	2.83	0.19	2.64	2.07	0.57	0.51	0.06
48	33715	-2342	5.33	3.12	0.23	2.89	2.26	0.63	0.55	0.08
50	33314	-2348	5.56	3.33	0.25	3.09	2.35	0.73	0.57	0.16
52	33021	-2357	5.78	3.48	0.26	3.22	2.45	0.77	0.60	0.18
54	32705	-2361	6.00	3.65	0.27	3.38	2.54	0.84	0.62	0.22
56	32374	-2377	6.22	3.82	0.30	3.52	2.63	0.88	0.64	0.24
58	31989	-2388	6.44	4.02	0.33	3.70	2.73	0.97	0.67	0.30
59	31663	-2392	6.56	4.19	0.33	3.86	2.78	1.08	0.68	0.40
60	31532	-2305	6.67	4.26	0.34	3.92	2.82	1.10	0.69	0.41
62	31174	-2401	6.89	4.45	0.35	4.09	2.92	1.18	0.71	0.46
64	30803	-2407	7.11	4.64	0.36	4.27	3.01	1.26	0.74	0.53

TABLE A.3. Pull-out $L_a = 12.5$ cm, $L_{libre} = 18.5$ cm.

Gato Div	LVDT Div	Japo Div	Gato ton	LVDT mm	Japo mm	Δ mm	Δ_c mm	Slip bc mm	Δ_a mm	Slip bl mm
0	11000	1040	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	7086	217	0.67	2.04	1.65	0.39	0.25	0.14	0.09	0.06
8	6431	125	0.89	2.38	1.83	0.55	0.33	0.22	0.11	0.10
10	5967	71	1.11	2.62	1.94	0.68	0.41	0.27	0.14	0.12
12	5587	21	1.33	2.82	2.04	0.78	0.50	0.28	0.17	0.11
14	5162	-24	1.56	3.04	2.13	0.91	0.58	0.33	0.20	0.13
18	4347	-108	2.00	3.46	2.30	1.16	0.75	0.42	0.26	0.16
20	3961	-145	2.22	3.66	2.37	1.29	0.83	0.46	0.29	0.22
22	3569	-183	2.44	3.87	2.45	1.42	0.91	0.51	0.32	0.19
24	3188	-220	2.67	4.06	2.52	1.54	0.99	0.55	0.34	0.20
28	2272	-310	3.11	4.54	2.70	1.84	1.16	0.68	0.40	0.28
30	1789	-362	3.33	4.79	2.80	1.99	1.24	0.74	0.43	0.31
34	899	-453	3.78	5.25	2.99	2.27	1.41	0.86	0.49	0.37
38	-163	-556	4.22	5.81	3.19	2.61	1.57	1.04	0.55	0.49
40	-700	-644	4.44	6.09	3.37	2.72	1.66	1.06	0.57	0.49
44	-1384	-697	4.89	6.44	3.47	2.97	1.82	1.14	0.63	0.51
48	-2017	-732	5.33	6.77	3.54	3.23	1.99	1.24	0.69	0.55
50	-2275	-746	5.56	6.91	3.57	3.33	2.07	1.26	0.72	0.54
52	-2667	-764	5.78	7.11	3.61	3.50	2.16	1.35	0.75	0.60
54	-3023	-811	6.00	7.29	3.70	3.59	2.24	1.35	0.78	0.58
58	-3753	-846	6.44	7.67	3.77	3.90	2.40	1.50	0.83	0.67
60	-4050	-864	6.67	7.83	3.81	4.02	2.49	1.53	0.86	0.67
62	-4434	-914	6.89	8.03	3.91	4.12	2.57	1.55	0.89	0.66
64	-4994	-932	7.11	8.32	3.94	4.38	2.65	1.72	0.92	0.80
67	-5555	-959	7.44	8.61	4.00	4.61	2.78	1.84	0.96	0.87
68	-5819	-974	7.56	8.75	4.03	4.72	2.82	1.90	0.98	0.93
69	-6249	-997	7.67	8.97	4.07	4.90	2.86	2.04	0.99	1.05
70	-6464	-1006	7.78	9.08	4.09	4.99	2.90	2.09	1.01	1.09
71	-6691	-1018	7.89	9.20	4.12	5.09	2.94	2.14	1.02	1.12
72	-6913	-1033	8.00	9.32	4.15	5.17	2.98	2.19	1.03	1.15
73	-7214	-1042	8.11	9.47	4.16	5.31	3.03	2.29	1.05	1.24

TABLE A.4. Pull-out $L_a = 45$ cm, $L_{libre} = 6.0$ cm.

Gato Div	LVDT Div	Japo Div	Gato ton	LVDT mm	Japo mm	Δ mm	Δ_c mm	Slip _{bc} mm	Δ_a mm	Slip _{bl} mm
0	40147	4313	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	39871	4313	0.67	0.13	0.00	0.13	0.08	0.05	0.09	0.00
8	39367	4314	0.89	0.39	0.00	0.39	0.11	0.08	0.11	0.00
10	39616	4312	1.11	0.26	0.00	0.26	0.13	0.12	0.14	0.00
12	39509	4308	1.33	0.32	0.01	0.31	0.16	0.14	0.17	0.00
14	39404	4306	1.56	0.37	0.01	0.36	0.19	0.17	0.20	0.00
18	39088	4302	2.00	0.53	0.02	0.51	0.24	0.27	0.26	0.01
20	38949	4298	2.22	0.61	0.03	0.58	0.27	0.31	0.29	0.02
22	38791	4296	2.44	0.69	0.03	0.65	0.30	0.36	0.32	0.04
24	38671	4293	2.67	0.75	0.04	0.71	0.32	0.39	0.34	0.04
28	38340	4287	3.11	0.92	0.05	0.87	0.38	0.49	0.40	0.09
30	38145	4281	3.33	1.02	0.06	0.96	0.40	0.56	0.43	0.13
32	37939	4277	3.56	1.13	0.07	1.06	0.43	0.63	0.46	0.17
34	37799	4275	3.78	1.20	0.08	1.13	0.46	0.67	0.49	0.18
38	37446	4267	4.22	1.39	0.09	1.30	0.51	0.79	0.55	0.24
40	37164	4260	4.44	1.54	0.11	1.43	0.54	0.89	0.57	0.32
42	36957	4257	4.67	1.64	0.11	1.53	0.56	0.97	0.60	0.36
44	36669	4252	4.89	1.79	0.12	1.67	0.59	1.08	0.63	0.45
48	36148	4246	5.33	2.06	0.13	1.93	0.65	1.28	0.69	0.59
50	35902	4244	5.56	2.19	0.14	2.05	0.67	1.38	0.78	0.61
52	35569	4243	5.78	2.36	0.14	2.22	0.70	1.53	0.87	0.66
54	35283	4242	6.00	2.51	0.14	2.37	0.73	1.65	0.96	0.68
58	34543	4237	6.44	2.90	0.15	2.75	0.78	1.97	1.17	0.80
60	34293	4236	6.67	3.03	0.15	2.87	0.81	2.07	1.21	0.86
62	33840	4233	6.89	3.26	0.16	3.10	0.83	2.27	1.39	0.88
64	33462	4230	7.11	3.46	0.17	3.29	0.86	2.43	1.51	0.93
68	32456	4224	7.56	3.98	0.18	3.81	0.91	2.89	1.76	1.13
70	31839	4219	7.78	4.31	0.19	4.12	0.94	3.18	1.81	1.37
72	31137	4216	8.00	4.67	0.19	4.48	0.97	3.51	1.86	1.65
74	30758	4215	8.22	4.87	0.20	4.67	0.99	3.68	1.91	1.76
75	30542	4214	8.33	4.98	0.20	4.78	1.01	3.77	1.94	1.83
77	30090	4213	8.56	5.21	0.20	5.01	1.03	3.98	1.99	1.99
78	29880	4212	8.67	5.32	0.20	5.12	1.05	4.07	2.02	2.06
79	29525	4209	8.78	5.51	0.21	5.30	1.06	4.24	2.04	2.20
80	29310	4209	8.89	5.62	0.21	5.41	1.08	4.34	2.07	2.27
81	29024	4207	9.00	5.77	0.21	5.56	1.09	4.47	2.10	2.37

ANEXO B. CÁLCULO DE RESISTENCIA E ÍNDICES DE CONFIABILIDAD DE LA LOSA EN VOLADIZO DEL PUENTE CENTENARIO

Las estimaciones de resistencia R y sollicitación Q de la losa en voladizo del puente Centenario fueron realizadas siguiendo los lineamientos indicados en los capítulos 5 y 6. En la Tabla B.1 se presentan las dimensiones y propiedades de los materiales utilizados para realizar los cálculos. En las Tablas B.2 y B.3 se muestran los valores de resistencias, sollicitaciones e índices de confiabilidad β para los distintos escenarios analizados.

A continuación se muestra el cálculo realizado para LF_2 en el ciclo 1 000 000, con el objetivo de ejemplificar los cálculos realizados.

Cálculo área efectiva:

$$A_{efect\ FRP} = A_{FRP}(-4.19 * 10^{-8} * c_c + 1)$$

$$A_{efect\ FRP} = 0.32cm^2 (4.19 * 10^{-8} * 1000000 + 1) = 0.307\ cm^2$$

Suponiendo que la profundidad del eje neutro c_{en} es de 5.379 cm, se obtienen las siguientes deformaciones en el acero y en el FRP:

$$\varepsilon_{As+} = \frac{d - c_{en}}{c_{en}} \varepsilon_{cu} = \frac{31.1 - 5.379}{5.379} * 0.003 = 0.014$$

$$\varepsilon_{As-} = \frac{d' - c_{en}}{c_{en}} \varepsilon_{cu} = \frac{3.4 - 5.379}{5.379} * 0.003 = -0.001$$

$$\varepsilon_{FRP} = \frac{d_f - c_{en}}{c_{en}} \varepsilon_{cu} = \frac{35 - 5.379}{5.379} * 0.003 = 0.0165$$

con estas deformaciones se obtienen las fuerzas en el acero, el FRP y el hormigón:

$$T_{As+} = A_{s+} * f_y = 4.11cm^2 * 4200kg/cm^2 = 17262\ kg$$

$$C_{As-} = A_{s-} * \varepsilon_{As-} * E_s = 0.92 * 0.001 * 2100000 = 2133\ kg$$

$$T_{FRP} = A_{efect\ FRP} * \varepsilon_{FRP} * E_{FRP} = 0.307 * 0.0165 * 1510000 = 6635\ kg$$

$$C_{conc} = 0.85 * f'_c * b * \beta_1 * c = 0.85 * 450 * 17 * 0.80 * 5.379 = 21764\ kg$$

Verificación equilibrio de fuerzas:

$$T - C = T_{As+} + T_{FRP} - C_{As-} - C_{conc} = 6635 + 17262 - 2133 - 21764 = 0kg$$

Por lo tanto el valor de c_{en} supuesto es correcto.

Verificado el equilibrio de fuerzas se procede a calcular los momentos flectores:

$$M_{As+} = T_{As+} * d = 17262 kg * 31.1 cm = 536.85 ton.cm$$

$$M_{As-} = -C_{As-} * d' = -2133 kg * 3.4 cm = -7.25 ton.cm$$

$$M_{FRP} = \psi * T_{FRP} * d_f = 0.85 * 6635kg * 35cm = 197.38 ton.cm$$

$$M_{conc} = -C_{conc} * \beta_1 * c/2 = 21764 kg * 0.80 * 5.379 cm/2 = -46.83 ton.cm$$

La resistencia flexural R se obtiene de la siguiente forma:

$$R = M_{As+} + M_{As-} + M_{FRP} + M_{conc}$$

$$R = 536.85 - 7.25 + 197.38 - 46.83 = 680.15 ton.cm$$

La desviación estándar σ_R se obtiene de la siguiente forma:

$$\sigma_R = M_{FRP} * COV = 197.38 ton.cm * 0.00193 = 0.381 ton.cm$$

La sollicitación Q , que es constante en el tiempo, se obtiene de la ecuación 5.13:

$$Q = P_b \lambda_3 + P_1 \lambda_4 + \omega_d \lambda_5$$

en donde:

$$\lambda_3 = L$$

$$\lambda_4 = \kappa(2L - 2L_b - L_e)$$

$$\lambda_5 = \frac{L^2}{6}$$

$$\omega_d = \omega_{1b} + 2 \omega_{1a} + 3 \omega_{carp}$$

Sustituyendo los valores indicados en las Tablas 6.1 y 6.3 se tiene que:

$$\lambda_3 = 348 \text{ cm}$$

$$\lambda_4 = 0.055 * (2 * 348 \text{ cm} - 2 * 30 \text{ cm} - 180 \text{ cm}) = 25.08 \text{ cm}$$

$$\lambda_5 = \frac{(348 \text{ cm})^2}{6} = 20184 \text{ cm}^2$$

$$\omega_d = 1.44 \text{ kg/cm} + 2 * 0.64 \text{ kg/cm} + 3 * 0.26 \text{ kg/cm} = 3.5 \text{ kg/cm}$$

$$Q = 120 \text{ kg} * 348 \text{ cm} + 1.33 * 7400 \text{ kg} * 25.08 \text{ cm} + 3.5 \text{ kg/cm} * 20184 \text{ cm}^2 = 359.5 \text{ ton.cm}$$

La desviación estándar σ_Q se obtiene sustituyendo los valores de las desviaciones estándar de cada variable aleatoria en la ecuación 5.12:

$$\sigma_Q = P_b * COV_{P_b} L + P_1 * COV_{P_1} * \lambda_4 + \frac{((\omega_{1b} + 2 \omega_{1a}) * COV_{\omega_1} + 3 \omega_{carp} * COV_{\omega_{carp}}) L^2}{6}$$

Sustituyendo los valores se obtiene que la desviación estándar σ_Q tiene un valor de 78.97 ton.cm.

El índice de confiabilidad se obtiene con la ecuación 5.14:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} = \frac{680.15 - 359.5}{\sqrt{0.381^2 + 78.97^2}} = 4.061$$

La transformación del número de ciclos c a tiempo en años para los distintos TPD analizados se realiza de la siguiente manera:

$$t_{TPD10} = \frac{c}{10 * 365} = \frac{1\,000\,000}{10 * 365} = 274.0 \text{ años}$$

$$t_{TPD25} = \frac{c}{25 * 365} = \frac{1\,000\,000}{25 * 365} = 109.6 \text{ años}$$

$$t_{TPD50} = \frac{c}{50 * 365} = \frac{1\,000\,000}{50 * 365} = 54.8 \text{ años}$$

TABLA B.1. Dimensiones y propiedades de los materiales.

Variable	Valor	Unidades
f'_c	450	kg/cm ²
f_{ys}	4 200	kg/cm ²
f_{ufrp}	20 680	kg/cm ²
E_c	320 320	kg/cm ²
E_s	2 100 000	kg/cm ²
E_{frp}	1 510 000	kg/cm ²
ε_{ufrp}	0.017	
ε_{cu}	0.003	
h	36	cm
b	17	cm
d	31.1	cm
d'	3.4	cm
d_{frp}	35	cm
A_{s+}	4.11	cm ²
A_{s-}	0.92	cm ²
A_{FRP}	0.32	cm ²

TABLA B.2. Valores de R , Q y β para LF1.

Número Ciclos	R (ton.cm)	σ_R (ton.cm)	Q (ton.cm)	σ_Q (ton.cm)	β	TPD10 t (años)	TPD25 t (años)	TPD50 t (años)
0	685.78	0.00	359.50	78.97	4.132	0.0	0.0	0.0
10 000	685.66	0.20	359.50	78.97	4.130	2.7	1.1	0.5
50 000	685.21	0.67	359.50	78.97	4.124	13.7	5.5	2.7
100 000	684.64	1.35	359.50	78.97	4.117	27.4	11.0	5.5
200 000	683.51	3.88	359.50	78.97	4.098	54.8	21.9	11.0
300 000	682.37	1.62	359.50	78.97	4.088	82.2	32.9	16.4
400 000	681.22	2.70	359.50	78.97	4.072	109.6	43.8	21.9
500 000	680.07	2.15	359.50	78.97	4.058	137.0	54.8	27.4
600 000	678.92	1.51	359.50	78.97	4.044	164.4	65.8	32.9
700 000	677.76	1.33	359.50	78.97	4.030	191.8	76.7	38.4
800 000	676.60	0.40	359.50	78.97	4.016	219.2	87.7	43.8

TABLA B.3. Valores de R , Q y β para LF2.

Número Ciclos	R (ton.cm)	σ_R (ton.cm)	Q (ton.cm)	σ_Q (ton.cm)	β	TPD50 t (años)	TPD100 t (años)	TPD200 t (años)
0	685.78	0.00	359.50	78.97	4.132	0.0	0.0	0.0
10 000	685.72	0.06	359.50	78.97	4.131	0.5	0.3	0.1
50 000	685.50	0.12	359.50	78.97	4.128	2.7	1.4	0.7
100 000	685.22	0.23	359.50	78.97	4.125	5.5	2.7	1.4
200 000	684.66	2.07	359.50	78.97	4.116	11.0	5.5	2.7
300 000	684.10	0.33	359.50	78.97	4.111	16.4	8.2	4.1
400 000	683.54	1.51	359.50	78.97	4.103	21.9	11.0	5.5
500 000	682.98	1.27	359.50	78.97	4.096	27.4	13.7	6.9
600 000	682.41	0.37	359.50	78.97	4.089	32.9	16.4	8.2
700 000	681.85	0.20	359.50	78.97	4.082	38.4	19.2	9.6
800 000	681.28	0.12	359.50	78.97	4.075	43.8	21.9	11.0
900 000	680.72	0.66	359.50	78.97	4.068	49.3	24.7	12.3
1 000 000	680.15	0.38	359.50	78.97	4.061	54.8	27.4	13.7
1 100 000	679.58	0.66	359.50	78.97	4.053	60.3	30.1	15.1
1 200 000	679.01	0.30	359.50	78.97	4.046	65.8	32.9	16.4
1 300 000	678.44	0.33	359.50	78.97	4.039	71.2	35.6	17.8
1 400 000	677.87	0.62	359.50	78.97	4.032	76.7	38.4	19.2
1 500 000	677.30	0.60	359.50	78.97	4.024	82.2	41.1	20.6
1 600 000	676.72	0.23	359.50	78.97	4.017	87.7	43.8	21.9
1 700 000	676.15	0.63	359.50	78.97	4.010	93.2	46.6	23.3
1 800 000	675.57	0.13	359.50	78.97	4.003	98.6	49.3	24.7
1 900 000	675.00	0.52	359.50	78.97	3.995	104.1	52.1	26.0
2 000 000	674.42	0.13	359.50	78.97	3.988	109.6	54.8	27.4
2 300 000	672.68	0.13	359.50	78.97	3.966	126.0	63.0	31.5
2 900 000	669.17	0.13	359.50	78.97	3.921	158.9	79.5	39.7
3 500 000	665.61	0.13	359.50	78.97	3.876	191.6	95.9	48.0
4 100 000	661.34	0.12	359.50	78.97	3.822	224.7	112.3	56.2
4 700 000	656.73	0.12	359.50	78.97	3.764	257.5	128.8	64.4
5 300 000	652.12	0.11	359.50	78.97	3.706	290.4	145.2	72.6
5 900 000	647.50	0.11	359.50	78.97	3.647	323.3	161.6	80.8
6 500 000	642.88	0.11	359.50	78.97	3.589	356.2	178.1	89.0
7 100 000	638.25	0.10	359.50	78.97	3.530	389.0	194.5	97.3
7 400 000	635.93	0.10	359.50	78.97	3.501	405.5	202.7	101.4