Maestría en Ingeniería Civil

Estado del arte sobre el diseño y construcción de puentes de armadura para situaciones de emergencia con materiales compuestos por polímeros reforzados con fibras de vidrio (GFRP)

Jhon Fredy Cajicá Salazar



Estado del arte sobre el diseño y construcción de puentes de armadura para situaciones de emergencia con materiales compuestos por polímeros reforzados con fibras de vidrio (GFRP)

Tesis para optar al título de magíster en Ingeniería Civil, con énfasis en Ingeniería Estructural

Jaime Erasmo Garzón Moreno

Director



La tesis de maestría titulada "Estado del arte sobre el diseño y construcción de puentes de armadura para situaciones de emergencia con materiales compuestos por polímeros reforzados con fibras de vidrio (GFRP)", presentada por Jhon Fredy Cajicá Salazar, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Ingeniería Estructural.

Director de la tesis

Jaime Erasmo Garzón Moreno

Jurado

Sandra Roció Jerez Barbosa

Jurado

Edison Osorio

Resumen

Se realiza la investigación teórica del estado del conocimiento sobre el uso de materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras FRP para puentes de emergencia, pero también se presenta un breve contexto general de los desarrollos y aplicaciones en puentes peatonales y vehiculares que existen actualmente.

Se realizó la búsqueda y depuración de información sobre desarrollos y aplicaciones de los materiales FRP en ingeniería civil y particularmente en estructuras de puentes. Con la selección de las referencias más importantes, se procedió a realizar la lectura y análisis de la información, posteriormente se seleccionó y compilo la información más relevante sobre prototipos reales, experimentales y numéricos de puentes permanentes y modulares con materiales FRP.

Los puentes con materiales compuestos FRP han tenido un desarrollo notable recientemente para pasarelas peatonales o prototipos de puentes vehiculares que han sido inicialmente investigados experimentalmente con ensayos estáticos y dinámicos antes de ser puestos en servicio.

En el caso de los puentes vehiculares para situaciones de emergencia, se tiene principalmente como potencial aplicación una solución innovadora de un prototipo de puente modular hibrido FRP-Acero de armadura espacial con vigas triangulares invertidas, que consta de un tablero ortotrópico de aluminio y vigas con cordones inferiores de perfiles tubulares circulares, diagonales del alma y verticales GFRP. El desarrollo más reciente alcanza una luz de 51,0m con barras tensoras inferiores GFRP y arrostramientos de celosía (diagonales GFRP y transversales de aluminio) que unen el cordón inferior de las vigas triangulares con el fin de mejorar la resistencia a flexión y torsión.

Índice general

CAPÍTI	JLO 1	1	17
1.1	MATERIALES COMPUESTOS	1	17
1.2	MATERIALES COMPUESTOS DE F	IBRAS SINTÉTICAS1	19
1.2	2.1 Fibras		20
1.2	2.2 Matrices poliméricas		23
1.2	2.3 Aditivos	2	25
1.3	FABRICACIÓN	2	25
1	3.1 Métodos de producción de	sistemas Sándwich FRP2	26
1.4	TIPOS DE PERFILES	2	27
1.5	PUENTES DE EMERGENCIA CON	MATERIALES COMPUESTOS2	27
1.6	SISTEMA SANDWICH CON MATER	RIALES COMPUESTOS	32
1.7	RESISTENCIA AL FUEGO DE PER	FILES PULTRUIDOS DE GFRP	35
CAPÍTI	JLO 2		37
2.1	USO DE MATERIALES COMPUES	os	37
2.2	USO DE MATERIALES COMPUES	OS EN INGENIERÍA CIVIL	37
2.3	DOCUMENTOS DE REFERENCIA.		39
2.4	ESTADO DEL ARTE SOBRE CONE	XIONES DE PERFILES GFRP	43
2.5	DESARROLLO DE PUENTES CON	MATERIALES COMPUESTOS FRP	17
2.6	DESARROLLO DE PUENTES DE E	MERGENCIA5	52
2.7	DESARROLLOS RECIENTES PARA	A SISTEMAS SÁNDWICH FRP5	54
2.	7.1 Tableros de puentes y pas	arelas con sistemas Sandwich FRP	56
CAPÍTI	JLO 3	6	31
3.1	GENERALIDADES DEL DISEÑO DI	E VIGAS COMPUESTAS DE PARED DELGADA6	31
3.2	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE VIGA	AS DE PARED DELGADA6	32
3.3	DISEÑO ÓPTIMO DE ESTRUCTUR	AS6	32
3.4	MECÁNICA DE MATERIALES COM	PUESTOS6	33
3.	1.1 Ecuaciones constitutivas d	e una lámina de material compuesto	53
3.	1.2 Ecuaciones constitutivas d	e un laminado FRP	5 <i>5</i>
3.4	1.3 Criterios de falla estática	6	67

3.4.5 Vigas de pared delgada: comportamiento estructural	3.4.4	Criterio de falla por fatiga (CT-HE)70
CAPÍTULO 4 74 4.1 PUENTES DE ARMADURA CON PERFILES FRP 74 4.2 CONEXIONES DE ESTRUCTURAS FRP 74 4.2.1 Técnicas de unión para sistemas sandwich de FRP 84 4.3 PUENTES PERMANENTES CON MATERIALES COMPUESTOS FRP 85 4.3.1 Puentes vehiculares permanentes 85 4.3.2 Puentes peatonales permanentes 89 4.3.2.1 Pasarela en Aberfeldy, UK 89 4.3.2.2 Puente peatonal y de ciclistas en Kolding, Dinamarca 89 4.3.2.3 Puente peatonales de armadura 90 4.3.2.4 Puentes peatonales de armadura 90 4.3.2.5 Pasarela en Moscú, Rusia 91 4.3.2.6 Puente Bradkirk en Kirkham, Reino Unido 91 4.3.2.1 Puente del Dragón sobre el puerto de Rhyl en el norte de Gales, Reino Unido 91 4.3.2.2 El puente peatonal Ooypoort conectando Nijmegen a Ooijpolder, Dinamarca 92 4.3.2.3 Estudio de viabilidad de un puente móvil FRP-Acero 93 CAPÍTULO 5 97 5.1.1 Prototipos para puentes vehiculares 97 5.1.1.2 Puente	3.4.5	Vigas de pared delgada: comportamiento estructural72
4.1 PUENTES DE ARMADURA CON PERFILES FRP 74 4.2 CONEXIONES DE ESTRUCTURAS FRP 74 4.2.1 Técnicas de unión para sistemas sandwich de FRP 84 4.3 PUENTES PERMANENTES CON MATERIALES COMPUESTOS FRP 85 4.3.1 Puentes vehiculares permanentes 85 4.3.2 Puentes peatonales permanentes 89 4.3.2.1 Pasarela en Aberfeldy, UK 89 4.3.2.2 Puente peatonal y de ciclistas en Kolding, Dinamarca 89 4.3.2.3 Puente peatonal en Lleida, España 90 4.3.2.4 Puentes peatonales de armadura 90 4.3.2.5 Pasarela en Moscú, Rusia 91 4.3.2.6 Puente Bradkirk en Kirkham, Reino Unido 91 4.3.2.1 Puente de Iragón sobre el puerto de Rhyl en el norte de Gales, Reino Unido 91 4.3.2.2 El puente peatonal Ooypoort conectando Nijmegen a Ooijpolder, Dinamarca 92 4.3.2.3 Estudio de viabilidad de un puente móvil FRP-Acero 93 CAPÍTULO 5 97 5.1.1 Prente de armadura FRP a escalada reducida de 30m 97 5.1.1.2 Puente de armadura espacial de luz intermedia para s	3.4.6	Análisis estructural de vigas compuestas de pared delgada: Teoría72
4.2.1 Técnicas de unión para sistemas sandwich de FRP 84 4.3 PUENTES PERMANENTES CON MATERIALES COMPUESTOS FRP 85 4.3.1 Puentes vehiculares permanentes 85 4.3.2 Puentes peatonales permanentes 89 4.3.2.1 Pasarela en Aberfeldy, UK 89 4.3.2.2 Puente peatonal y de ciclistas en Kolding, Dinamarca 89 4.3.2.3 Puente peatonal en Lleida, España 90 4.3.2.4 Puentes peatonales de armadura 90 4.3.2.5 Pasarela en Moscú, Rusia 91 4.3.2.6 Puente Bradkirk en Kirkham, Reino Unido 91 4.3.2.1 Puente del Dragón sobre el puerto de Rhyl en el norte de Gales, Reino Unido 91 4.3.2.2 El puente peatonal Ooypoort conectando Nijmegen a Ooijpolder, Dinamarca 92 4.3.2.3 Estudio de viabilidad de un puente móvil FRP-Acero 93 CAPÍTULO 5 5.1.1 Prototipos para puentes vehiculares 97 5.1.1.2 Puente de armadura FRP a escalada reducida de 30m 97 5.1.1.3 Puente de armadura espacial de luz intermedia para situaciones de emergencia 107 5.1.1.4 Puente de armadura espacial de gran longitud para situaciones de emergencias 112 5.1.1.5 Evaluación a torsión de un puente espacial de armadura hibrido FRP-Aluminio122 5.1.1.6 Puentes permanentes	CAPÍTULO 4	174
4.2.1 Técnicas de unión para sistemas sandwich de FRP	4.1 Pu	ENTES DE ARMADURA CON PERFILES FRP
4.3 PUENTES PERMANENTES CON MATERIALES COMPUESTOS FRP	4.2 Cc	NEXIONES DE ESTRUCTURAS FRP
4.3.1 Puentes vehiculares permanentes	4.2.1	Técnicas de unión para sistemas sandwich de FRP84
4.3.2 Puentes peatonales permanentes	4.3 Pu	ENTES PERMANENTES CON MATERIALES COMPUESTOS FRP
4.3.2.1 Pasarela en Aberfeldy, UK	4.3.1	Puentes vehiculares permanentes85
4.3.2.2 Puente peatonal y de ciclistas en Kolding, Dinamarca 89 4.3.2.3 Puente peatonal en Lleida, España 90 4.3.2.4 Puentes peatonales de armadura 90 4.3.2.5 Pasarela en Moscú, Rusia 91 4.3.2.6 Puente Bradkirk en Kirkham, Reino Unido 91 4.3.2.1 Puente del Dragón sobre el puerto de Rhyl en el norte de Gales, Reino Unido 91 4.3.2.2 El puente peatonal Ooypoort conectando Nijmegen a Ooijpolder, Dinamarca 92 4.3.2.3 Estudio de viabilidad de un puente móvil FRP-Acero 93 CAPÍTULO 5 97 5.1.1 Prototipos para puentes vehiculares 97 5.1.1.1 Puente de armadura FRP a escalada reducida de 30m 97 5.1.1.2 Puente atirantado auto-anclado asimétrico con tablero de vigas FRP de 20m. 100 5.1.1.3 Puente de armadura espacial de luz intermedia para situaciones de emergencia 107 5.1.1.4 Puente de armadura espacial de gran longitud para situaciones de emergencia 112 5.1.1.5 Evaluación a torsión de un puente espacial de armadura hibrido FRP-Aluminio122 5.1.1.6 Puentes permanentes 135 5.1.2 Prototipos para puentes peatonales 136	4.3.2	Puentes peatonales permanentes
4.3.2.3 Puente peatonal en Lleida, España	4.3.2	1 Pasarela en Aberfeldy, UK89
4.3.2.4 Puentes peatonales de armadura	4.3.2	2 Puente peatonal y de ciclistas en Kolding, Dinamarca
4.3.2.5 Pasarela en Moscú, Rusia	4.3.2	3 Puente peatonal en Lleida, España90
4.3.2.6 Puente Bradkirk en Kirkham, Reino Unido	4.3.2	4 Puentes peatonales de armadura90
4.3.2.1 Puente del Dragón sobre el puerto de Rhyl en el norte de Gales, Reino Unido 91 4.3.2.2 El puente peatonal Ooypoort conectando Nijmegen a Ooijpolder, Dinamarca 92 4.3.2.3 Estudio de viabilidad de un puente móvil FRP-Acero	4.3.2	5 Pasarela en Moscú, Rusia91
4.3.2.2 El puente peatonal Ooypoort conectando Nijmegen a Ooijpolder, Dinamarca92 4.3.2.3 Estudio de viabilidad de un puente móvil FRP-Acero	4.3.2	6 Puente Bradkirk en Kirkham, Reino Unido91
4.3.2.3 Estudio de viabilidad de un puente móvil FRP-Acero	4.3.2	1 Puente del Dragón sobre el puerto de Rhyl en el norte de Gales, Reino Unido 91
5.1 ENSAYOS EXPERIMENTALES	4.3.2	2 El puente peatonal Ooypoort conectando Nijmegen a Ooijpolder, Dinamarca 92
5.1 ENSAYOS EXPERIMENTALES	4.3.2	3 Estudio de viabilidad de un puente móvil FRP-Acero93
5.1.1 Prototipos para puentes vehiculares	CAPÍTULO !	597
5.1.1 Prototipos para puentes vehiculares	5.1 En	SAYOS EXPERIMENTALES
5.1.1.1 Puente de armadura FRP a escalada reducida de 30m		
 5.1.1.2 Puente atirantado auto-anclado asimétrico con tablero de vigas FRP de 20m 100 5.1.1.3 Puente de armadura espacial de luz intermedia para situaciones de emergencia 107 5.1.1.4 Puente de armadura espacial de gran longitud para situaciones de emergencias 112 5.1.1.5 Evaluación a torsión de un puente espacial de armadura hibrido FRP-Aluminio122 5.1.1.6 Puentes permanentes 135 5.1.2 Prototipos para puentes peatonales 136 		
5.1.1.3 Puente de armadura espacial de luz intermedia para situaciones de emergencia 107 5.1.1.4 Puente de armadura espacial de gran longitud para situaciones de emergencias 112 5.1.1.5 Evaluación a torsión de un puente espacial de armadura hibrido FRP-Aluminio122 5.1.1.6 Puentes permanentes		
5.1.1.4 Puente de armadura espacial de gran longitud para situaciones de emergencias 112 5.1.1.5 Evaluación a torsión de un puente espacial de armadura hibrido FRP-Aluminio122 5.1.1.6 Puentes permanentes	_	-
5.1.1.4 Puente de armadura espacial de gran longitud para situaciones de emergencias 112 5.1.1.5 Evaluación a torsión de un puente espacial de armadura hibrido FRP-Aluminio122 5.1.1.6 Puentes permanentes		
112 5.1.1.5 Evaluación a torsión de un puente espacial de armadura hibrido FRP-Aluminio122 5.1.1.6 Puentes permanentes	5.1.1	
5.1.1.5 Evaluación a torsión de un puente espacial de armadura hibrido FRP-Aluminio122 5.1.1.6 Puentes permanentes		
5.1.1.6 Puentes permanentes	5.1.1	
5.1.2 Prototipos para puentes peatonales		·
		·
J. 1.Z. FUCILG UC AIIIAUUIA INF UC IUZ III.GIIIGUIA	5.1.2	
5.1.2.2 Puentes permanentes		
5.1.3 Prototipos para tableros sandwich FRP		·

5.2	Ν	ODELOS NUMÉRICOS	160
5.2	2.1	Análisis de elementos finitos y diseño de puentes permanentes	172
5.2	2.2	Puente tijera plegable con materiales compuestos FRP	174
5.3	C	OMPORTAMIENTO DINÁMICO DE PUENTES	178
CAPÍTI	ULC	6	180
6.1	C	ÁLCULO DE FUERZAS AXIALES A COMPRESIÓN PARA ARMADURAS	180
6.2	C	ÁLCULO DE LA DEFLEXIÓN EN ARMADURAS	181
6.3	C	APACIDAD DE CONEXIONES PERNADAS CON INSERTOS MECÁNICOS	184
6.	3.1	Resistencia de miembros en tensión	186
6.	3.2	Resistencia de miembros en compresión	186
6.	3.3	Resistencia del miembro en flexión	187
6.4	Λ	ODELO ANALÍTICO SIMPLIFICADO PARA EL CÁLCULO DE LA RIGIDEZ A LA FLEXIÓN DE	
ARMA	ADUF	AS ESPACIALES FRP-ALUMINIO	188
CAPÍTI	ULC	7	193
7.1	In	MPLEMENTACIÓN DE MATERIALES COMPUESTOS POR POLÍMEROS REFORZADOS CON FIE	BRAS EN
Cold	OMBI	Α	193
7.2		OCUMENTOS DE REFERENCIA PARA APLICACIÓN EN COLOMBIA	194

Índice de tablas

TABLA 1-1. PROPIEDADES MECÁNICAS DE MATERIALES	17
TABLA 1-2. TIPOS DE FIBRAS SINTÉTICAS	22
TABLA 2-1. PASARELAS FRP TOTALMENTE COMPUESTAS HECHAS DE LAMINADOS SÓLIDOS Y LÁMINAS	
SÁNDWICH	47
TABLA 2-2. PASARELAS FRP TOTALMENTE COMPUESTAS HECHAS DE FORMAS PULTRUIDAS	50
TABLA 5-1. PROPIEDADES MECÁNICAS FUNDAMENTALES DE LAS LÁMINAS DE FRP	. 157
TABLA 5-2. PROPIEDADES MECÁNICAS FUNDAMENTALES DE LA MADERA (PARALELO AL GRANO)	. 157
TABLA 5-3. CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DETERMINADAS DE LOS RESULTADOS DEL ENSAYO	. 179

Índice de figuras

FIGURA 1-1. RELACIÓN RESISTENCIA (BARRA COLOR MARRÓN) Y RIGIDEZ (BARRA COLOR GRIS) DE	
materiales compuestos avanzados en comparación al acero estructural. $Tomada\ de$	
(RUANO & RUANO, 2015)	21
FIGURA 1-2. ENSAMBLAJE DE CAPAS PARA FORMAR UN LAMINADO. <i>TOMADA DE</i> (MEJÍA & EDGAR, 2008).	21
FIGURA 1-3. ESTRUCTURA DE LAMINADO EN CAPAS: (A) FIBRAS UNIDIRECCIONALES, (B) FIBRAS	
BIDIRECCIONALES, (C) LAMINADO. TOMADA DE (REGUERA & FLORENCIA, 2013)	23
FIGURA 1-4. PERFILES PULTRUIDOS COMPUESTOS. TOMADA DE (MOSALLAM ET AL., 2015)	28
FIGURA 1-5. ZONA RICA EN RESINA EN LA UNIÓN ALMA/ALETA DE PERFILES PULTRUIDOS UNIDIRECCIONALE	≣S.
Tomada de (Mosallam et al., 2015).	29
FIGURA 1-6. SISTEMAS DE NÚCLEO COMÚNMENTE USADOS (IMÁGENES POR ALLAN MANALO): (A) NÚCLEO	1
DE ESPUMA; (B) MADERA DE BALSA; (C) NÚCLEO PANEL DE ABEJA; (D) NÚCLEO DE ARMADURA. <i>TOMA</i>	DA
DE (MANALO ET AL., 2017)	34
FIGURA 2-1. PUENTE COMPUESTO GINZI HIGHWAY, BULGARIA. TOMADA DE (BLAGA ET AL., 2015)	38
FIGURA 2-2. PASARELA SUSPENDIDA HALGAVOR. TOMADA DE (GUNAYDIN, ADANUR, ALTUNISIK, & SEVIM	,
2015)	39
FIGURA 2-3. PUENTE PLEGABLE DESARROLLADO CON MATERIALES COMPUESTOS (FOTO CORTESÍA DE	
"BRIDGES" JULIO-AGOSTO.2005). TOMADA DE (GANGARAO, 2016)	53
FIGURA 2-4. VIGAS DE PUENTE CON SISTEMA SÁNDWICH FRP; (A) (DATOS DE VAN ERP Y MCKAY 2012);	(B)
(IMAGEN POR ALLAN MANALO). TOMADA DE (MANALO ET AL., 2017).	58
Figura 3-1. Sistema de referencia lamina ortótropa general. <i>Tomada de</i> (Reguera &	
FLORENCIA, 2013)	64
FIGURA 3-2. ESQUEMA DE LOS PUNTOS DONDE SE EVALÚA EL FACTOR DE SEGURIDAD R. <i>TOMADA DE</i>	
(Reguera & Florencia, 2013)	69
FIGURA 3-3. PANDEO LATERAL TORSIONAL EN VIGAS COMPUESTAS. TOMADA DE (REGUERA & FLORENCIA	١,
2013)	73
FIGURA 3-4. CONFIGURACIÓN DE SECCIONES PARA ANÁLISIS DE PANDEO LOCAL. TOMADA DE (REGUERA 8	&
FLORENCIA, 2013)	73
FIGURA 4-1. VISTAS ISOMÉTRICAS Y SECCIÓN TRANSVERSAL DE PUENTE DE EMERGENCIA LIGERO GFRP.	
Tomada de (Blaga et al., 2015)	74
FIGURA 4-2. UNIÓN EN ACERO PARA ARMADURA PRETENSADA GFRP. TOMADA Y TRADUCIDA DE (TEIXEIR	ŀΑ
ET AL., 2014)	75
FIGURA 4-3. ENSAYO DE CONEXIONES PERNADAS DE PLACAS GFRP. TOMADA Y TRADUCIDA DE (YEH ET	
AL., 2015)	76

	B (ALMA), (C) FALLA DE SOPORTE (G2WC1), Y (D) FALLA A TENSIÓN (G1WB2). TOMADA DE (
	AL., 2015)
Fic	gura 4-5. Ensayo de flexión de cuatro puntos de la conexión pernada para viga GFRI
	CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO Y (B) VIGA GFRP CON CONEXIÓN PERNADA (MM). TOMADA DE (
Fic	gura 4-6. Curva carga-deflexión y modo de falla de la conexión pernada para viga GI
	CURVA CARGA DEFLEXIÓN Y (B) MODO DE FALLA DE LA VIGA GFRP. TOMADA DE (YEH ET AL., 2
Fig	gura 4-7. Vista esquemática del proceso FricRiveting. (A) posicionamiento de las par
	UNIR, (B) ALIMENTACIÓN DEL REMACHE DENTRO DEL POLÍMERO (FRICCIÓN). (C) FORJADO DE
	REMACHE. (D) CONSOLIDACIÓN DE LA JUNTA. PRINCIPALES PASOS PARA VISUALIZAR MEJOR U
	JUNTA REMACHADA POR FRICCIÓN DE POLICARBONATO/ALUMINIO CON UN PROCESO FILMADO (
	CÁMARA DE ALTA VELOCIDAD (CORTESÍA DE C.F. RODRIGUES, HZG, ALEMANIA). TOMADA DE
	ET AL., 2015)
Fig	sura 4-8. Procedimiento de ensamble del espécimen a cortante traslapado. (A) remac
	TITANIO SON INTRODUCIDOS EN LA PLACA COMPUESTA GF-PEI; (B) LA PERFORACIÓN DE LAS
	ES TRASLAPADA DENTRO DE ELEMENTOS COMPUESTOS CON REMACHADO POR FRICCIÓN Y
	FINALMENTE LA ARANDELA Y LA TUERCA SON COLOCADAS CON UNA HERRAMIENTA DE TORQUE
	DETALLE DE LA VISTA DEL MATERIAL BASE USADO EN EL ENSAMBLAJE DE COMPONENTES. TOM
	(Blaga et al., 2015).
Fic	gura 4-9. Modos de falla final. (A) Falla por capacidad en espécimen traslapado a co
	- CONDICIÓN 1, REPLICA 3 (RS=8000 RPM, FT=700 MS, FOT=1200 MS, FP=0,6 MPA, FOP:
	MPA). (B) FALLA DE REMACHE EN ESPÉCIMEN A CORTANTE – CONDICIÓN 2, REPLICA 1 (RS=8)
	FT=1200 MS, FOT=1850 MS, FP=0,6 MPA, FOP=0,7 MPA). TOMADA DE (BLAGA ET AL., 201
Fig	BURA 4-10. CONEXIÓN ADHESIVA ENTRE CONECTOR DE ACERO Y PERFIL CIRCULAR GFRP. TOMA
	(YANG ET AL., 2015)
Fig	BURA 4-11. CONEXIÓN PERNADA ENTRE LA JUNTA NODAL OCTATUBO Y EL MIEMBRO ESTRUCTURA
	Tomada de (Yang et al., 2015)
Fig	gura 4-12. Implementación en campo de puentes compuestos FRP. (A) Puente Street I
	WV, Tablero FRP sobre vigas de acero, julio 2001. (B-D) Puente Laurel Lick, Lewis
	WV, Tablero FRP sobre vigas de acero, abril 1997 (fotos cortesía de CFC-WVU).
	<i>DE</i> (GANGARAO, 2016)
Fic	GURA 4-13. SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE [CM]. TOMADA DE

FIGURA 4-14. PRUEBA DE CARGA DEL PUENTE (IZQUIERDA) Y PUENTE COMPLETO BAJO CARGA DE SERVIC	Ю
(DERECHA). TOMADA DE (SIWOWSKI & RAJCHEL, 2018)	88
FIGURA 4-15. PASARELA EN ABERFELDY, UK: A) VISTA, B) MITAD DE LA ELEVACIÓN DE LA ESTRUCTURA;	
(FUENTE: HARVEY 1993). TOMADA DE (PYRZOWSKI & MIŚKIEWICZ, 2017)	89
FIGURA 4-16. A) PASARELA DE PEATONES Y CICLISTAS EN KOLDING, DINAMARCA Y B) EN LLEIDA, ESPAÑA	
(FUENTE: WWW.FIBERLINE.COM). TOMADA DE (PYRZOWSKI & MIŚKIEWICZ, 2017)	90
FIGURA 4-17. A) PUENTE EXPO EN LISBOA, PORTUGAL (FUENTE: WWW.GURIT.COM) Y B) PUENTE	
HARBOUR EN NOORDLAND, HOLANDA (FUENTE: DANIEL, 2003). TOMADA DE (PYRZOWSKI &	
Miśkiewicz, 2017)	91
FIGURA 4-18. A) PUENTE ARCO EN MOSCÚ, RUSSIA (FUENTE: WWW.APATECH.RU) Y B) PUENTE BRADKIR	łΚ
EN KIRKHAM, UK (FUENTE: PROPIA). TOMADA DE (PYRZOWSKI & MIŚKIEWICZ, 2017)	92
FIGURA 4-19. PUENTE SOBRE EL PUERTO RHYL EN EL NORTE DE GALES, REINO UNIDO A) VISTA, B)	
PRODUCCIÓN DEL TABLERO; (FUENTE: WWW.PLASTICS.GL). TOMADA DE (PYRZOWSKI & MIŚKIEWICZ	<u>,</u>
2017)	92
FIGURA 4-20. PUENTE PEATONAL OOYPOORT CONECTANDO NIJMEGEN A OOIJPOLDER, DINAMARCA: A)	
Vista, b) Instalación de pasarelas; (fuente: www.compositeworld.com). <i>Tomada de</i>	
(Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017)	93
FIGURA 4-21. VISTA LATERAL, SECCIÓN TRANSVERSAL Y PLANTA DEL PUENTE EN EL CANAL NAVICELLI.	
Tomada de (Alocci & Valvo, 2019).	94
FIGURA 5-1. (A) SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE, (B) ESQUEMA DE LA VIGA DE ARMADURA. TOMADA	Y
TRADUCIDA DE (TEIXEIRA ET AL., 2014).	98
FIGURA 5-2. ESQUEMA DE CONEXIONES Y ENSAYOS PARA PUENTE PROTOTIPO. TOMADA Y TRADUCIDA DE	
(Teixeira et al., 2014)	99
FIGURA 5-3. SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN PUENTE ATIRANTADO AUTO-ANCLADO ASIMÉTRICO. TOMADA	
<i>DE</i> (YEH ET AL., 2015)	02
FIGURA 5-4. RESULTADOS DE DISEÑO DEL PUENTE COMPUESTO GFRP: (A) RESULTADOS DE DÍSELO	
DETALLADO Y DIBUJO Y (B) DETALLES DE CONEXIÓN. TOMADA DE (YEH ET AL., 2015)1	03
FIGURA 5-5. CONFIGURACIÓN EXPERIMENTAL DEL PUENTE COMPUESTO GFRP: (A) CONFIGURACIÓN DEL	
ENSAYO Y (B) POSICIÓN DE LAS HUELLAS DE UN CAMIÓN GRANDE. TOMADA DE (YEH ET AL., 2015).1	04
FIGURA 5-6. CONFIGURACIÓN DE CARGA: (A) ENSAYO A FLEXIÓN FUERA DEL EJE; (B) ENSAYO A FLEXIÓN,	
FATIGA Y RESISTENCIA. TOMADA DE (HUNG ET AL., 2016)1	05
FIGURA 5-7. MODO DE FALLA A FLEXIÓN DE LAS VIGAS: (A) SE OBSERVÓ DELAMINACIÓN MENOR EN LA	
SUPERFICIE GFRP; (B) DAÑO DEBIDO A FUERZA DE APRIETE EJERCIDAS POR LA PLATINA; (C) DAÑO	
OBSERVADO EN LA INTERFACE ENTRE EL ALMA Y LAS ALETAS DEBIDO A LAS FUERZAS DE APRIETE	
EJERCIDAS POR LAS PLATINAS DE ACERO. TOMADA DE (HUNG ET AL., 2016)	07

FIGURA 5-8. DISEÑO CONCEPTUAL DE PUENTE PROTOTIPO DE 24M CON EL SISTEMA ARMADURA ESPACIAL	
HIBRIDA DE FRP-ALUMINIO. <i>Tomada de</i> (Zhang, Lv, et al., 2019)10	9
FIGURA 5-9. ESQUEMA DEL PUENTE DE ARMADURA ESPACIAL. TOMADA DE (YAN ET AL., 2018)	3
FIGURA 5-10. ESQUEMA DE LA UNIDAD MODULAR. TOMADA DE (YAN ET AL., 2018)	4
FIGURA 5-11. DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE LAS CONEXIONES DE NODO CLAVE. TOMADA DE (YAN ET AL.,	
2018)	4
FIGURA 5-12. CONCEPTO DE DISEÑO DEL PUENTE. TOMADA DE (MAO ET AL., 2019)11	6
FIGURA 5-13. INFLUENCIA EN EL CAMBIO DEL MÓDULO ELÁSTICO DE DIFERENTES ELEMENTOS FRP SOBRE	
LA DEFORMACIÓN DEL PUENTE. TOMADA DE (ZHANG ET AL., 2020)	2
FIGURA 5-14. ESTRUCTURA Y MODULO DE VIGA TRIANGULAR HIBRIDA FRP-ALUMINIO. TOMADA DE (ZHANG	ì
ET AL., 2017)	3
FIGURA 5-15. DEFORMACIÓN DE LA VIGA TRIANGULAR, CORDÓN INFERIOR DE HFRP Y CONECTOR	
SUPERIOR. TOMADA DE (ZHANG ET AL., 2017)12	4
FIGURA 5-16. UNIDAD MODULAR DEL PUENTE DE ARMADURA ESPACIAL DE DOBLE HUELLA. TOMADA DE	
(ZHANG ET AL., 2018)12	6
FIGURA 5-17. ARMADURA ESPACIAL PROPUESTA FRP-ALUMINIO PARA UN PUENTE DESPLEGABLE CON	
NARIZ DE LANZAMIENTO. TOMADA DE (ZHU, ZHANG, SHAO, XU, & ZHAO, 2019)12	9
FIGURA 5-18. DAÑO LOCAL DE LA VIGA: DELAMINACIÓN EN ALETA SUPERIOR (DERECHA) Y RASGAMIENTO EN	٧
EL LAMINADO DE LA ALETA INFERIOR (IZQUIERDA). TOMADA DE (SIWOWSKI & RAJCHEL, 2018) 13	6
FIGURA 5-19. GEOMETRÍA DE LA ARMADURA ENSAMBLADA GFRP (VER LA PARTE REMARCADA EN NEGRO)	
CON REFERENCIA A LA ESTRUCTURA DE SOPORTE DE UN PUENTE PEATONAL. $\it Tomada$ $\it de$ (Yang et	
AL., 2015)13	7
FIGURA 5-20. PASARELA EN U LOCALIZADA EN EL CAMPUS DE LA UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE GDANSK	
Tomada de (Pyrzowski et al., 2017)	9
FIGURA 5-21. ESQUEMA DE LA VIGA DE PISO (FB) (A) Y CONEXIONES PERNADA TÍPICAS ENTRE	
COMPONENTES COMPUESTOS (B). TOMADA DE (BAČINSKAS ET AL., 2017)14	2
FIGURA 5-22. ARREGLO DE MEDIDORES DE DESPLAZAMIENTO (A) Y (C); DISTRIBUCIÓN DE CARGA SOBRE EL	
TABLERO DEL PUENTE DE MADERA (B). TOMADA DE (BAČINSKAS ET AL., 2017)14	2
FIGURA 5-23. VISTAS Y PARTES DEL PUENTE DE FRP DE 16M. TOMADA DE (SIDIK & IRAWAN, 2020) 14	4
FIGURA 5-24. LA CONDICIÓN DEL PUENTE PROTOTIPO DESPUÉS DEL COLAPSO. TOMADA DE (SIDIK &	
Irawan, 2020)14	5
FIGURA 5-25. SECCIÓN TRANSVERSAL Y VIGA TOTALMENTE COMPUESTA. TOMADA DE (SIWOWSKI ET AL.,	
2018)	6
FIGURA 5-26. EL MODO DE FALLA DEL MODELO 1: A) DESUNIÓN Y DELAMINACIÓN DE LA PLACA DE LA	
PLATAFORMA, B) PANDEO DEL ALMA, C) DESPRENDIMIENTO Y PANDEO DE LA NERVADURA DEL ALMA Y	

EL ALA SUPERIOR, D) DELAMINACIÓN INTERIOR EN EL ALA INFERIOR. <i>TOMADA DE</i> (SIWOWSKI ET AL	
2018)	
FIGURA 5-27. EL MODO DE FALLA DEL MODELO 2: A) DEFORMACIÓN POR CORTANTE DEL ALMA, GRIETAS	3 A
LO LARGO DE LOS BORDES DEL ALA INFERIOR, B) DESUNIÓN Y DELAMINACIÓN DE LA PLACA DE LA	
PLATAFORMA, DESUNIÓN DE LA NERVADURA DE SOPORTE, C) MODO DE FALLA FINAL DE LA VIGA.	
Tomada de (Siwowski et al., 2018).	. 149
FIGURA 5-28. EL MODO DE FALLA DEL MODELO 3: A) FISURA A LO LARGO DE LA JUNTA TRANSVERSAL	
SEGUIDA DE LA DEFORMACIÓN DEL PANEL LOCAL, B) DESUNIÓN Y DEFORMACIÓN TOTAL DEL PANEL	
LA PLATAFORMA. <i>TOMADA DE</i> (SIWOWSKI ET AL., 2018)	. 150
FIGURA 5-29. ARMADURA GFRP PULTRUIDA GFRP DE DOBLE CORDÓN. TOMADA DE (HIZAM ET AL.,	4=0
2019).	
FIGURA 5-30. CONFIGURACIÓN EXPERIMENTAL E INSTRUMENTACIÓN DE LA ARMADURA GFRP PULTRUII	
Tomada de (Hizam et al., 2019)	
FIGURA 5-31. MODOS DE FALLA COMÚN OBSERVADOS EN LAS CONEXIONES POS-CARGA DE LC1. TOMA	
DE (HIZAM ET AL., 2019)	
FIGURA 5-32. MODO DE FALLA PRINCIPAL EN LC2. TOMADA DE (HIZAM ET AL., 2019)	
FIGURA 5-33. TABLERO DE PUENTE HIBRIDO. TOMADA DE (L. E. I. WU ET AL., 2018).	. 157
FIGURA 5-34. MODO DE FALLA DEL ESPÉCIMEN. TOMADA DE (L. E. I. WU ET AL., 2018)	. 159
FIGURA 5-35. MODELO ESTÁTICO DEL PUENTE CON EL CAMIÓN ESTÁNDAR A30. TOMADA DE (BLAGA ET	
2015)	. 161
FIGURA 5-36. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS BIDIMENSIONAL (2D). TOMADA DE (GUNAYDIN ET AL.,	
2015)	. 162
FIGURA 5-37. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS 3D DE LA SUPERESTRUCTURA. TOMADA DE (SIWOWSKI	ET
AL., 2018)	. 173
FIGURA 5-38. PUENTE TIJERA PLEGABLE. TOMADA DE (BIRO & ABU BAKAR, 2018)	. 175
FIGURA 5-39. MODELO COMPLETO DEL PUENTE. TOMADA DE (BIRO & ABU BAKAR, 2018)	. 176
FIGURA 5-40. DIAGRAMA DE DEFORMACIÓN TOTAL PARA EL PUENTE. TOMADA DE (BIRO & ABU BAKAR,	
2018)	. 177
FIGURA 6-1. ESQUEMA DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE: (A) MODELO DE ARMADURA PLANA	
SIMPLIFICADA; (B) NODOS DE ARMADURA SIMPLIFICADOS; (C) MODELO DE ARMADURA PLANA	
ANALÍTICA SIMPLIFICADA. TOMADA DE (LI ET AL., 2015A)	. 182
FIGURA 6-2. DIAGRAMA DE FUERZAS INTERNAS AXIALES DE UNA UNIDAD ESTRUCTURAL BAJO FLEXIÓN Y	,
CORTANTE. TOMADA DE (LI ET AL., 2015A)	. 182
FIGURA 6-3. DIAGRAMA DE MOMENTO A FLEXIÓN Y FUERZA CORTANTE DEL MODELO DE ARMADURA PLAI	
SIMPLIFICADO BAJO CARGA A FLEXIÓN DE CUATRO PUNTOS. TOMADA DE (LI ET AL., 2015A)	

FIGURA 6-4. ESTRUCTURA DE TABLERO-ARMADURA ESPACIAL DENTRO DEL MODELO DE UNA ARMADURA	
PLANA: (A) ESTRUCTURA ESPACIAL ORIGINAL, (B) MODELO DE ARMADURA PLANA SIMPLIFICADA.	
Томада де (Zhang, Li, et al., 2019)1	89
FIGURA 6-5. ESQUEMA DE LA DEFORMACIÓN CORTANTE DE UN SEGMENTO DE LA CELOSÍA PLANA SOMETIC	DΑ
a una carga cortante unitaria. <i>Tomada de</i> (Zhang, Li, et al., 2019)1	89
FIGURA 6-6. SOLUCIÓN TEÓRICA DE LA CURVA DE CARGA-DESPLAZAMIENTO Y SU COMPARACIÓN CON LOS	3
RESULTADOS EXPERIMENTALES Y LAS SIMULACIONES NUMÉRICAS. TOMADA DE (ZHANG, LI, ET AL.,	
2019) 1	92

Introducción

Este trabajo se realizó con el objetivo de una investigación teórica sobre el estado del conocimiento actual en el uso de materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras (FRP), para puentes vehiculares y peatonales permanentes, y específicamente de puentes para situaciones de emergencia donde estos materiales tienen su mayor potencial de aplicación.

En el capítulo 1, se presentan los conceptos generales sobre materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras (FRP) y sus componentes, también los métodos de fabricación, los tipos de perfiles utilizados y los sistemas sándwich.

En el capítulo 2, se presenta una recopilación sobre el uso de estos materiales en aplicaciones de ingeniería civil. Se expone el desarrollo de los sistemas de conexión para las estructuras FRP, se exponen los puentes más representativos a nivel mundial con materiales FRP, y por último se presenta el desarrollo de los sistemas sándwich.

En el capítulo 3, se presentan los conceptos generales sobre el análisis estructural de materiales compuestos FRP. Se muestran las ecuaciones constitutivas de un laminado, los criterios de falla y las teorías más utilizadas para el análisis estructural.

En el capítulo 4, se exponen los ejemplos de puentes ya construidos más representativos a nivel mundial, también se expone el desarrollo numérico y experimental para prototipos de conexiones en armaduras FRP.

En el capítulo 5, se presenta una breve recopilación del desarrollo sobre prototipos numéricos y experimentales principalmente de puentes de emergencia con armaduras FRP. En la mayoría de casos se exponen los resultados de ensayos estáticos y dinámicos de prototipos a escala real.

En el capítulo 6, se presentan los desarrollos analíticos más importantes para el cálculo de fuerzas y deformaciones en armaduras FRP, y en algunos casos se validaron los resultados de las expresiones analíticas con resultados experimentales y numéricos.

En el capítulo 7, se presentan los hallazgos y conclusiones para posibles aplicaciones en Colombia de las estructuras FRP.

La mayoría de los documentos consultados corresponden a tesis de doctorado y artículos de investigación que se buscaron en la base de datos de google académico con las palabras clave en idioma ingles: "Bridge", "Emergency", "GFRP", "All Composite", "FRP". La mayoría de artículos consultados son de libre acceso, fueron descargados de los repositorios en la página web de las universidades.

Capítulo 1

Conceptos sobre materiales compuestos

En este capítulo se presentan los conceptos sobre los materiales compuestos de matrices poliméricas reforzadas con fibras (FRP) en aplicaciones como perfiles estructurales, puentes para situaciones de emergencias y sistemas Sandwich.

1.1 Materiales compuestos

Las fibras sintéticas con matrices poliméricas se suelen denominar materiales compuestos (*Ruano & Ruano, 2015*). Las fibras son generalmente filamentos largos de carbono o vidrio como materiales más usados y con diámetros del orden de las micras, y también resisten la totalidad de la carga por su elevada resistencia a la tracción en comparación con la matriz polimérica que envuelve y protege a las fibras, así como también transfiere la tensión entre fibras. Las matrices poliméricas tipo epoxi son las más usadas en aplicaciones estructurales por su estabilidad termoquímica, y se clasifican en termoestables y termoplásticas. Las termoestables, como el epoxi son las más utilizadas en ingeniería mecánica.

El porcentaje en volumen de fibras de un material compuesto suele ser mayor al 60% y el resto suele ser polímero.

La Tabla 1-1 presenta algunas propiedades mecánicas de materiales avanzados:

Tabla 1-1. Propiedades mecánicas de materiales

Clase	Material	Resistencia última a tracción [Mpa]	Módulo de Young [Gpa]	Peso específico [gr/cm³]
	Acero	770 - 2200	180 - 210	7.8 - 7.85
Aleaciones	Aluminio	260 - 700	69 - 72	2.7 – 2.85
metálicas	Titanio	1000 - 1200	110	4.5
motanoao	Magnesio	260	40	1.8
	Níquel	400 - 500	200	8.9
	Ероху	60 - 90	2.4 – 4.2	1.2 – 1.3

Clase	Material Polyester	Resistencia última a tracción [Mpa] 30 - 70	Módulo de Young [Gpa] 2.8 – 3.8	Peso específico [gr/cm³] 1.2 – 1.35
Resinas	Phenol - formaldeina	40 - 70	7 - 11	1.2 – 1.3
Termoestables	Poliamidas	55 - 110	3.2	1.3 – 1.43
	Bismaleimida	80	4.2	1.2
	Poliéster	60	2.5	1.32
	Teflón	15 - 35	3.5	2.3
	Nylons	80	2.8	1.14
Resinas	Polietileno	20 - 45	6 – 8.5	0.95
termoplásticas	Polieteretercetona (PEEK)	90 - 100	3.1 – 3.8	1.3
	Polisulfatos (PSU)	70	2.7	1.24
	Polifenoles sulfuros (PPS)	80	3.5	1.36
	Carbono HM	2700	850	1.78
	Carbono HS	7000	300	1.75
	Vidrio	3100 - 5000	72 - 95	2.4 – 2.6
Fibras Sintéticas	Cuarzo	6000	74	2.2
Fibras Sintelicas	Basalto	3000 - 3500	90	2.7 – 3.0
	Aramida	3500 - 5500	140 - 180	1.4 – 1.47
	Boron	2500 - 3700	390 - 420	2.5 – 2.6
	Polipropileno	730 - 930	4.4	0.9
	Acero	1500 - 4400	180 - 200	7.8
Hilos Metálicos	Aluminio	290	69	2.7
i illos ivietalicos	Titanio	1400 - 1500	120	4.5
	Molibdeno	1800 - 2200	360	10.2

Tomada de (Ruano & Ruano, 2015).

Los diseños apropiados con compuestos FRP ofrecen beneficios adicionales, como resistencia a explosiones, golpes y fatiga con interferencias acústicas y magnéticas reducidas (*GangaRao*, 2016).

La resistencia a la tracción de los compuesto GFRP es de aproximadamente el mismo orden del acero (170-240 MPa). La desventaja de estos materiales es su reducida resistencia al fuego y su vulnerabilidad a varios fenómenos de daño y modos de falla complejos. También los materiales GFRP tienen un módulo de elasticidad bajo (aproximadamente 1/8 del módulo del acero), lo que genera grandes deformaciones y fenómenos de pandeo importantes. Debido a su bajo peso y esbeltez, las estructuras de FRP también son sensibles al pandeo aeroelástico (*Alocci & Valvo, 2019*).

1.2 Materiales compuestos de fibras sintéticas

Materiales estructurales compuestos por fibras largas sintéticas (no orgánicas) embebidas en una matriz o resina polimérica termoestable.

Una de las propiedades más relevantes de estos materiales es su comportamiento elástico anisótropo en comparación al acero que es un material isótropo. El origen de la anisotropía se debe a la diferencia de rigidez entre la matriz y las fibras con su direccionamiento. La resistencia mecánica de la matriz es en gran medida menor a la de las fibras por tal motivo los materiales compuestos presentan mayor resistencia y rigidez en la dirección de las fibras y menor en la dirección opuesta lo que lleva a una mayor complejidad en el cálculo tensional.

Otra de las grandes propiedades de los materiales compuestos es la relación resistencia/peso que es de 3 a 5 veces mayor a la del acero estructural como se muestra en la *Figura 1-1*.

El refuerzo es mejor en forma de fibra que en forma masiva, y para el vidrio se debe a la reducción en el número de defectos en forma de fibra.

Algunas de las ventajas del uso de los materiales compuestos en comparación con materiales convencionales es su bajo peso, resistencia a la corrosión y a los agentes químicos y atmosféricos, transparencia electromagnética, baja expansión térmica, baja conductividad eléctrica. Estos materiales presentan la gran ventaja de ser ligeros para transporte, manipulación y ejecución porque sus materiales presentan densidades reducidas en comparación a los materiales tradicionales.

Las fibras poseen una resistencia escasa en su dirección transversal que corresponde a lo que aporta la matriz, por esto es necesario disponer varias capas con diferentes orientaciones de las fibras en las direcciones de las cargas aplicadas como se muestra en la *Figura 1-2*.

Los materiales compuestos se pueden disponer para que tengan las mismas propiedades en todas las direcciones, colocando el refuerzo de manera aleatoria o usando fibras cortas dispersas en la matriz.

Para la modificación de las propiedades de la matriz, se incluyen partículas de relleno, tales como carbonato de calcio, con el fin de retrasar el punto de llama o reducir la degradación del polímero por rayos ultravioleta.

También se utilizan materiales compuestos híbridos, entre capas de fibras de vidrio se colocan capas de fibras de carbono, para proveer resistencia y rigidez mientras que las fibras de vidrio ofrecen protección contra impactos de objetos o proyectiles, también se utilizan capas de lámina de boro para proveer resistencia a la compresión, pero es costosa y difícil de producir.

El panel tipo "Sandiwch" es el compuesto hibrido conformado por un núcleo central y dos capas rígidas en los extremos, estas capas proveen un gran momento de inercia para la resistencia a la flexión mientras se reduce el peso por el núcleo central aligerado.

1.2.1 Fibras

Las fibras más comerciales son el vidrio, carbono, y aramida. Las fibras de vidrio son muy utilizadas en construcción por su gran resistencia y bajo precio, pero tienen un módulo de elasticidad bajo, susceptibilidad a rotura por fatiga y poca resistencia a la humedad y ambientes alcalinos. Existen subtipos de fibras como se muestra en la *Tabla 1-2*.

Las fibras de carbono presentan grandes valores de deformación última y módulo de elasticidad comparado con su bajo peso, pero tienen un alto costo y comportamiento anisótropico traducido en menor resistencia en la dirección radial.

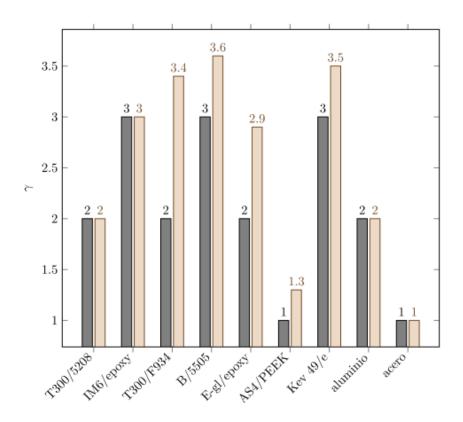


Figura 1-1. Relación resistencia (barra color marrón) y rigidez (barra color gris) de materiales compuestos avanzados en comparación al acero estructural. *Tomada de* (Ruano & Ruano, 2015).

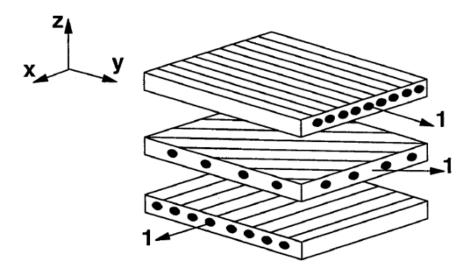


Figura 1-2. Ensamblaje de capas para formar un laminado. *Tomada de* (Mejía & Edgar, 2008).

Tabla 1-2. Tipos de fibras sintéticas

Subtipo de fibra	Propiedades
de vidrio	
E	Son las más económicas y comerciales, tiene bajas propiedades al aislamiento
	eléctrico, elevada resistencia mecánica y para agentes químicos
S	Tienen una resistencia mecánica mayor pero resultan más costosas que las
	tipo E
AR	Resistencia mejorada a ambientes alcalinos
С	Resistencia mejorada a la corrosión

Adaptada de (Mejía & Edgar, 2008).

Las fibras de aramida tienen mayor resistencia y un módulo de elasticidad 1,5 veces mayor a las de vidrio, pero tienen una reducida resistencia a la compresión, son susceptibles a rotura por fatiga y sensibles a degradación por exposición a rayos ultravioleta.

La distribución de las fibras tiene un efecto significativo en las propiedades mecánicas, si las fibras son continuas permiten obtener valores máximos de rigidez y resistencia, pero las fibras cortas distribuidas aleatoriamente presentan un comportamiento isotrópico en el plano, con la desventaja de una disminución en la fluencia de la matriz, que presenta un comportamiento visco-elástico.

Para conseguir refuerzos de forma plana, se disponen las fibras en forma de tejido en varias direcciones, existen varios tipos con fibras cortas o continúas distribuidas aleatoriamente cruzadas entre sí o superpuestas.

Gran parte de las fibras recibe tratamiento químico superficial que sirve de agente antiestático y lubricantes a través de aramida, oleo o ceras que a su vez sirve de protección en el proceso de fabricación.

Las fibras tienen gran resistencia a los esfuerzos longitudinales, y la matriz es la encargada de redistribuir las cargas en la dirección opuesta a las fibras, pero también se encarga de proteger y unir las fibras de factores mecánicos y ambientales. La falta de resistencia en la dirección opuesta a las fibras y la poca contribución de la matriz hace necesario la incorporación de láminas unidireccionales para crear estructuras laminadas, otra alternativa

para cargas multidireccionales es disponer en una misma lamina refuerzos bidireccionales o colocar un refuerzo distribuido en forma aleatoria como se muestra en la *Figura 1-3*.

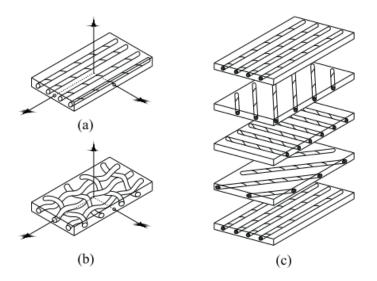


Figura 1-3. Estructura de laminado en capas: (a) fibras unidireccionales, (b) fibras bidireccionales, (c) laminado. *Tomada de* (Reguera & Florencia, 2013).

Las propiedades mecánicas y estructurales de los materiales compuestos dependen de las características de las fibras y de la matriz como de la disposición geométrica. La combinación de diferentes matrices con distinto tipos fibras en diversas disposiciones genera un material compuestos con propiedades mecánicas particulares de acuerdo a un objetivo de diseño especifico. Y se pueden distinguir por su tipología (fibras cortas o largas, continuas o discontinuas, orientadas o con disposición aleatoria, una sola capa, o laminado multicapa, etc.) o por sus componentes. Actualmente se realiza principalmente el diseño de compuestos FRP de polímeros reforzados por fibras unidireccionales continúas ensambladas en láminas, de vidrio, GFRP (glass fiber reinforced polymer), o de carbono, CFRP (carbon fiber reinforced polymer) (Reguera & Florencia, 2013).

1.2.2 Matrices poliméricas

Las fibras se encargan de la respuesta ante las cargas del compuesto, pero la matriz tiene 4 funciones esenciales:

- ✓ Conservar las fibras en su posición.
- ✓ Asegurar la transmisión y repartición de las cargas.

- ✓ Detener las deformaciones de las fibras para cargas de compresión.
- ✓ Servir de protección y recubrimiento para las acciones ambientales de deterioro.

Las matrices están constituidas por resinas poliméricas clasificadas en dos grandes grupos: las resinas termoestables siendo las más comerciales y las termoplásticas. Las resinas termoestables se obtienen a través de un proceso de curado, que a través del calor se produce un proceso de polimerización para obtener una red espacial compleja e irreversible con las ventajas de muy fácil impregnación de las fibras y con bajas propiedades de adhesión.

Las resinas termoplásticas no sufren ninguna transformación química durante el proceso de fabricación. Las principales ventajas son, una mayor facilidad de almacenamiento, reciclaje y reprocesabilidad. Debido a su alta viscosidad es menor su impregnación y adhesión a las fibras en comparación con las fibras termoestables.

Las resinas de poliéster, presentan un buen equilibrio entre propiedades mecánicas, químicas y eléctricas con buena estabilidad dimensional y simplicidad de procesamiento (baja viscosidad, con un periodo de vida útil razonable), manejabilidad y bajo costo y representa un 75% de utilización en los E.E.U.U. para aplicaciones comerciales (Mejía & Edgar, 2008).

Las resinas epoxi se utilizan generalmente con fibras de carbono, por sus elevadas propiedades mecánicas, de rigidez y demás, pero su procesamiento es más complejo debido a su elevada viscosidad, curado más lento y menor retracción (4%) comparado con las resinas de poliéster (8%) (Mejía & Edgar, 2008).

Las resinas de vinilester combinan las propiedades del epoxi con la facilidad de procesamiento del poliéster.

Las resinas fenólicas respecto de las anteriores son menos inflamables y generan menos humo durante incendio, y también buena estabilidad dimensional, con grandes propiedades adhesivas a temperaturas elevadas.

1.2.3 Aditivos

Se incorporan a la matriz para mejorar sus propiedades mecánicas y químicas, su procesamiento o algunas características específicas tales como: reducción de retracción, inflamabilidad, vacíos y densidad y/o aumento de conductividad eléctrica, dureza etc.

1.3 Fabricación

La forma en que se fabrica el material compuesto es mediante el apilado de finas láminas de fibras, las propiedades mecánicas dependen de la secuencia del apilado y de las propiedades intrínsecas de las fibras y la matriz.

Los primeros puentes con materiales compuestos se realizaron usando un proceso de fabricación básico de laminado húmedo. Más tarde se utilizó un proceso de pultrusión que involucra una tracción continua de los filamentos de fibras y capas a través de un baño de resina y posteriormente en un molde caliente. En la última década, se usa el proceso de infusión al vacío que utiliza la presión negativa de vacío para infusión de fibras secas con resina, la cual es colocada en un molde y sellada en una cámara hermética. La infusión al vacío resulta en un alto precio por unidad de peso del material más que la pultrusión (*Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017*).

El proceso de pultrusión es un proceso de fabricación continuo en el que las fibras saturadas se envuelven a través de una matriz calentada utilizando un equipo de extracción continua. El endurecimiento o gelificación de la resina se produce a través del calentamiento de la matriz para producir perfiles pultruidos rígidos curados que se pueden cortar a la medida con una sierra. Se considera que la pultrusión es el único proceso de molde cerrado que permite la combinación de diferentes tipos de refuerzos e híbridos en la misma sección. La mayoría de los perfiles estructurales PFRP están compuestos de varias capas de tejidos de fibras continuas. La fracción en volumen común de fibras es del 40 a 45%. Hoy en día se encuentran disponibles una amplia gama de formas de secciones de alma abierta y cerrada (H, C, I, O, ...) con el refuerzo principal en la dirección longitudinal y un mínimo en la dirección transversal. El tipo de fibra más común es la fibra de vidrio tipo E, aunque en algunas aplicaciones limitadas de puentes se presenta un hibrido de carbono/vidrio E (Mosallam et al., 2015).

La estructura totalmente compuesta de preferencia se fabrica por infusión (VARTM) en vez de pultrusión, y se considera en el diseño de las vigas en forma de U o cajón hechas de laminados solidos o sándwich cubiertos por un tablero sándwich de FRP adherido considerado en el diseño estructural (Siwowski, Kulpa, Rajchel, & Poneta, 2018).

La impresión 3D es una técnica novedosa que presenta ventajas en la construcción porque es un método de fabricación que es rápido, económico y sostenible. Actualmente no existe ningún puente FRP a gran escala construido con esta técnica, pero si hay un prototipo en 3D construido por "*The Royal HaskoningDHV*" (Ali et al., 2021).

1.3.1 Métodos de producción de sistemas Sándwich FRP

Muchos de los modos de falla de los sistemas sándwich de FRP están estrechamente relacionados con la integridad de la adhesión entre la cara y el núcleo. Se requiere un estricto control de calidad durante su proceso de producción (Manalo, Aravinthan, Fam, & Benmokrane, 2017).

- La unión adhesiva es un método convencional de fabricación sándwich de FRP, en
 el que las caras compuestas se preparan y se unen por separado al núcleo. Se
 utilizan capas adhesivas entre las caras y el núcleo y se someten a presión mediante
 pesas o prensa hidráulica. Es adecuado para series de producción corta y
 estructuras de tamaño pequeño a mediano.
- El laminado húmedo es un proceso donde las fibras secas superior e inferior se impregnan con una resina y se colocan sobre el núcleo. El método es flexible, pero requiere mucha mano de obra y es adecuado para estructuras grandes y complejas.
- El moldeo por transferencia de resina asistido por vacío (VARTM) es un proceso que consiste en colocar las fibras secas en el molde junto con el núcleo, también las inserciones y sujetadores se integran antes de la impregnación. Una vez cerrado el molde, la resina se introduce en el molde para impregnar el refuerzo al vacío. Este proceso es de bajo costo y se utiliza para grandes estructuras.
- Moldeo por transferencia de resina en un molde de dos caras (RTM), una vez que las pieles de compuesto de fibra seca y el núcleo están preformados y colocados en el molde, el molde se cierra y la resina se inyecta en la cavidad. A diferencia de VARTM no se usa la bolsa de vacío flexible para formar un sello hermético. Es

- adecuado para grandes volúmenes de producción, pero la necesidad de los moldes prohíbe su producción para paneles sándwich de gran tamaño.
- El proceso de infusión al vacío (VI) consiste en colocar las pieles compuestas y los materiales del núcleo en un molde, y luego se aplica vacío a través de una cubierta flexible o bolsa de vacío sellada herméticamente sobre la parte superior del molde. A partir de ese punto, la resina se inyecta usando presión de vacío. Solo se introduce la cantidad mínima de resina para no tener desperdicio que será succionado hacia la línea de vacío. Este proceso es adecuado para para grandes componentes tipo sandwich con un volumen de producción de bajo a medio.
- El curado simultaneo es un método de producción donde las fibras secas para las pieles superior e inferior se inyectan con resina al mismo tiempo. Se coloca la piel inferior en un molde, luego se coloca el molde y finalmente la piel superior, luego los materiales ensamblados se curan en una operación, lo que garantiza una buena unión entre las pieles y el núcleo. Los núcleos con espuma son críticos porque disminuyen sus propiedades a temperaturas de curado elevadas.

1.4 Tipos de perfiles

El catálogo de perfiles (*Figura 1-4*) con refuerzo unidireccional, generalmente se utiliza en elementos estructurales secundarios o livianos, pero aplica para elementos portantes primarios como tableros de puentes, vigas, columnas etc. Los perfiles PFRP unidireccionales suelen tener formas similares a las secciones de acero y si son de pared delgada presentan insuficiente resistencia lateral y al pandeo de la sección. En los perfiles producidos comercialmente de alma abierta o cerrada se presenta una falta de continuidad en la unión del alma y las aletas lo que genera un falla prematura en esta zona para dichos perfiles (*Figura 1-5*).

1.5 Puentes de emergencia con materiales compuestos

Debido al desarrollo de situaciones críticas y la imposición de restricciones dentro de las áreas afectadas por el desastre, particularmente en regiones montañosas aisladas, los puentes de emergencia prefabricados existentes junto con la maquinaria pesada y vehículos asociados pueden tener dificultades para acceder el sitio afectado, provocando así retrasos innecesarios en la realización de operaciones de socorro y/o recuperación. Por

tal motivo es necesario construir sistemas de puentes ligeros hechos de materiales compuestos avanzados que garanticen una alta resistencia y rigidez (Zhang, Lv, Zhao, & Li, 2019).

Con base en la revisión de la literatura se presentan algunos desafíos para el diseño de un puente compuesto temporal (Yeh, Chang, Sung, Hung, & Chou, 2015):

- Mejorar la rigidez del sistema estructural compuesto para cumplir requisitos de deflexión.
- Estudiar las conexiones y uniones de la estructura compuesta para que sean efectivas y simplificadas.
- Para una estructura liviana que cumpla con requisitos de resistencia, rigidez y economía, se debe evaluar su rentabilidad con respecto a los materiales compuestos.
- Se necesita una estructura innovadora que tenga la capacidad de ser portátil, reutilizable, y adecuada para el transporte manual.



Figura 1-4. Perfiles pultruidos compuestos. Tomada de (Mosallam et al., 2015).

Uno de los temas relevantes en la ingeniería de puentes es el diseño y realización de componentes prefabricados, con la posibilidad de que los puentes prefabricados típicos se puedan erigir mucho más rápido que una estructura moldeada in-situ, y serán la solución óptima para casos de peligro de emergencia.

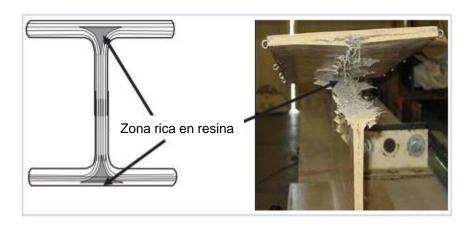


Figura 1-5. Zona rica en resina en la unión alma/aleta de perfiles pultruidos unidireccionales. *Tomada de* (Mosallam et al., 2015).

Actualmente, los puentes de emergencia estandarizados más utilizados son el puente Bailey y el puente D. Un problema clave de los puentes de acero, son los grandes costos de inspección y reparación necesarios para mitigar la corrosión (Blaga, Dos Santos, Bancila, & Amancio-Filho, 2015).

A modo de comparación, el tiempo de montaje del puente de armadura pesada (HTB) utilizado en China con una viga de celosía con cordones de acero es de 240 minutos y pesa 402,5 kN. También el puente de viga mediana (MGB) del Reino Unido tiene un tiempo de montaje de 200 minutos y pesa 403 kN. El puente propuesto FRP-Acero presenta ventajas en comparación con los puentes tradicionales para casos de emergencia. Uno de los desarrollos recientes de un puente de 51m con una armadura espacial hibrida GFRP-Aluminio peso solo 162 kN con un tiempo de montaje estimado de 160 minutos (*Mao et al., 2019*) (*Figura 5-12*).

Las armaduras estructurales en el espacio son aceptadas como una forma estructural superior para longitudes largas en comparación con las armaduras planas. Sin embargo, la aplicación de las armaduras en el espacio no ha logrado bastante éxito en la construcción de puentes vehiculares, debido a la falta de estudios sobre la factibilidad y desempeño mecánico de armaduras espaciales compuestas (*Li, Zhang, Zhao, & Deng, 2015a*).

Los materiales GFRP en comparación con el acero, tienen un módulo de elasticidad más bajo, una resistencia al cizallamiento más baja y una ductilidad deficiente. Sin embargo, mediante la incorporación de perfiles GFRP en una configuración de armadura espacial, es

una forma estructural con alta rigidez debido a la distribución de cargas donde los miembros están sometidos principalmente a fuerzas axiales en lugar de fuerzas cortantes. Con el diseño de los miembros a compresión en una armadura espacial, se toma la ventaja de su estabilidad para introducir un comportamiento a grandes deformaciones no lineales a través del pandeo progresivo de los miembros en compresión (Yang, Bai, & Ding, 2015).

Los estudios experimentales en estructuras de armaduras espaciales a gran escala hechos con compuestos FRP todavía están muy limitados. Las conexiones de acero dentadas pretensionadas de armaduras espaciales hibridas FRP-acero previenen la falla a cortante prematura, pero estas conexiones requieren especial personalización y procesamiento delicado (Yang et al., 2015).

Se desarrolló un proyecto en el Centro Nacional de Investigación en Ingeniería Sísmica (NCREE) de Taiwán con el propósito de desarrollar un tipo de puente de rescate temporal que sea portátil, reutilizable y fácil de usar ensamblado por trabajadores. Debido a consideraciones costo/beneficio, se escogió un material compuesto por polímeros reforzados con fibras de vidrio (GFRP) como el mejor material para puentes temporales (Hung, Sung, Chang, Yin, & Yeh, 2016).

La implementación de campo de compuestos FRP de vidrio o carbono ha ido ganando notoriedad de manera constante debido a sus muchas ventajas, que incluyen alta resistencia y relación rigidez/peso, excelente durabilidad, no corrosividad y no conductividad. Estos materiales se prestan bien para la construcción de puentes prefabricados (*GangaRao*, 2016).

Los puentes actuales dentro de la infantería de Marina de los *E.E.U.U.* se pueden agrupar en tres categorías distintas: (1) puentes de asalto, (2) puente táctico, (3) puente de línea de comunicación (LOC). El cuerpo de Marines de los E.E.U.U. ha estado evaluando el uso de materiales y sistemas compuestos de FRP avanzados para satisfacer sus necesidades de asalto y puente tácticos (*GangaRao*, 2016).

Dado que los compuestos podrían aumentar la vida útil del tablero de un puente y ahorrar grandes sumas de dinero, el ejercito de los *E.E.U.U.* está intentando un desarrollo reciente en el uso de fibras de carbono para el uso de sensores y detecciones para curar el daño a través de polímeros alojados en nanofibras con desarrollos en *Cornerstone Research*

Group, Inc. (http://www.crgrp.com). Los recubrimientos consisten en nanofibras y se pueden usar como sensores para detectar micro fisuras, fuego, y productos químicos peligrosos (<a href="https://gangarao.gov/gangar

La disponibilidad y eficacia de los sistemas de puentes de emergencia rápidos son fundamentales para la supervivencia del personal militar y de los afectados por desastres naturales. Los perfiles pultruidos FRP son implementados en formas estructurales favorables, por ejemplo, planas, triangulares, rectangulares, espaciales, y armaduras (Zhang, Zhao, Li, & Huang, 2017).

Un puente plegable es una de las soluciones para proporcionar un paso para la evacuación o traer suministros. Las tijeras de Núremberg son un mecanismo plano que consta de varios eslabones y pasadores que forman una estructura similar a una tijera que tiene la capacidad de colapsar y expandirse con una proporción determinada (*Biro & Abu Bakar, 2018*).

Con el reciente desarrollo en la tecnología de materiales compuestos de polímero reforzado con fibra (FRP), ahora es posible construir armaduras ligeras de FRP preferiblemente de compuestos reforzados de fibras de vidrio (GFRP). Este material presenta excelentes propiedades unidireccionales, compatible para transferir las cargas axiales en un sistema de armadura de manera efectiva. La alta resistencia axial también contribuye al bajo uso de material en la producción de armaduras, compensando el alto costo de material de los FRP en comparación con el acero o la madera. Las secciones cerradas huecas pultruidas de GFRP o los perfiles tubulares de pared delgada presentan una mejor rigidez torsional, una resistencia efectiva de las fuerzas fuera del plano, una alta transferencia de carga y una mayor resistencia y rigidez del eje más débil; por lo tanto, son más convenientes que los FRP fabricados mediante moldeo o devanado de filamentos (Hizam, Manalo, Karunasena, & Bai, 2019).

Debido a que la altura de la sección transversal, y, por lo tanto, el tramo de la viga de alma solida es limitado, se utilizan sistemas de celosía avanzados para lograr luces mayores. Esto ayuda a reducir el peso de la estructura.

El puente es una armadura espacial única de FRP-Aluminio compuesta de dos vigas triangulares de celosía. Los elementos de FRP están conectados por piezas de aluminio con la ayuda de una conexión de dientes preapretada. La rigidez a la flexión es un índice

de diseño clave que afecta el uso normal del puente hibrido, dados los requisitos de capacidad de servicio (Zhang, Li, Shao, & Fan, 2019).

Los puentes de FRP móviles, requieren maquinaria con menor potencia, debido a su bajo peso con la ventaja de la reducción de costos. Los principales sistemas estructurales utilizados con materiales FRP son las armaduras y las vigas. Los puentes de vigas se utilizan más que todo en carreteras, debido a su alta rigidez. Pero tienen la desventaja de ser susceptible a fenómenos de pandeo lateral por torsión (*Alocci & Valvo, 2019*).

1.6 Sistema Sandwich con materiales compuestos

Los sistemas Sandwich de polímeros reforzados con fibras (FRP) son una forma especial de un laminado compuesto fabricado uniendo dos capas a un núcleo grueso y liviano. Estos sistemas están incrementando su uso en aplicaciones requiriendo alta rigidez y resistencia a flexión, combinado con bajo peso. Estas ventajas facilitan la construcción especialmente en situaciones de desastre y en áreas altamente pobladas. La alta capacidad aislante de algunos sistemas Sandwich FRP es de gran interés para edificaciones eficientes energéticamente (Manalo et al., 2017).

Los recubrimientos de FRP se utilizan comúnmente debido a su peso ligero y alta resistencia a la tracción. Como materiales de núcleo se han utilizado madera de balsa, espuma polimérica, paneles y núcleo de armadura. La unión entre la superficie y la interfaz del núcleo debe ser adecuada para hacer el mejor uso de las propiedades mecánicas del sistema (Manalo et al., 2017).

La superficie superior e inferior son responsables ante todo de la resistencia y rigidez a flexión del sistema. El material FRP es una alternativa excelente de material de revestimiento para aplicaciones de ingeniería estructural. La alta resistencia y rigidez especifica de materiales FRP reduce significativamente el peso de los sistemas Sándwich. Para este sistema se utilizan fibras de vidrio, carbono, aramida con epoxi, poliéster, vinil éster, o fenólicos.

Las fibras de vidrio son las más comúnmente usadas debido a su costo comparativo relativamente bajo. El uso de Basalto y fibras de base biológica ahora también están siendo exploradas para sistemas Sándwich FRP. Los sistemas Sándwich FRP con tres capas de

superficies de fibras de lino proveen un desempeño estructural equivalente a compuestos que comprenden una capa de superficies de fibra de vidrio. Curiosamente, los sistemas Sándwich con superficies de fibras de Lino exhibieron una falla flexible mayor que las fibras de vidrio. Estos nuevos tipos de fibras para las superficies puede resultar en sistemas Sándwich FRP más rentables y amigables con el medio ambiente.

La resistencia y rigidez de superficies FRP depende principalmente de la cantidad de fibras y de la dirección en las que se colocan. Las superficies fallan por ceder en la cara en tensión o compresión, arrugas en la cara, pandeo como resultado de fallas por compresión del núcleo o fallas en la unión adhesiva, y por formación de hoyuelos en el caso de sistemas Sándwich con núcleos celulares. Influye más el núcleo que el mecanismo de fractura de sistemas Sándwich FRP que en las diferentes posiciones de revestimiento.

El núcleo usualmente falla por agrietamiento de cortante, aplastamiento, sangría del núcleo, agrietamiento de tensión por flexión. Por lo tanto, la investigación y el desarrollo se han centrado más en desarrollar sistemas de materiales de núcleo efectivos para impulsar el rendimiento de los sistemas Sándwich de FRP.

Materiales de núcleos livianos no reforzados proporcionan rigidez al corte y la resistencia de los sistemas Sándwich de FRP (*Figura 1-6*). Los dos materiales más utilizados son la espuma de cloruro de polivinilo (PVC) en densidades de 30-400 kg/m³ y la espuma rígida de poliuretano (PU) en densidades de 21-400 kg/m³. El núcleo de espuma de poliuretano (PU) de baja densidad es deseable por su mayor aislamiento termino y bajo costo. La espuma de tereftalato de polietileno (PET) también se utiliza cada vez más para los sistemas Sándwich de FRP y es muy interesante porque es termoplástica y reciclable. La madera de balsa es otro material que se usa como núcleo debido a su peso ligero y propiedades mecánicas. Generalmente, se pegan pequeños bloques de madera de balsa uno al lado del otro para formar láminas de la llamada balsa de fibra, en la que la veta se orienta paralela al espesor. La balsa tiene propiedades de cizallamiento positivas y contribuye significativamente a la rigidez a flexión (Manalo et al., 2017).

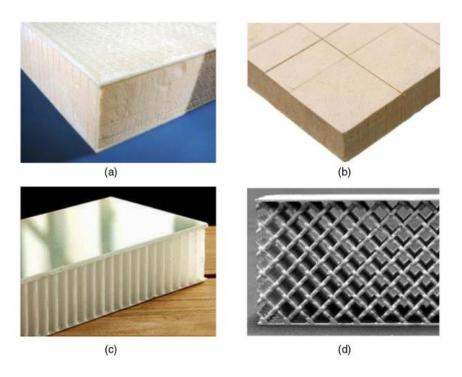


Figura 1-6. Sistemas de núcleo comúnmente usados (imágenes por Allan Manalo): (a) núcleo de espuma; (b) madera de balsa; (c) núcleo panel de abeja; (d) núcleo de armadura. *Tomada de* (Manalo et al., 2017).

Los sistemas Sándwich de FRP de núcleo alveolar puede ser un núcleo de abeja polimérico o metálico (aluminio) de baja densidad. Estos sistemas pueden funcionar mejor que el núcleo de espuma en compresión y cizallamiento con un peso equivalente. También son muy eficientes desde el punto de vista del peso y ofrece un buen rendimiento de compresión. Pero son muy difíciles de producir correctamente, garantizar la continuidad de la fibra entre los miembros del entramado y las láminas frontales es un desafío.

Las naturalezas de los materiales de núcleo de uso común limitan su aplicación en sistemas sándwich de FRP para infraestructura civil. Los núcleos de espuma livianos generalmente fallan como resultado de la muesca y el cizallamiento del núcleo. Los núcleos de espuma de celda abierta tienden a absorber y retener la humedad y tienen una resistencia al fuego muy baja. El problema de la madera de balsa es la susceptibilidad a la penetración del agua, lo que provoca que se hinche, se desprenda y se pudra. Las celdas cerradas en el núcleo del panal son susceptibles de atrapar la humedad, lo que puede provocar una delaminación del núcleo y de la piel. Los núcleos de celosía son débiles para soportar cargas

concentradas y muy difíciles de unir. Las cavidades en los núcleos de armadura reducen la capacidad de los compuestos Sándwich para sujetar conectores.

Actualmente los tableros FRP se clasifican en pultruidos y sándwich. En los tableros pultruidos, las losas ortotrópicas se forman mediante la unión de perfiles de FRP. Estos tableros huecos de paredes delgadas tienen refuerzo con fibras orientadas principalmente en la dirección longitudinal. Pero en la dirección transversal el rendimiento es bajo para flexión y cortante. Esto hace que el tablero se agriete fácilmente en la intersección de la losa con el alma bajo una carga real; además, se generan fisuras por cortante en medio del alma, esto resulta en una resistencia longitudinal insatisfactoria. Por otro lado, las estructuras tipo sandwich con láminas frontales de FRP y núcleos de panal, espuma o madera evitan la falla por pandeo de los paneles y el alma de FRP, aumentado su capacidad portante (L. E. I. Wu, Qi, & Liu, 2018).

1.7 Resistencia al fuego de perfiles pultruidos de GFRP

Algunos aspectos importantes del comportamiento de los perfiles pultruidos GFRP sometidos al fuego sin protección son:

- ✓ Emisión de gases tóxicos y humo
- ✓ Goteo de resina
- ✓ Rendimiento e Integridad estructural

La integridad estructural es el aspecto más importante porque de ello depende la estabilidad de la estructura o elemento durante la exposición al fuego y los factores que influyen en la duración de la resistencia al fuego desde unos minutos hasta una hora son (Correia, Bai, & Keller, 2015):

- ✓ El tipo de carga al que está sometido el elemento: compresión-tensión.
- ✓ La forma de la sección transversal (abierta o cerrada) y el espesor de las paredes del perfil.
- ✓ El número de superficies expuestas.

En la mayoría de los casos el criterio limitante para la resistencia al fuego es la temperatura de transición vítrea de la resina en las zonas sometidas a compresión, y se puede alcanzar a temperatura de alrededor de los 100°C. Se ha encontrado que se puede evitar la

protección contra el fuego en sistemas estructurales redundantes (estáticamente indeterminados) donde las fallas locales no causan el colapso de la estructura (Correia et al., 2015).

Existen diferentes sistemas de protección contra incendio para evitar el deterioro de las propiedades mecánicas de los perfiles pultruidos GFRP, como la protección pasiva (revestimientos, aumento de espesores de pared, etc.) o protección activa (rociadores, refrigeración por agua, etc.) que son utilizados especialmente en zonas urbanas o edificaciones (Ascione et al., 2016).

Capítulo 2

Estado del conocimiento sobre materiales compuestos en ingeniería civil

En este capítulo se presenta una breve recopilación sobre los avances más importantes en la investigación y el uso de materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras de vidrio. Se hace especial énfasis en las aplicaciones a ingeniería civil y particularmente al desarrollo de aplicaciones para puentes móviles y desplegables para situaciones de emergencia con sus desarrollos estructurales y sistemas de conexión.

2.1 Uso de materiales compuestos

En una encuesta exhaustiva, *JEC compuestos de Paris, Francia (2009)* estimo que el mercado mundial de compuestos FRP fue alrededor de \$81 mil millones de dólares al año 2008. Aproximadamente una cuarta parte de la demanda mundial de FRP reside en *E.E.U.U.* con un crecimiento estimado del 4% anual y la mayor participación de mercado es 32% en transporte, 21% en construcción, 12% en equipos resistentes a la corrosión, 10% en industrias marinas y 10% en industrias eléctricas, con solo 0,6% en aeronaves e industrias aeroespaciales (*Instituto de compuesto SPI, 1999*).

Los problemas causados por el envejecimiento físico de la infraestructura de transporte iniciaron la investigación de soluciones innovadores de construcción y desarrollo sostenible (Bačinskas et al., 2017).

2.2 Uso de materiales compuestos en ingeniería civil

Los compuestos de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP) surgieron en las últimas dos décadas como materiales adecuados para construcción, y su propósito principal no es reemplazar materiales tradicionales, sino ser aplicados como una alternativa eficiente (Blaga et al., 2015).

El primer puente compuesto GFRP está siendo disputado por el puente Ginzi Highway de 12m de luz en Bulgaria (*Figura 2-1*), y el puente Miyun en Beijing, China, ambos construidos en 1982. Se estima que aproximadamente 300 puentes en todo el mundo se construyen en su totalidad con plásticos reforzados con fibras (estructuras totalmente FRP). Las ventajas

de elementos de puentes GFRP son facilidad de producción, transporte e instalación y requiere un mantenimiento mínimo (*Blaga et al., 2015*).



Figura 2-1. Puente Compuesto Ginzi Highway, Bulgaria. Tomada de (Blaga et al., 2015).

Las ventajas de los compuestos de polímero reforzado con fibra (FRP) los hacen atractivos para su uso en reemplazo de tableros o en nuevos sistemas de puentes. El primer puente peatonal construido completamente de FRP en 1972, fue en Tel Aviv, Israel (luz 24m y ancho 1,80m), con un peso de 25 kN de GFRP. También el primer puente atirantado del mundo, el Aberfeldy Foot-Bridge de 133m ubicado en Escocia, está totalmente construido con materiales compuestos (GFRP para la superestructura y fibra de Aramida para los cables) (Yeh et al., 2015).

La pasarela colgante Halgavor (*Figura 2-2*) está localizada sobre la concurrida autovía A30 en el sur de Bodmin en Cornualles, Reino Unido. Este puente se construyó en 2001 con una longitud total de 47m. El tablero compuesto de resina de Vinilester reforzado con fibra de vidrio está suspendido de un sistema de soporte primario convencional que comprende mástiles de acero, cables principales de acero en espiral y pendolones de acero inoxidable. El tablero es un panel Sandwich de 10x10 y cada panel tiene un ancho y un espesor de 3,5m y 37mm, respectivamente. La superficie está hecha con una capa de caucho hecha de neumáticos de automóvil reciclado.





Figura 2-2. Pasarela suspendida Halgavor. *Tomada de* (Gunaydin, Adanur, Altunisik, & Sevim, 2015).

2.3 Documentos de referencia

El uso de los materiales compuestos en la ingeniería civil ha tenido un aumento importante en las últimas dos décadas en puentes, estructuras de arquitectura singular y estructuras off-shore. Países como Estados Unidos, Japón, Suiza y Dinamarca cuentan ya con varios puentes y estructuras de ingeniería realizadas con materiales compuestos, pero por la ausencia de normativas de diseño son de pequeñas luces. Muchas de estas estructuras están basadas en diseños de los materiales tradicionales lo cual no es muy recomendado porque la literatura especializada recomienda la búsqueda de formas optimas que aprovechen al máximo las características anisótropicas de estos materiales cumpliendo con los estándares de servicio y seguridad establecidos (*Ruano & Ruano, 2015*).

Las aplicaciones en puentes de los *E.E.U.U.* se debe a que muchos de ellos existentes tienen restricciones de peso y su reemplazo total tiene un costo de \$2,4 millones de dólares, por tal motivo se están utilizando tableros de materiales compuestos FRP, lo que representa un ahorro en costo hasta del 30%, con disminución en tiempos de construcción y restricción al tráfico. La *FHWA* (*Federal Highway Administration*) tiene un importante programa de investigación y desarrollo llamado carreteras para la vida con el objetivo de extender la vida útil de los puentes en *E.E.U.U.* que consiste en la aplicación de tableros FRP (*Connor*, 2013).

Una de las mayores dificultades en la aplicación de los compuestos FRP en construcción es la falta de estándares de diseño y códigos autorizados. Para la aplicación en sistemas

estructurales convencionales es necesario el cumplimiento de los estándares de diseño para la aprobación por parte de ingenieros profesionales (Mosallam et al., 2015).

A partir de la década de 1980, a medida que aumentaba la demanda y aceptación de materiales FRP, la *ASCE* (*The American Society of Civil Enginers*) reconoció la necesidad del desarrollo de estándares de diseño. La *ASCE* desarrolla un programa conjunto de varias fases para el desarrollo de estándares de aceptación para el diseño estructural, fabricación y montaje de sistemas compuestos FRP. El alcance de la fase I se limita a la investigación de literatura publicada y no publicada, desarrollo de una base de datos que contenga información técnica útil, identificación de brechas en el conocimiento, y desarrollo del esquema pre estándar que incluye la filosofía de diseño recomendada y la relación con otros estándares. La segunda fase del programa está en progreso y tiene como objetivo establecer un diseño LRFD estándar de estructuras de polímero reforzado con fibra pultrusionada (FRP). La *ASCE* público un manual de 10 capítulos sobre diseño de conexiones compuestas FRP.

El *ACI* (*American Concrete Institute*), formo un nuevo comité (ACI 440), que se encarga del desarrollo de guías de diseño, especificaciones y aplicaciones de compuestos poliméricos como sistemas de refuerzo internos y externos en el concreto.

El *ICC* (*International Code Council*), de *E.E.U.U.* en 1997 desarrollo dos criterios de aceptación relacionados con la reparación y rehabilitación de estructuras de hormigón armado y mampostería relacionadas con el diseño sísmico.

La AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) público en 2009, una guía de diseño de puentes LRFD con especificaciones para tableros de puentes de concreto reforzado GFRP y barandas de tráfico.

En Japón, la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles (*JSCE*) estableció un subcomité sobre puentes FRP y público un informe técnico en 2004 titulado: "Puente de FRP: Tecnologías y su futuro"

En Canada, para aplicaciones de puentes, la información de diseño de materiales compuestos se incluyó en el código de Diseño Canadiense de Puentes Vehiculares (2006).

En Europa, varias organizaciones han realizado publicaciones sobre compuestos FRP, fib (fédération internationale du béton or the International Federation for Structural Concrete) publico dos boletines (14 y 35) en 2001 y 2006. CEN (Comité Europeo de Estandarización) en Bruselas, Bélgica público un documento técnico sobre diseño y construcción de estructuras hechos de elementos FRP pultruidos delgados (2002). El código de diseño EUROCOMP publicado por (Clarke, 2003). En Alemania, el Instituto Alemán para Tecnología de Edificaciones público guías para reforzamiento de edificaciones existentes en 1998. En Reino Unido (UK), la sociedad del Concreto público guías de diseño e inspección de miembros existentes reforzados con compuestos FRP.

En Egipto, el Centro de Investigación Nacional de Alojamiento y Edificaciones (HBRC) público el primer código de diseño para compuestos FRP en aplicaciones de reforzamiento y reparación.

En Australia, el gobierno de Queensland, con el apoyo de una variedad de partes interesadas de la industria desarrollo un código de prácticas de diseño para compuestos FRP.

La ISO (Organización Internacional para Estandarización), tiene publicado tres documentos sobre diseño de estructuras de concreto reforzadas con compuestos poliméricos FRP.

Recientemente se han centrado las investigaciones de materiales compuestos FRP avanzados, en aplicaciones para: aspas de torres eólicas, postes de servicios públicos, postes de carreteras, pavimentos de carreteras, tuberías para líneas de gas natural y otros sistemas de infraestructura civil. En *E.E.U.U.* se están desarrollando postes y barandas en materiales FRP para mejorar la seguridad vial en las carreteras, debido a la respuesta dinámica mejorada en accidentes de tránsito (GangaRao, 2016).

Los productos de compuestos FRP, sobre todos los reforzados con fibras de vidrio, han llevado a los sistemas estructurales que permiten el despliegue rápido de tableros de puentes y otras estructuras de carreteras utilizando el concepto de sistemas modulares. Esto incluyen elementos como paneles de pavimentos, tableros de puentes, largueros, vigas, paneles de estribos, barras de refuerzo, barras de pasador, y postes. En *E.E.U.U.* el mercado de estos productos represento un gasto de \$50 billones de dólares sobre carreteras y puentes en 1999 (GangaRao, 2016).

Los materiales compuestos se han utilizado como elementos de superestructura, así como elementos secundarios, y son ideales en puentes únicos, flotantes o móviles.

Las superestructuras de puentes construidos con materiales convencionales actualmente alcanzan longitudes libres máximas de 6400 ft(1950m). Debido a los grandes esfuerzos producidos por carga muerta (peso propio) en comparación con las cargas vivas. Sin embargo, el uso de tableros compuestos poliméricos de alta resistencia y posiblemente incluso sistemas de cables de suspensión/atirantados de refuerzo de tableros basados en compuestos de carbono no solo reducen el porcentaje de esfuerzos inducidos por el peso propio, sino también estos materiales avanzados proveen altos esfuerzos resistentes para diseño en comparación con materiales convencionales. Por lo tanto, la máxima luz libre (simple) de puentes futuros se podría incrementar a 10.000-12.000 ft (3048-3657m). Utilizando una combinación de materiales compuestos avanzados con materiales convencionales (GangaRao, 2016).

Las aplicaciones FRP para puentes también incluye el uso de cables de carbono FRP (CFRP) para puentes colgantes y atirantados. El FRP se usa para reducir cargas muertas en pasarelas.

Otros productos FRP tales como barras de refuerzo en estructuras de concreto ofrecen ventajas de desempeño únicas que incluyen una mejor combinación térmica y de rigidez con el concreto además de la no corrosividad y mayor resistencia/peso. Las barras de refuerzo GFRP no magnéticas en el pavimento de concreto proporcionan una ventaja importante cuando se instalan dispositivos de control de peajes en las cabinas de peaje. Se ha encontrado que el rendimiento de las barras de pasador en el sistema de carreteras del este de Virginia instalado hace más de 12 años es extremadamente bueno (GangaRao, 2016).

Los paneles modulares de FRP también son experimentados como un sistema de pavimentos de carreteras y ofrece varias ventajas (GangaRao, 2016):

- Una vida útil esperada de 40-50 años.
- Fácil y rápida instalación con mínima interrupción del tráfico.
- Disponibilidad de los paneles con bandas sonoras, marcas de pintura, superficie de conducción y corona incorporada de fábrica.

Rentabilidad en relación con pavimentos convencionales.

Los compuestos también se usan como pilas y estribos de manera eficiente. Las carcasas con doble pared hechas de compuestos con fibras de vidrio (GFRP), se fabrican hasta de 24in (0,60m) de diámetro con resistencias del orden de 40-50 ksi (275-344 Mpa). De manera similar para compuestos con fibras de carbono (CFRP) se pueden alcanzar resistencias de 100-150 ksi (690-1034 Mpa). Otro enfoque para utilizar en pilas o tuberías de gran tamaño en el sitio es a través de un proceso de infusión donde se pueden ensamblar paneles modulares curvilíneos con 8-10 ft (2,4-3,0m) de radio para segmentos de 100 ft (30m) de longitud. Algunos de estos elementos son rellenos con concreto para proporcionar masa y resistencia al pandeo. Los compuestos también se pueden utilizar como elementos de contención de tierras, incluidas pilas, tablestacas, y muros de contención de una manera económica. La durabilidad de estos sistemas es excelente, especialmente en ambientes corrosivos y toma la ventaja de su resistencia para construir muros de contención de 40-50 ft (12-15m) de altura (*GangaRao, 2016*).

Los materiales compuestos presentan grandes ventajas en la aplicación para puentes peatonales. Los materiales compuestos empezaron a utilizarse en la década de 1980 pero eran muy costosos para competir en la industria de la construcción. Las primeras aplicaciones fueron principalmente para reforzamiento y rehabilitación de estructuras de puentes existentes usando laminas y tiras. El material más común en la construcción es el polímero reforzado con fibras de vidrio GFRP (*Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017*).

2.4 Estado del arte sobre conexiones de perfiles GFRP

Las conexiones de elementos GFRP actualmente juegan un papel central en las actividades de investigación y desarrollo de la comunidad de diseño estructural. A priori solo hay tres formas de unir materiales y piezas y dependen de fuerzas mecánicas y/o químicas o utilizan fuerzas físicas. Las técnicas de unión para aplicaciones estructurales GFRP son la unión adhesiva, la sujeción mecánica, y las conexiones atornillada hibridas, también la soldadura, pero solo en el caso de polímeros termoplásticos y algunas geometrías de juntas (Blaga et al., 2015).

La unión con adhesivos, principalmente a base de epoxi de uno o dos componentes, aporta ventajas como menor concentración de tensiones, mayor rigidez de la unión, bajo peso,

mínima alteración de la composición química y microestructura de los adherentes y la posibilidad de unir materiales diferentes. Las desventajas de las uniones adhesivas:

- Distribución de esfuerzos no uniforme en los adhesivos.
- Limitación en la predicción de la falla de los enlaces y monitoreo de las estructuras unidas.
- Generalmente no es posible desmontar las conexiones, y se necesita preparación de la superficie.
- Tiempos de curado extensos: los adhesivos de dos componentes a base de epoxi requieren 24 horas.
- Los adhesivos solo pueden transferir esfuerzos de cizallamiento y compresión con procedimiento de inspección y reparación complejos.

Las conexiones atornilladas tienen varias ventajas: como capacidad de desmontaje, preparación simple de la superficie, fácil predicción de falla en las juntas, inspección simple, fácil manejo y mecanizado, reducidos tiempos de ensamblaje y unión. Sin embargo, tiene desventajas:

- Concentraciones de esfuerzos en los orificios.
- Reducción de la sección transversal neta.
- Aumento de peso articular.
- Variabilidad en la fuerza de apriete de los tornillos.
- Distribución no uniforme en la carga de varias filas de sujetadores.
- Relajación de esfuerzos y fluencia.
- Sensibilidad a la temperatura y la humedad.

Las soluciones hibridas de unión adhesiva y empernado pueden mejorar la rigidez de la junta, pero no aumentan su rendimiento mecánico. Pero el aumento de rigidez de la unión conduce a una disminución de la ductilidad de la conexión y aumenta la susceptibilidad a fallas por fragilidad de la uniones adheridas y atornilladas.

La concepción y el diseño de conexiones apropiadas es difícil por la fragilidad y anisotropía de los perfiles FRP pultruidos ensamblados, especialmente la forma cerrada de secciones tubulares. En las últimas décadas, las técnicas habituales de conexión de FRP empleadas

en las armaduras deconstruibles son las uniones traslapadas adhesivas y atornilladas. La capacidad de carga de estas conexiones es baja y se aplican principalmente a paneles planos (Zhang, Zhao, Li, Tao, & Gao, 2018).

Hoy en día, existe una técnica de unión con alta eficiencia de conexión para tubos de FRP pultruidos, denominada conexión de dientes preapretados (PTTC). Esta conexión tiene una capacidad de transferir una gran fuerza axial por el esfuerzo interlaminar de los materiales compuestos de FRP, que es mayor que el de la resina pura y el esfuerzo de compresión radial mejora la resistencia al corte interlaminar (Zhang et al., 2018).

Uno de los problemas importantes es el relativo a la insuficiencia o imprevisibilidad del sistema de conexión de estructuras hechas de miembros de GFRP pultruidos. Por lo tanto, es un área critica a considerar al determinar el desempeño estructural general y la integridad de un sistema de armadura. En general, existen tres técnicas comunes que se utilizan para conectar elementos estructurales de FRP, es decir, conexión pernada, adherida y una combinación de ambas (*Hizam et al., 2019*).

Se recomienda realizar las perforaciones con brocas en punta de diamante para minimizar la rotura de las fibras de vidrio y evitar la concentración de esfuerzo local en la región del orificio del perno para conexiones pernadas (Zhou & Keller, 2005). Una combinación de conexión pernada y adherida es un método más confiable, ya que combina la resistencia de ambos elementos de conexión, lo que proporciona un excelente desempeño de la conexión. Debido al comportamiento ortotropico multicapa de los perfiles pultruidos GFRP son más sensibles al cambio en las diferentes condiciones de carga en comparación con el acero. Las conexiones pernadas para aplicaciones de pórticos estructurales pultruidos de GFRP no pueden ser diseñadas con base en las prácticas tradicionales del acero, debido a la falta de optimización con respecto a la resistencia y rigidez de la conexión.

La investigación del comportamiento del sistema de cerchas de FRP y sus conexiones para producir un diseño seguro y económico con una revisión de los trabajos más relevantes (Hizam et al., 2019). Los trabajos de investigación que se han hecho sobre conexiones para sistemas de celosía FRP incluyen: la conexión a presión para la torre de transmisión aérea desarrollada por Goldsworthy y Hiel (1998), la introducción del concepto de compuesto de fibra monocasco (MFC) por (Humphreys, Erp, & Tranberg, 1999), otro concepto de conexión de cercha también incluye el panel de celosía compuesto modular con sistema de conexión

integrado de (Bradford, 2004) y el puente peatonal Pontresina totalmente compuesto de FRP unido mecánicamente y con adhesivo de (Keller, Bai, & Vallée, 2007). También aplicaciones específicas como módulos de celosía para puentes desmontables (Pfeil, Teixeira, & Battista, 2009) y vigas de celosía para puentes desplegables (Teixeira, Pfeil, & Battista, 2014). Estudios recientes con respecto a la conexión de sección tubular pultruida de GFRP, es la novedosa conexión para grandes pórticos (Bai & Yang, 2013), (Teixeira et al., 2014) y la evaluación de conexiones pernadas de abrazadera para el montaje de estructuras parilla (Luo, Bai, Yang, & Lu, 2015), (Luo, Yang, & Bai, 2015). Además, para una accesibilidad limitada para el apriete de pernos en formas tubulares huecas pultruidas GFRP, se propone el perno ciego como elementos de conexión ya que requiere acceso por un lado propuesto por (C. Wu, Bai, & Mottram, 2015) y (Satasivam, Feng, Bai, & Caprani, 2017).

La conexión pernada con perno pasante roscado en toda la longitud se utiliza para estructuras de celosía que consisten en elementos de sección pultruida hueca de GFRP. Este sistema es útil para acelerar el tiempo y mejorar la eficiencia en la construcción. El uso de insertos mecánicos y de sujeción lateral también se introdujeron como elementos de unión adicionales, y se desarrollaron para soportar y aliviar la presencia de roscas que podrían afectar principalmente el desempeño de la conexión atornillada (Hizam, Karunasena, & Manalo, 2013), (Hizam, Manalo, Karunasena, & Bai, 2018). También aumenta la rigidez de las articulaciones al rellenar los huecos de las secciones tubulares. Se encontró que los insertos mecánicos pueden incrementar en un 20% la resistencia de la conexión. Con la aplicación de adhesivo epoxi entre los insertos y las paredes internas de los perfiles GFRP pultruidos, se logró un incremento del 55% en la resistencia de la conexión, con esto se evita el deslizamiento de los insertos y se garantiza una transferencia efectiva de la carga de corte desde del inserto a las paredes del perfil (Hizam et al., 2019).

En las últimas décadas, se han promovido gradualmente muchos proyectos de investigación relacionados con la incorporación de perfiles de FRP pultruidos en sistemas de celosía para el desarrollo de puentes peatonales y vehiculares. Las conexiones traslapadas y adhesivas se aplican principalmente a paneles planos en lugar de miembros tubulares. Se han propuesto nuevos enfoques híbridos de unión, basados en el refuerzo de acero, que contribuyen en gran medida al desarrollo de armaduras de FRP muy cargadas que utilizan perfiles seccionales de forma cerrada (*Zhang, Lv, et al., 2019*).

Los materiales compuestos FRP son una alternativa eficaz en el ciclo de vida de una estructura para reducir costos de instalación y mantenimiento por corrosión y productos químicos (Sidik & Irawan, 2020).

2.5 Desarrollo de puentes con materiales compuestos FRP

Las pasarelas totalmente compuestas enumeradas en la *Tabla 2-1* y *Tabla 2-2* se han realizado principalmente mediante una de dos tecnologías de fabricación: moldeo por transferencia de resina asistido por vacío (VARTM) o su variación estadounidense: proceso de moldeo por infusión de resina de compuestos Seemann (SCRIMP) y pultrusión. Las estructuras totalmente compuestas se han fabricado con vidrio, carbono, aramida, y otros compuestos de fibra, pero en la mayoría de los casos, las fibras de vidrio brindan la mejor relación calidad-precio (es decir, la capacidad de cumplir con los criterios de diseño requeridos al menor costo). La resina de ester de vinilo es la opción predominante para la matriz que une las fibras. Es rentable, pero duradera durante un largo tiempo de servicio (*Siwowski et al., 2018*).

Según la experiencia obtenida de la investigación mundial, los problemas más importantes en el comportamiento estructural de las pasarelas totalmente compuestas son: rigidez, resistencia máxima y modos de falla, así como características dinámicas debido a la superestructura liviana.

Tabla 2-1. Pasarelas FRP totalmente compuestas hechas de laminados sólidos y láminas sándwich

No	Nombre, Localización	Año	Tipo de estructura	Longitud de la luz y ancho (m)	Estructura FRP	Constituyente s FRP	Método de Fabricación	Observacion es
1	Peatonal Jiaoyuan, Chongqing, China	1986	Atirantado	L=2x11.3+27. 4, B=4.4	Vigas Cajón	Fibras de vidrio, Resina de poliester, núcleo de panal de abejas	Manual	Solamente la luz larga

No	Nombre, Localización	Año	Tipo de estructura	Longitud de la luz y ancho (m)	Estructura FRP	Constituyente s FRP	Método de Fabricación	Observacion es
2	Peatonal Chenjiawan, Chongqing, China	1988	Pórtico espacial	L=3x11.2, B=4.0	Viga Cajón, Tablero Sándwich	Fibras de vidrio, Resina de poliester, núcleo de panal de abejas	Manual	
3	Peatonal Guanyinqiao, Chongqing, China	1988	Pórtico espacial	L=4x19.2+4x9 .8, B=4.2	Viga Cajón	Fibras de vidrio, Resina de poliester, núcleo de panal de abejas	Manual	
4	Peatonal Luzhou, Sichuan, China	1988	Viga	L=13, B=4	Viga Cajón, Tablero Sándwich	Fibras de vidrio, Resina de poliester, núcleo de panal de abejas	Manual	
5	Harlingen, Holanda	1997	Viga	L=16, B=2	Lamina en forma de U	Fibras de vidrio, resina de poliester, núcleo PVC	Manual	El primer puente FRP en Holanda
6	Parque vía Okinawa, Japon	2000	Viga	L=19.7+17.2, B=4.5	Viga C, forma pultruida	Fibra de vidrio, Resina vinil ester	Manual, pultrisión	El primer puente FRP publico Japonés
7	Puente Halgavor, Bodmin, UK	2001	Suspendido	L=47, B=3.5	Viga Cajón	Fibra de vidrio, Resina de vinil ester	Manual, infusión	El primer puente FRP suspendido
8	Fredrikstad, Noruega	2003	Pórtico	L=56, B=3	Viga Cajón	Fibras de vidrio, fibras de carbono, resina de polyester, resina vinil ester, núcleo PVC, núcleo de madera de balsa	VARTM, manual	Puente basculante

No	Nombre, Localización	Año	Tipo de estructura	Longitud de la luz y ancho (m)	Estructura FRP	Constituyente s FRP	Método de Fabricación	Observacion es
9	Dronten, Holanda	2007	Losa	L=21.5, B=5	Placa sándwich (sistema infra núcleo)	fibras de vidrio, resina poliester, núcleo PUR	VARTM	El primer puente peatonal con sistema infra núcleo incorporado
10	Puente Stanislas, Delft, Holanda	2007	Viga	L=44 (cuatro luces, máx de 13.3)	Lamina en forma de U(sistema Ecosafe VS 100)	Fibra de vidrio, Resina vinil ester, núcleo de madera de balsa	VARTM	
11	ApATeCh, Moscú, Rusia	2008	Arco	L=22.6, B=2.8	Estructura sándwich (sistema EcoSafe A)	Fibras de vidrio, resina vinil ester, núcleo de madera de balsa	VARTM	
12	Bradkirk Blackpool, UK	2009	Viga	L=2x15, B=2	Lamina en forma de U	Fibra de vidrio, fibra de carbón, resina vinil ester, núcleo PVC	VARTM	Tecnología SPIRIT, Compañía Gurit
13	Almuñécar, Madrid, España	2010	Pórtico	L=44, B=3.5	Lamina en forma de U	Fibra de carbono, resina epoxi	VARTM	
14	Hartelhaven, Rotterdam, Holanda	2011	Armadura	L=2x15, B=1.5	Sistema sándwich (sistema InfraCore)	Fibra de vidrio, resina poliester, núcleo PUR	VARTM	El nuevo sistema de puentes Harbour
15	Pont y Ddraig, Rhyl, Gales, UK	2013	Atirantado	L=2x32, B=2x3	Lamina	Fibra de vidrio, fibra de carbono, resina epoxi	VARTM	Tecnología SPIRIT, Compañía Gurit

No	Nombre, Localización	Año	Tipo de estructura	Longitud de la luz y ancho (m)	Estructura FRP	Constituyente s FRP	Método de Fabricación	Observacion es
16	Ooypoort, Nijmegen, Holanda	2014	Arco	L=56, B=1.5	Lamina	Fibra de vidrio, resina vinil ester	VARTM	El puente FRP más largo del mundo
17	Kaponjärsbro n, Göteborg, Suecia	2016	Viga	L=11+34, B=3	Lamina, placa sándwich	Fibra de vidrio, resina polyester, núcleo PVC	VARTM	
18	Bissone y Melide, Suiza	2017	Pórtico espacial o cuasi armadura	L=18, B=1.36- 3.36	Vigas de forma compuesta gemelas	Fibra de vidrio, resina epoxi, núcleo PET y PUR	VARTM	Microorganis mos naturales, inspirado en esqueletos
19	Universidad Tecnológica Gdansk	2018	Viga	L=14, B=2.6	Lamina en forma de U	Fibra de vidrio, resina vinil ester, núcleo PET	VARTM	Estructura experimental

Tomada de (Siwowski et al., 2018).

Tabla 2-2. Pasarelas FRP totalmente compuestas hechas de formas pultruidas

No	Nombre, Localización	Año	Tipo de estructura	Longitud de la luz y ancho (m)	Estructura FRP	Constituyentes FRP	Método de conexión	Observaciones
1	Varias localizaciones en E.E.U.U y Canada	1987	Armadura	L=30, B=4.5	E.T. sistemas Tectónicos	Fibra de vidrio, resina poliéster	Pernos de acero galvanizado	El primer sistema FRP de forma pultruida usado en puentes a nivel mundial
2	Aberfeldy, UK (Escocia)	1992	Atirantado	L=25+63+25, B=2.23	Sistema ACCS	Fibra de vidrio, resina poliester, inhibidores UV	Adhesivo Tongue y groove	El primer sistema FRP de forma pultruida usado en

No	Nombre, Localización	Año	Tipo de estructura	Longitud de la luz y ancho (m)	Estructura FRP	Constituyentes FRP	Método de conexión	Observaciones
								puentes en Europa
3	Puente PWRI, Tsukuba, Japon	1996	Atirantado	L=4.5+11+4.5, B=2	Forma individual esforzada con tiras CFRP	Fibras de vidrio, resina epoxi	Pernos compuestos	Estructura experimental (no publica)
4	Clear Creek, Kentucky, E.E.U.U	1996	Viga	L=18.3, B=1.8	Sistema EXTREN	Fibra de vidrio, fibra de carbono, resina polyester	Pernos de acero	
5	Kolding, Dinamarca	1997	Atirantado	L=27+13, B=3.2	Sistema Fiberline	Fibra de vidrio, resina polyester	Pernos de acero, adhesivo	
6	Pontresina, Suiza	1997	Armadura	L=2x12.5, B=1.5	Sistema Fiberline	Fibra de vidrio, resina polyester	Pernos de acero, adhesivo	
7	Lleida, España	2001	Arco apoyado	L=38, B=3	Sistema Fiberline	Fibra de vidrio, resina polyester	Pernos de acero	
8	Wilcott, UK	2003	Atirantado	L=50, B=2.25	Sistema ACCS	Fibra de vidrio, resina poliester, inhibidores UV	Adhesivo Tongue y groove	
9	Schwerin, Alemania	2003	Atirantado	L=15+30, B=2.71	Sistema Fiberline, laminado GFRP	Fibra de vidrio, resina polyester, velo UV	Pernos de acero, adhesivo	El primer puente FRP Alemán
10	Chertanovo, Moscú, Rusia	2005	Armadura	L=41.4, B=3	Sistema Fiberline	Fibra de vidrio, resina polyester	Pernos de acero	
11	St Austell, UK	2007	Viga continua	L=5+14+6, B=1.45	Sistema ACCS, laminado GFRP	Fibra de vidrio, resina poliester, inhibidores UV	Adhesivo Tongue y groove	Sobre el ferrocarril

No	Nombre, Localización	Año	Tipo de estructura	Longitud de la luz y ancho (m)	Estructura FRP	Constituyentes FRP	Método de conexión	Observaciones
12	Afon Leri, Ynyslas, UK (Gales)	2009	Armadura continua	L=80 (longitud total), B=1.5	EXTREN, Safaplate, sistema Safaplank	Fibra de vidrio, resina polyester	Pernos de acero	Uno de los puentes FRP más largos del mundo
13	Dawlish, UK	2012	Armadura	L=18, B=1.8	Sistema ACCS, EXTREN, sistema Safaplate	Fibra de vidrio, resina polyester, resina epoxi, núcleo PVC	Adhesivo	Sobre el ferrocarril

Tomada de (Siwowski et al., 2018).

El desarrollo de puentes FRP en Indonesia, sigue los lineamientos de lo que se ha desarrollado para puentes vehiculares y peatonales en Estados Unidos en la década de 1980. Algunos de los de los aspectos que se deben tener en cuenta en los materiales FRP; es el deterioro debido al aumento de temperatura sobre todo con cargas de compresión y cortante, y la exposición por más de 3000 horas a los rayos ultravioleta, lo que es muy importante en países tropicales (Sidik & Irawan, 2020).

2.6 Desarrollo de puentes de emergencia

La mayoría de aplicaciones directas de compuestos FRP para puentes, es para tableros de tráfico vehicular, en otras aplicaciones debido a la falta de guías o códigos se realizó un uso mínimo de vigas totalmente compuestas como miembros principales para puentes vehiculares. Los materiales compuestos son frágiles en el sentido de ser linealmente elásticos hasta la falla, por eso se proponen sistemas combinados con materiales tradicionales como el concreto o el acero. En los Estados Unidos en 2003, ya había más de 1000 puentes peatonales FRP construidos, de modo que el Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (*USDA*) redacto una guía sobre puentes FRP y la *AASHTO* publico las especificaciones de la guía para el diseño de puentes peatonales FRP. Hasta los años 1990, la armada de los Estados Unidos desarrollo un puente militar compuesto (CAB) como una alternativa más ligera a los clásicos puentes de acero. En Canadá, se desarrolló un sistema de puente GFRP rápidamente desplegable con una alta capacidad de carga. En

Malasia, un puente portable usando materiales compuestos FRP fue diseñado para operaciones de rescate de desastres y defensa (*Hung et al., 2016*).

Varios departamentos estatales de *E.E.U.U.* desarrollaron secciones transversales de tableros innovadores con altas eficiencias de sección (flexión y corte) con materiales innovadores, y como resultado del proceso de diseño y fabricación, se obtuvieron tableros livianos con un costo de \$40 dólares por ft² en 2006 (*GangaRao*, 2016).

Los puentes hechos de compuestos FRP pueden ser puentes flotantes, puentes submarinos, incluso puentes plegables y desplegables. Los puentes flotantes requieren anclaje en el fondo del mar mediante cables que pueden ser de materiales GFRP debido a sus propiedades anticorrosivas. Los puentes plegables son adecuados para ser desarrollados con materiales compuestos (*Figura 2-3*). Un amplio rango de puentes móviles o peatonales ligeros se desarrollaron e implementaron en campo por ingenieros incluyendo Johannson y GangaRao (GangaRao, 2016).

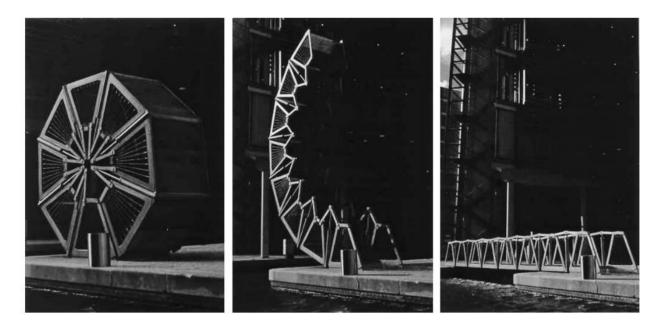


Figura 2-3. Puente plegable desarrollado con materiales compuestos (foto cortesía de "Bridges" julio-agosto.2005). *Tomada de* (GangaRao, 2016).

La armada de *E.E.U.U.* utilizo tecnologías avanzadas de puentes para mejorar la movilidad y capacidad de puentes de las fuerzas blindadas pesadas y los vehículos de emergencia.

La necesidad para desplegar rápidamente puentes ligeros llega a ser más importante hoy en día (GangaRao, 2016).

La armada de *E.E.U.U.* estuvo fuertemente involucrada en el desarrollo de un nuevo puente compuesto ligero hasta de 45 ft (13,7m) de luz para el tanque MLC de 70 a 100, para mejorar las tácticas de movilidad y rápido despliegue/recuperabilidad, el cual puede llevar múltiples puentes por lanzamiento con mínimo perfil de espesor. Kosmatka y su equipo condujeron una investigación pionera explorando el concepto de un puente militar totalmente compuesto (CAB). Se diseñó, analizó, y evaluó en laboratorio un CAB hecho de casi todo el diseño de grafito junto con el enfoque de fabricación SCRIMP. El resultado alentador fue el desarrollo de un puente compuesto prototipo que tenía un peso propio de 10,500 lb, lo que resulto en un ahorro de peso del 12,5% en comparación con el puente de aluminio del mismo tramo (*GangaRao*, 2016).

Las cerchas espaciales tienen una configuración compleja e hibrida, el cálculo de la rigidez a la flexión requiere mucho tiempo por el método convencional de la mecánica estructural, debido a esto se utiliza la simulación numérica como método principal. Hay muy pocos estudios existentes sobre métodos teóricos simplificados, por tal razón es necesario el desarrollo de modelos teóricos simplificados para el estudio de armaduras espaciales de FRP a gran escala (*Zhang, Li, et al., 2019*).

2.7 Desarrollos recientes para sistemas sándwich FRP

Varios investigadores contribuyeron a la investigación y el desarrollo de sistemas sándwich de FRP para fines estructurales y se centraron en mejorar los materiales del núcleo, ya sea mediante manipulación celular (CM), cara corrugada (CF), refuerzo de fibra (FR), disposición geométrica (GA), introducción de un sistema de capa intermedia (IL) o híbridos (H) para fabricar compuestos sándwich de mayor rendimiento (Manalo et al., 2017).

El material de núcleo solido con manipulación celular, utiliza la modificación química de la resina fenólica de origen vegetal para producir un material de núcleo liviano, pero de alta resistencia. El núcleo fenólico solido consiste en una resina de lignina patentada que contiene aproximadamente un 50% de bio-contenido. Se diseñó a propósito para una alta resistencia a la compresión y al corte para soportar las cargas concentradas típicas de los puentes y otros elementos estructurales. La investigación del comportamiento a flexión y

cortante de los sistemas sándwich con este material de núcleo indico que su resistencia y rigidez eran adecuadas para la ingeniería civil y la construcción.

Los paneles sándwich con piel corrugada ofrecen una mejor capacidad de corte y reducen el peso. Las vigas tipo sándwich corrugadas muestran una resistencia similar a los tradicionales sin arrugas, pero con un peso entre un 10% y 20% menor.

El panel sándwich compuesto reforzado con fibra tridimensional (3D) aumento el módulo de corte y la resistencia a la compresión a través del espesor del núcleo de espuma, pero disminuyo la resistencia a la tracción y rigidez de la piel como resultado de la ondulación creada por las fibras cosidas.

Se encuentran varios desarrollos para materiales de núcleo dispuestos geométricamente. Núcleo de un conjunto de bloques de madera de balsa de forma compleja con los granos orientados a 45° con resultados experimentales para el módulo de corte efectivo promedio de 30% más alto con una resistencia al corte similar a la balsa de grano final. Un concepto más simple para mejorar la rigidez al corte de los elementos de balsa en el que se pegaron pequeñas tiras de madera de balsa en ángulos de veta alterno mostro un incremento de aproximadamente cuatro (4) veces en la rigidez al cizallamiento cuando los granos se orientan a 45°.

La orientación geométrica de los paneles sándwich de FRP, influye en el comportamiento de vigas laminadas fabricadas uniendo los paneles sándwich en las posiciones horizontal y vertical. Se encontró que las vigas laminadas en posición vertical poseían un 25% más de resistencia a la flexión y alcanzaron una resistencia al corte superior en un 200% más que, en la posición horizontal mostrando un uso más eficiente. La introducción del revestimiento compuesto de fibra vertical inhibe el desarrollo de grietas por flexión y cizallamiento en el núcleo, lo que hace que los sistemas sándwich de FRP exhiban un comportamiento de falla dúctil.

La introducción de materiales de núcleo multicapa que involucra madera de balsa con diferentes densidades. De acuerdo a esto se estructura con madera de balsa de alta densidad en la parte superior, madera de balsa de baja densidad en las zonas menos esforzadas para minimizar el peso total. También se utilizan laminados intermedios en forma de arco entre las capas intermedias para aumentar aún más la rigidez y la resistencia.

Se podría lograr un tramo máximo de 19,0m de largo con puentes de losa sándwich con núcleo de balsa con un límite de deflexión de luz/500, si se integra un arco de FRP de carbono en el núcleo de madera de balsa.

La introducción de capas intermedias en sistemas sándwich puede mejorar el rendimiento. Para mejorar la resistencia al impacto se introducen una capa intermedia de madera contrachapada entre la piel y el núcleo de espuma PVC. También se introduce una capa intermedia de bambú para mejorar el comportamiento a flexión con el incremento del espesor de la capa de Bambú y se presenta un aumento significativo de la rigidez y la capacidad de carga debido a la buena unión de la capa intermedia de Bambú a la piel GFRP y el núcleo de madera de Paulownia.

La combinación de materiales para el núcleo de sistemas sándwich también mejora el rendimiento estructural. Se puede utilizar un núcleo de espuma de poliuretano de tres densidades y resistencias diferentes reforzado con bandas ortogonales de GFRP para aumentar la resistencia al corte de un techo sándwich de FRP. La introducción de nervaduras internas y/o exteriores en la dirección longitudinal que conecta el núcleo de espuma de poliuretano de baja densidad y la piel de GFRP, puede incrementar la resistencia y rigidez hasta en un 44-140% dependiendo de la configuración de la nervadura y se ha encontrado que se puede aumentar hasta 220% si las nervaduras tienen un espaciado óptimo de 2,93 veces el espesor del panel. Los paneles sándwich con núcleo de espuma de poliuretano y piel de fibra de vidrio tipo E de forma trapezoidal pueden ser un diseño viable para tableros de puentes (Mohamed et al., 2015).

2.7.1 Tableros de puentes y pasarelas con sistemas Sandwich FRP

Se presenta un nuevo concepto para un tablero de puente hibrido FRP ligero, con núcleo de concreto ligero y una capa delgada de concreto de alto desempeño para la piel a compresión y piel GFRP (Keller, Schaumann, & Vallée, 2007). El primer puente con tablero sándwich con núcleo de madera de balsa en Luisiana, consiste en una piel de acero de refuerzo de alta resistencia combinado con pieles GFRP biaxiales para lograr la rigidez a flexión requerida y el núcleo de madera de balsa con galgas de deformación de fibra óptica para monitorear el desempeño a largo plazo del tablero. Otro tipo de puente fue el tablero sándwich de pieles GFRP superiores e inferiores y un núcleo de espuma con bandas de

corte de fibra de vidrio en la cual las fibras de vidrio fueron orientadas en ángulos de \pm 45 $^{\circ}$ (Manalo et al., 2017).

Se utilizó un tablero de compuestos sándwich de FRP para reemplazar la losa de concreto deteriorada en un puente sobre Bennet's Creek en el condado de Steuben, New York. (Thomas, Jan, Julia, & Michael, 2014) desarrollaron e instalaron el primer tablero de puente sándwich de GFRP-madera de balsa en Suiza, al otro lado del rio Avancon en Bex. El nuevo puente ligero de dos carriles reemplazo un puente de concreto de un carril sin incrementar la carga total sobre los estribos de piedra. La plataforma sándwich estaba compuesta por tres paneles de láminas frontales de GFRP de 22mm de espesor y un núcleo de madera de balsa de 241 mm de espesor fabricado con el proceso de infusión al vacío. Las fibras de madera de balsa en el núcleo se orientaron perpendicularmente a las hojas frontales para proporcionar la resistencia requerida contra la indentación y el corte. Las conexiones de panel a panel y de plataforma a viga se fabricaron en el sitio mediante un proceso de infusión de adhesivo (Manalo et al., 2017).

Las vigas de puentes con sistemas sándwich están ganando interés. Vigas con sección cajón hibrida donde el alma está hecha de una construcción sándwich para evitar pandeo con una capa superior de concreto en el lado de compresión. Utilizando un concepto estructural similar en España, se construyó un nuevo puente FRP donde el alma consistía en paneles sándwich con núcleo de poliuretano y pieles de fibra de vidrio producidas mediante un proceso de laminado manual. Del mismo modo, las vigas del puente de Asturias en España tienen una sección transversal trapezoidal y se construye envolviendo un pre impregnado de fibra de carbono alrededor de un molde de poliuretano permanente, produciendo sistemas sándwich de puentes FRP (Manalo et al., 2017).

Se desarrollaron vigas de puente hechas de paneles sándwich de FRP en Australia para el reemplazo de vigas de madera deteriorada (*Figura 2-4*). Estas vigas incorporaron los paneles sándwich orientados en posición vertical para proporcionar la forma, resistencia al corte y núcleo estructural de la viga, mientras que los módulos híbridos que consisten en barras de refuerzo de acero fundidas en tubos de FRP pultruidos proporcionaron resistencia a la flexión y rigidez adicionales. Además, se utilizó un panel sándwich solido laminado con pegamento principalmente en los extremos de esta viga para la perforación e instalación de

las varillas de fijación y para resistir la alta fuerza de compresión/aplastamiento en esta ubicación.

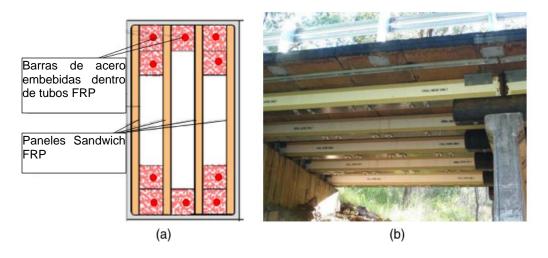


Figura 2-4. Vigas de puente con sistema sándwich FRP; (a) (datos de Van Erp y McKay 2012); (b) (imagen por Allan Manalo). *Tomada de* (Manalo et al., 2017).

Los modos de falla de los sistemas sándwich de FRP dependen principalmente de la naturaleza del material del núcleo, los núcleos de espuma comúnmente utilizados tienen baja resistencia y módulo de cizallamiento y compresión. Por lo tanto, muchos investigadores han dedicado esfuerzos significativos para desarrollar y/o modificar el material del núcleo para producir sistemas sándwich con rendimientos más altos. El refuerzo localizado y la introducción de fibras para mejorar las propiedades del núcleo de espuma implican un proceso complejo como el tejido o la tecnología de inyección, que puede incrementar aún más el costo de producción. También aumenta la cantidad de resina recogida durante el moldeo, lo que aumenta el peso del panel. La capa intermedia aumenta la cantidad del material utilizado, lo que aumenta el costo. La rigidez aumentada al utilizar una estructura de núcleo compleja se obtiene con un coste de mecanizado añadido y materiales desperdiciados. Estos aspectos importantes deben abordarse en el desarrollo de nuevos materiales de núcleo para avanzar en el uso de sistemas sándwich FRP en aplicaciones de ingeniería civil (*Manalo et al., 2017*).

El uso eficaz de los materiales de núcleo existentes se puede lograr colocando estratégicamente el núcleo de alta resistencia en lugares donde los niveles de esfuerzos son altos y el núcleo de baja resistencia donde son bajos. También combinando distintos

materiales de núcleo para lograr las características de rigidez y resistencias deseadas. De los sistemas sándwich actuales parece ser que el más prometedor son las nervaduras/bandas de FRP (núcleos híbridos), que es rentable y permite utilizar materiales de núcleo más baratos y de menor resistencia que ya están disponibles (Manalo et al., 2017).

Los investigadores reconocen el diseño y la fabricación de sistemas de unión fiables como el principal desafío en el desarrollo de estructuras compuestas de FRP. Una parte significativa de la tecnología actual de conexión de paneles sándwich se ha desarrollado para paneles sándwich estructurales secundarios o no estructurales. La lengüeta y la ranura combinada con la unión adhesiva ha demostrado ser efectiva como conexión de panel a panel para cubiertas de FRP pultruidas, y esto es un problema para los sistemas sándwich de FRP fabricados por VARTM y el proceso de laminado manual debido a tolerancias de dimensiones altas. Para unir paneles sándwich de FRP con núcleos de distintos materiales se debe tener cuidado con las discontinuidades y concentraciones de esfuerzos. También se deben evitar uniones mecánicas en sistemas sándwich con núcleos de espuma y madera de balsa, debido a su baja resistencia para conectarlos a vigas de puentes u otros sistemas. La investigación sobre el comportamiento global de los compuestos sándwich con conexiones de nodo hechas de secciones FRP debe evaluarse para determinar sistemas de conexión confiables entre paneles sándwich adyacentes y en las esquinas (Manalo et al., 2017).

La transmisión de sonido y el aislamiento térmico puede no ser un problema importante para los sistemas sándwich de FRP utilizados en infraestructura civil porque en esta aplicación, los materiales de núcleo grueso y de alta densidad se utilizan normalmente para una alta capacidad de carga.

La forma estructural de los compuestos sándwich influye en la fluencia. Esto se debe al comportamiento visco elástico no lineal de las espumas poliméricas, especialmente en altos niveles de carga prolongada en el tiempo, que es fundamental porque el diseño de sistemas FRP para infraestructura civil normalmente se rige por el diseño en servicio (deflexión).

La fatiga es un aspecto critico en el diseño de sistemas sándwich FRP bajo cargas repetitivas (Osgood 1982). (Hale & Amir, 2014) encontraron que es necesario limitar la carga máxima aplicada y esta no debería exceder el 35 y el 21% de la resistencia estática

ultima para los sistemas sándwich de FRP con nervios y el 30% y 45% para aquellos sin nervios en descarga completa y en carga completamente invertida, respectivamente para lograr una vida útil de fatiga de 2 millones de ciclos. (Thomas et al., 2014) realizaron ensayos de fatiga en vigas GFRP con núcleo de madera de Balsa a gran escala, con una junta adhesiva en el centro, para el puente Avançon bajo cargas al 10% y 60% de la carga de falla, y no mostraron signos de daños durante cinco (5) millones de ciclos que corresponde a una vida útil de 100 años del puente.

La durabilidad de los sistemas sándwich FRP depende de algunas variables como la temperatura elevada, la resistencia al fuego, la luz ultravioleta y la entrada de álcalis u otro liquido como algunas de las propiedades en servicio más importantes que deben tenerse en cuenta al utilizar materiales compuestos de FRP en aplicaciones de ingeniería civil. Las espumas se encogen a altas temperaturas, mientras que las láminas frontales se de laminan del núcleo interno como resultado de la absorción de humedad y esto afecta el comportamiento a flexión con reducciones considerables del módulo. Delaminación de la piel superior de una plataforma de puente sándwich de FRP expuesta a la luz solar directa y a las duras condiciones invernales como resultado de la conexión pequeña y relativamente frágil en la cara y el núcleo del panal. Para altas temperaturas, los compuestos de FRP pueden sufrir una disminución en la rigidez y la resistencia a medida que la resina/matriz que une las fibras se ablandará y dará como resultado la perdida de funcionalidad de la estructura.

Si no existen métodos de diseño y datos establecidos, es poco probable que los materiales basados en FRP se utilicen como material de construcción. Actualmente no existen normas ni disposiciones en Australia sobre los requisitos de resistencia y rendimiento de los sistemas sándwich de FRP. Se ha realizado investigaciones sobre métodos de análisis simplificados que son validados con resultados experimentales. Se debe tener en cuenta la degradación ambiental, la carga de fatiga, el efecto de la temperatura y el nivel de mantenimiento e inspección de las estructuras en servicio debe tenerse en cuenta en el desarrollo de métodos de diseño y procedimientos analíticos (*Manalo et al., 2017*).

Capítulo 3

Análisis estructural de materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras

En el presente capítulo se presentan las formulaciones y teorías básicas para el análisis y diseño estructural de laminados de materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras. Se toma gran parte de la información presentada en la tesis doctoral de (Reguera & Florencia, 2013).

3.1 Generalidades del diseño de vigas compuestas de pared delgada

Se está trabajando en la investigación del comportamiento estructural de los materiales compuestos para diversas aplicaciones gracias a las ventajas que presenta con respectos a los materiales compuestos, tales como el ahorro en peso, la gran resistencia a los agentes ambientales y la corrosión entre otras. Pero a grandes rasgos se puede decir que es un material versátil y complejo, debido a que pueden ser diseñados para una función y con propiedades previamente especificadas, pero la naturaleza y disposición de los componentes utilizados resulta en un comportamiento mecánico complicado.

El diseño de una pieza compuesta debe aprovechar de la mejor manera las propiedades de los materiales constituyentes, reforzando las zonas de mayores esfuerzos. Se debe seleccionar los materiales adecuados, y en el caso de laminados, el espesor, orientación de la fibras y apilamiento óptimo de cada lamina teniendo en cuenta el proceso de fabricación para garantizar la calidad final de la pieza.

Debido a la complejidad en la concepción de los materiales compuestos, no se pueden utilizar las técnicas de análisis y diseño de los materiales convencionales, para esto se debe definir el problema y las especificaciones del elemento a diseñar, porque el número de combinaciones es ilimitado y la experimentación resulta ser costosa. Actualmente se utilizan modelos matemáticos de optimización y métodos numéricos para predecir y simular su comportamiento y hasta el momento parecen ser las herramientas adecuadas para el diseño de piezas compuestas (Reguera & Florencia, 2013).

Es importante conocer el comportamiento estructural de las vigas de pared delgada y sus limitaciones con respecto a las solicitaciones a las que está sometida, para determinar los objetivos de diseño y las restricciones. Los desplazamientos, la resistencia, el pandeo global y local son aspectos relevantes en las vigas FRP.

3.2 Análisis estructural de vigas de pared delgada

Se han desarrollado muchos modelos analíticos para análisis de vigas de pared delgada con materiales compuestos teniendo en cuenta la inestabilidad global de la estructura y cargas de pandeo críticas para diferentes configuraciones de uso frecuente. La teoría de Vlasov se ha utilizado por presentar una solución analítica simple de gran valor practico para materiales compuestos en el caso de análisis de inestabilidad dinámica, vibraciones en estructuras fisuradas e identificación de daño (*Reguera & Florencia, 2013*). Para el caso de inestabilidad local de vigas de pared delgada se tienen formulas explicitas para obtener la carga critica de pandeo local.

3.3 Diseño óptimo de estructuras

Los procedimientos de diseño estructural convencional se basan en modelos determinísticos en base a problemas de optimización multiobjetivo para minimizar diferentes funciones. En la actualidad se está utilizando un enfoque de optimización bajo incertidumbre, tales como el diseño optimo basado en confiabilidad, el diseño optimo robusto, y el diseño optimo basado en el peor escenario posible y son formulaciones de optimización no determinísticas.

Las técnicas de optimización heurísticas son convenientes para analizar problemas de diseño estructural dado que se manejan en general variables discretas y presentan buen comportamiento cuando se trata de funciones multimodales, dentro de las más utilizadas se encuentran *Simulated Annealing* (SA), Algoritmo Genético (AG), Enjambres de Partículas y Búsqueda Tabú entre otras (*Reguera & Florencia, 2013*).

Existe interés en desarrollar estrategias de optimización hibridas con el fin de reducir y/o minimizar el costo computacional.

3.4 Mecánica de materiales compuestos

3.4.1 Ecuaciones constitutivas de una lámina de material compuesto

Se debe conocer el comportamiento del material, y una de las dificultades es determinar las propiedades efectivas del material compuesto a partir de las propiedades de las fibras y de la matriz. Los materiales compuestos son anisótropos, lo que genera que sus propiedades varíen de acuerdo a la dirección y posición consideradas. Para modelar el comportamiento mecánico de estos materiales se deben estudiar los mecanismos microestructurales entre los diferentes constituyentes. Así se obtiene un modelo micromecánico que representa al material como un homogéneo equivalente para determinar las propiedades elásticas de la lámina. Los nombrados modelos macromecánicos establecen las relaciones constitutivas de una lámina a partir de las propiedades efectivas mencionadas. Las relaciones constitutivas de tensiones y deformaciones de una la lámina de material anisótropo se pueden determinar a partir de la expresión (3-1):

Donde se necesita determinar las ventiuna constantes Q_{ij} para definir la relación constitutiva de tensiones y deformaciones. Sin embargo, es evidente que existen laminados multicapa de FRP donde hay múltiples capas ortótropas con dos planos de simetría ortogonales entre si y un tercer plano perpendicular a ellos. Se puede observar en la *Figura 3-1(b)* el sistema de referencia para una lámina ortótropa donde el eje x_1 está alineado en la dirección de las fibras y los demás ejes (x_2, x_3) normales y perpendiculares entre sí. En una lámina de material ortótropo no existe acoplamiento entre tensiones normales y deformaciones tangenciales, ni tampoco entre las distintas componentes de tensiones y deformaciones transversales. Debido a esto se deben determinar solo nueve constantes elásticas independientes lo que reduce la expresión (3-2) de la relación constitutiva entre tensiones y deformaciones:

$$\begin{pmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{23} \\ \tau_{13} \\ \tau_{12} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} Q_{11} & Q_{12} & Q_{13} & 0 & 0 & 0 \\ Q_{12} & Q_{22} & Q_{23} & 0 & 0 & 0 \\ Q_{13} & Q_{23} & Q_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & Q_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & Q_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & Q_{66} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_1 \\ \epsilon_2 \\ \epsilon_3 \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{12} \end{pmatrix}$$
 (3-2)

La anterior expresión corresponde a una lámina ortótropa unidireccional con los ejes orientados en el sentido del refuerzo como se muestra en la Figura 3-1(b).

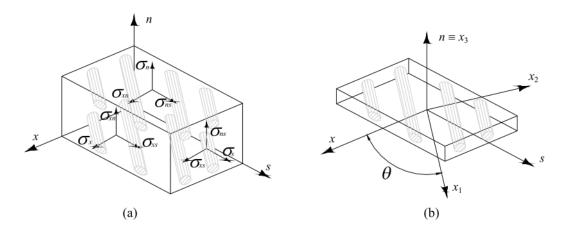


Figura 3-1. Sistema de referencia lamina ortótropa general. *Tomada de* (Reguera & Florencia, 2013).

Las láminas que constituyen un laminado multicapa tienen sus fibras orientadas en diferentes direcciones lo que ayuda a mejorar las propiedades estructurales del material. La colocación de las fibras en diferentes direcciones a los ejes principales del laminado exige la trasformación de los tensores de deformaciones y de tensiones cambiando la expresión (3-2). Como se puede ver en la *Figura 3-1 (b)* se puede establecer la relación de transformación del sistema de referencia del laminado (B: x, x, x) de la siguiente manera:

Así se puede obtener las constantes elásticas para las fibras orientadas en diferentes direcciones de acuerdo al Angulo θ con respecto al sistema de referencia principal del laminado realizando la transformación de los sistemas de referencia a través de la expresión (3-3) y la (3-2):

$$\begin{cases} \sigma_{xx} \\ \sigma_{ss} \\ \sigma_{nn} \\ \sigma_{sn} \\ \sigma_{xn} \\ \sigma_{xs} \end{cases} = \begin{bmatrix} \overline{Q}_{11} & \overline{Q}_{12} & \overline{Q}_{13} & 0 & 0 & \overline{Q}_{16} \\ \overline{Q}_{12} & \overline{Q}_{22} & \overline{Q}_{23} & 0 & 0 & \overline{Q}_{26} \\ \overline{Q}_{13} & \overline{Q}_{23} & \overline{Q}_{33} & 0 & 0 & \overline{Q}_{36} \\ 0 & 0 & 0 & \overline{Q}_{44} & \overline{Q}_{45} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \overline{Q}_{45} & \overline{Q}_{55} & 0 \\ \overline{Q}_{16} & \overline{Q}_{26} & \overline{Q}_{36} & 0 & 0 & \overline{Q}_{66} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{ss} \\ \epsilon_{nn} \\ \gamma_{sn} \\ \gamma_{xn} \\ \gamma_{xs} \end{pmatrix}$$
 (3-4)

3.4.2 Ecuaciones constitutivas de un laminado FRP

Un laminado FRP es unidireccional apilado en capas con fibras orientadas en distintas direcciones, y la secuencia de apilamiento define las propiedades mecánicas, de esta manera se establece la relación constitutiva entre las tensiones en el espesor y las deformaciones en la placa como se muestra en la expresión (3-5):

$$\begin{cases} N_{xx} \\ N_{ss} \\ N_{xs} \\ N_{sn} \\ N_{xn} \\ M_{ss} \\ M_{xs} \end{cases} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{16} & 0 & 0 & B_{11} & B_{12} & B_{16} \\ A_{12} & A_{22} & A_{26} & 0 & 0 & B_{12} & B_{22} & B_{26} \\ A_{16} & A_{26} & A_{66} & 0 & 0 & B_{16} & B_{26} & B_{66} \\ 0 & 0 & 0 & A_{44}^{(H)} & A_{45}^{(H)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & A_{45}^{(H)} & A_{55}^{(H)} & 0 & 0 & 0 \\ B_{11} & B_{12} & B_{16} & 0 & 0 & D_{11} & D_{12} & D_{16} \\ B_{12} & B_{22} & B_{26} & 0 & 0 & D_{12} & D_{22} & D_{26} \\ B_{16} & B_{26} & B_{66} & 0 & 0 & D_{16} & D_{26} & D_{66} \end{cases} \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{ss} \\ \gamma_{xs} \\ \gamma_{sn} \\ \kappa_{xx} \\ \kappa_{ss} \\ \kappa_{xs} \end{pmatrix}$$

Las constantes de rigidez del laminado A_{ij} , B_{ij} , D_{ij} , $A_{ij}^{(H)}$, se determinan integrando los coeficientes \overline{Q}_{ij} en el espesor con las siguientes expresiones (3-6):

$$A_{ij} = \int_{-\frac{e}{2}}^{\frac{e}{2}} \left(\overline{Q}_{ij}\right) dn = \sum_{k=1}^{N_L} \left(\overline{Q}_{ij}\right)_k (n_k - n_{k-1}) = e \sum_{k=1}^{N_L} \left(\overline{Q}_{ij}\right)_k (\tilde{n}_k - \tilde{n}_{k-1}),$$

$$B_{ij} = \int_{-\frac{e}{2}}^{\frac{e}{2}} \left(\overline{Q}_{ij}\right) n \, dn = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{N_L} \left(\overline{Q}_{ij}\right)_k (n_k^2 - n_{k-1}^2) = \frac{e^2}{2} \sum_{k=1}^{N_L} \left(\overline{Q}_{ij}\right)_k (\tilde{n}_k^2 - \tilde{n}_{k-1}^2),$$

$$D_{ij} = \int_{-\frac{e}{2}}^{\frac{e}{2}} (\overline{Q}_{ij}) n^2 dn$$

$$= \frac{1}{3} \sum_{k=1}^{N_L} (\overline{Q}_{ij})_k (n_k^3 - n_{k-1}^3) = \frac{e^3}{3} \sum_{k=1}^{N_L} (\overline{Q}_{ij})_k (\tilde{n}_k^3 - \tilde{n}_{k-1}^3), \dots$$
(3-6)

$$A_{ij}^{(H)} = \int_{-\frac{e}{2}}^{\frac{e}{2}} \left(\overline{Q}_{ij}\right) dn = \frac{5}{4} e \sum_{k=1}^{N_L} \left(\overline{Q}_{ij}\right)_k (\tilde{n}_k - \tilde{n}_{k-1}) - \frac{5}{3} e \sum_{k=1}^{N_L} \left(\overline{Q}_{ij}\right)_k (\tilde{n}_k^3 - \tilde{n}_{k-1}^3),$$

Siendo $\tilde{n}=n/e$. Las constantes B_{ij} corresponden al acoplamiento extensional-flexional, mientras que las constantes A_{ij} corresponden al comportamiento extensional y de corte en el plano de la placa, y las constantes D_{ij} corresponden al comportamiento fuera del plano de la placa, es decir flexional y torsional.

Un laminado es balanceado si para una capa orientada con la fibras en dirección $+\theta$ existe otra capa identica con las fibras en direccion $-\theta$. Para que un laminado sea simetrico debe haber una capa +n y otra identica -n. Un laminado *cross-ply* posee fibras orientadas unicamente a 0° y 90°, por lo tanto puede ser balanceada y simetrica o asimentrica.

Para laminados simetricos no hay acoplamiento extensional-flexional, por tanto los coeficientes $B_{ij}=0$. Ademas si el laminado es balanceado no hay acoplamiento extensional-corte y las constantes de rigidez A_{16} , A_{26} son nulas, y la relación constitutiva de la expresión (3-5) se modifica:

$$\begin{cases}
N_{xx} \\
N_{ss} \\
N_{xs} \\
N_{xn} \\
M_{xx} \\
M_{xs}
\end{cases} =
\begin{bmatrix}
A_{11} & A_{12} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
A_{12} & A_{22} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & A_{66} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & A_{44}^{(H)} & A_{45}^{(H)} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & A_{45}^{(H)} & A_{55}^{(H)} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{11} & D_{12} & D_{16} \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{12} & D_{22} & D_{26} \\
0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{16} & D_{26} & D_{66}
\end{cases}$$
(3-7)

3.4.3 Criterios de falla estática

Para los materiales compuestos se determina el estado límite de tensión a partir del cual sufre daño o una falla. Los criterios de falla polinomiales utilizan ecuaciones para describir la superficie de falla para un material anisótropo, no distinguen el tipo de falla ni la fase dominante de la fractura. Sin embargo, no tienen en cuenta fenómenos que puedan ocurrir en la interface entre la matriz y la fibra. Uno de los criterios más utilizados propuesto por *Tsai y Wu (1971)* se puede expresar de la siguiente manera:

$$F_{1}\sigma_{1} + F_{2}\sigma_{2} + F_{3}\sigma_{3} + F_{11}\sigma_{1}^{2} + F_{22}\sigma_{2}^{2} + F_{33}\sigma_{3}^{2} + F_{44}\tau_{23}^{2} + F_{55}\tau_{31}^{2} + F_{66}\tau_{12}^{2} + 2F_{12}\sigma_{1}\sigma_{2} + 2F_{13}\sigma_{1}\sigma_{3} + 2F_{23}\sigma_{2}\sigma_{3} < 1,$$
(3-8)

Donde $F_1, F_2, F_{11}, ..., F_{66}, F_{12}$ y F_{23} son parámetros de resistencia que dependen de las propiedades mecánicas del material y están dados por las siguientes expresiones:

$$F_{1} = \frac{1}{s_{1}^{+}} - \frac{1}{s_{1}^{-}}, F_{2} = \frac{1}{s_{2}^{+}} - \frac{1}{s_{2}^{-}}, F_{3} = \frac{1}{s_{3}^{+}} - \frac{1}{s_{3}^{-}}, F_{11} = \frac{1}{s_{1}^{+}s_{1}^{-}},$$

$$F_{22} = \frac{1}{s_{2}^{+}s_{2}^{-}}, F_{33} = \frac{1}{s_{3}^{+}s_{3}^{-}}, F_{44} = \frac{1}{(s_{23})^{2}}, F_{55} = \frac{1}{(s_{13})^{2}}, F_{66} = \frac{1}{(s_{12})^{2}},$$

$$F_{12} = -\frac{1}{2}\sqrt{F_{11}F_{22}}, F_{13} = -\frac{1}{2}\sqrt{F_{11}F_{33}}, F_{23} = -\frac{1}{2}\sqrt{F_{33}F_{22}}$$

$$(3-9)$$

Donde s_1^+, s_1^- son las resistencia a tensión y compresión en la dirección longitudinal de las fibras, s_2^+, s_2^- son las resistencia a tensión y compresión en la dirección transversal, s_3^+, s_3^- son las resistencia a tensión y compresión en la dirección normal. s_{12} es la resistencia al corte en el plano, s_{13} y s_{12} son las resistencias al corte interlaminares.

Para el caso de materiales transversalmente isótropos se tienen las siguientes expresiones de *Kollár y Springer (2003)*:

$$F_3=F_2$$
 , $F_{33}=F_{22}$, $F_{44}=2(F_{22}-F_{23})$, $F_{55}=F_{66}$
$$F_{12}=F_{13}$$
 , $F_{23}=-\frac{F_{22}}{2}$ (3-10)

Y La expresión (3-8) queda de la siguientes forma:

$$F_{1}\sigma_{1} + F_{2}(\sigma_{2} + \sigma_{3}) + F_{11}\sigma_{1}^{2} + F_{22}(\sigma_{2}^{2} + \sigma_{3}^{2}) + 2(F_{22} - F_{23})\tau_{23}^{2} + F_{66}(\tau_{31}^{2} + \tau_{12}^{2}) + 2F_{12}(\sigma_{1}\sigma_{2} + \sigma_{1}\sigma_{3}) + 2F_{23}\sigma_{2}\sigma_{3} < 1,$$
(3-11)

Con cierta aproximación se puede decir que la falla del laminado esta asociada con la falla de la primera lamina FPF(*First Ply Failure*), y respectivamente con la fractura de la matriz. Pero la falla no se produce si se cumple con la expresión *(3-8)*.

Se define la superficie de falla de la lamina a travez de un factor de seguridad R, y las cargas (con las componentes de tensión) deben ser multiplicadas por este factor para llegar a la falla del laminado. Se iguala a 1 la expresión (3-11) y se reemplazan las componentes de tensión en la superficie de falla ($\sigma_{ij}^f = R\sigma_{ij}$), el criterio Tsai-Wu puede expresarse de la siguiente manera:

$$aR^2 + 2bR - 1 = 0 ag{3-12}$$

Resolviento esta ecuación, se obtiene la siguiente expresión de R

$$R = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4a}}{2a}$$
 (3-13)

Donde,

$$a = F_{11}\sigma_1^2 + F_{22}(\sigma_2^2 + \sigma_3^2) + 2(F_{22} - F_{23})\tau_{23}^2 + F_{66}(\tau_{31}^2 + \tau_{12}^2)$$

$$+ 2F_{12}(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3) + 2F_{23}\sigma_2\sigma_3,$$

$$b = F_1\sigma_1 + F_2(\sigma_2 + \sigma_3).$$
(3-14)

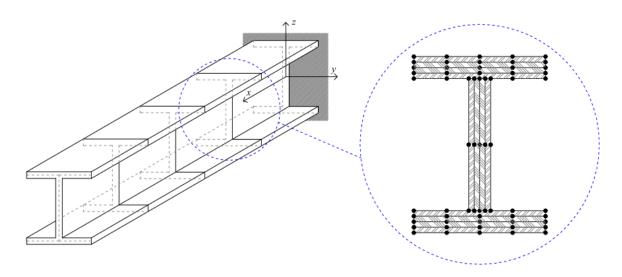


Figura 3-2. Esquema de los puntos donde se evalúa el factor de seguridad R. *Tomada de* (Reguera & Florencia, 2013).

La expresión (3-14) determina las componentes del tensor de tensiones $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \tau_{12}, \tau_{23}, \tau_{31})$ con respecto al sistema de referencia de la lámina (B: x_1, x_2, x_3). Las componentes se expresan en términos de las deformaciones principales a través de la expresión (3-2) y para el caso de materiales transversalmente isotrópicos la expresión será:

Siendo,

$$D = 1 - \nu_{23} - 2(1 + \nu_{23}) \frac{E_2}{E_1} \nu_{12}^2$$
 (3-16)

En la expresión (3-15) se introduce el vector de deformaciones expresado en el sistema de referencia de la lámina (B: x_1 , x_2 , x_3), el cual se puede denotar en términos de las deformaciones en el sistema curvilíneo de la siguiente manera:

Donde, $c = \cos \theta_k$ y s = sen θ_k

Las tensiones en el plano principal del laminado se evalúan a través del factor de seguridad R, en diferentes puntos en la parte superior e inferior a lo largo de la sección del laminado como se muestra en la *Figura 3-2*, para el caso de una viga compuesta en voladizo de sección transversal I, luego el valor que indica la falla del laminado es el mínimo valor de R encontrado.

3.4.4 Criterio de falla por fatiga (CT-HE)

Para el diseño de vigas compuestas sometidas a solicitaciones dinámicas es importante evaluar la resistencia a fatiga del laminado. Existe gran cantidad de modelos desarrollados para predecir la resistencia a fatiga y el tiempo de vida de laminados FRP. *Degrieck y Van Paepegem (2001)* realizan una completa revisión al respecto y clasifican los modelos en los siguientes tipos:

- ✓ Modelos de vida a fatiga: no consideran los mecanismos de degradación y los criterios de falla y utilizan curvas S-N, por lo tanto, requieren un gran trabajo experimental.
- ✓ Modelos fenomenológicos para la rigidez y resistencia residual: Proponen una ley evolutiva en función del deterioro gradual de la rigidez y la resistencia del laminado en términos de las propiedades macroscópicas.

✓ Modelos de da

ño progresivo: Proponen una ley evolutiva de degradaci

ón en t

términos de un da

ño especifico.

Para predecir la resistencia a fatiga de laminados FRP, uno de los modelos más utilizado es del Tsai-Hill extendido propuesto por Jen y Lee (1998a; 1998b). Este modelo de vida a fatiga para predecir las características de láminas unidireccionales puede ser utilizado satisfactoriamente en laminados cuasi-isotrópicos y laminados *cross-ply*. En este caso igual que en el análisis estático, se puede asumir que la falla de un laminado multi-direccional puede ser representado por la falla de la primera lamina. Para definir el criterio CT-HE primero se definen las expresiones de tensión a través de las siguientes relaciones:

$$R_1 = \frac{(\sigma_1)_{min}}{(\sigma_1)_{m\acute{a}x}}, R_2 = \frac{(\sigma_2)_{min}}{(\sigma_2)_{m\acute{a}x}}, R_{12} = \frac{(\tau_{12})_{min}}{(\tau_{12})_{m\acute{a}x}}$$
(3-18)

Luego, omitiendo el efecto de la frecuencia de carga,

$$\left(\frac{\sigma_1}{L}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{T}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_1\sigma_2}{L^2}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{\tau}\right)^2 = 1, si|R_1| \le 1, si|R_2| \le 1,$$
 (3-19)

$$\left(\frac{\sigma_1}{l}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{T}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_1\sigma_2}{l^2}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{\tau}\right)^2 = 1, si|R_1| \le 1, si|R_2| \le 1,$$
 (3-20)

$$\left(\frac{\sigma_1}{l}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{t}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_1\sigma_2}{l^2}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{\tau}\right)^2 = 1, si|R_1| \le 1, si|R_2| \le 1, \tag{3-21}$$

$$\left(\frac{\sigma_1}{L}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{t}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_1\sigma_2}{L^2}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{\tau}\right)^2 = 1, si|R_1| \le 1, si|R_2| \le 1,$$
 (3-22)

Donde L (N, R_1) y I (N, R_1) son las resistencias a fatiga de tracción y compresión en la dirección de la fibra, T (N, R_1) y t (N, R_1) son las resistencias a fatiga de tracción y compresión en la dirección transversal a la fibra, y τ (N, R_{12}) la resistencia a fatiga por corte, siendo N el número de ciclos. Estas resistencias deben ser determinadas experimentalmente y dependen del número de ciclos y las relaciones entre tensiones definidas en la expresión (3-18), y en particular cuando Ri es igual a 1 se habla de resistencia estática de la lámina.

3.4.5 Vigas de pared delgada: comportamiento estructural

El estudio de materiales compuestos involucra varios efectos no clásicos como la deformación por corte, existe un modelo teórico desarrollado por *Piovan (2003)* para tener en cuenta la deformación por corte debida a flexión y al alabeo por torsión no uniforme para materiales compuestos. El pandeo bajo carga es muy importante en estructuras de pared delgada porque puede generar inestabilidad y en muchos casos gobierna el diseño. Cuando una viga es cargada en su plano de simetría esta se flexiona en su propio plano hasta cierto nivel de carga, a partir del cual la viga empieza a rotar con respecto a su eje longitudinal lo que se denomina pandeo lateral-torsional como se puede ver en la *Figura 3-3*, y la carga al cual se presenta el pandeo se denomina carga critica de pandeo.

La inestabilidad local en vigas de pared delgada se produce por el pequeño espesor y reducida longitud y generalmente se presenta primero este fenómeno que la inestabilidad global. La falla por inestabilidad en una parte de la sección transversal es muy importante porque indica el inicio del proceso de falla de la membrana, por lo tanto, es importante su predicción para conocer la resistencia de la estructura. Se han desarrollado varias metodologías para calcular el estado límite de pandeo local, una de las más utilizadas consiste en modelar las alas y las almas de forma independiente considerando las conexiones entre ellas como se puede ver en la *Figura 3-4*.

3.4.6 Análisis estructural de vigas compuestas de pared delgada:

Teoría

Una de las teorías más utilizadas para analizar el comportamiento de vigas curvas y rectas de pared delgada construidas con materiales FRP es el principio de Hellinger-Reissner y considera la deformación por corte debida a flexión y alabeo no uniforme. Esta formulación es una extensión del modelo propuesto por *Cortinez y Piovan (2002, 2006)* para la consideración de vigas curvas de pared delgada sujetas a un estado arbitrario de tensiones iniciales, siendo estrictamente válida para laminaciones simétricas y balanceadas, ortótropas y *cross-ply*.

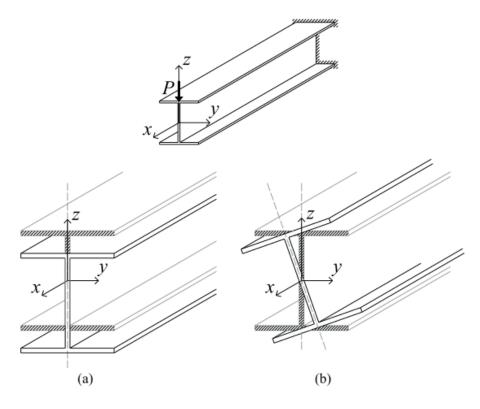


Figura 3-3. Pandeo lateral torsional en vigas compuestas. *Tomada de* (Reguera & Florencia, 2013).

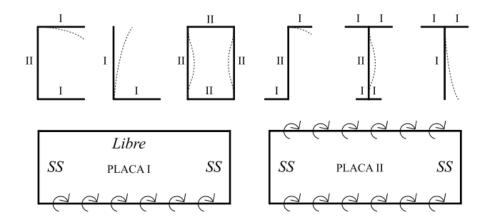


Figura 3-4. Configuración de secciones para análisis de pandeo local. *Tomada de* (Reguera & Florencia, 2013).

Capítulo 4

Desarrollo de puentes con materiales compuestos FRP

En el presente capítulo se presenta una recopilación breve de los principales puentes peatonales y vehiculares que han sido construidos con materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras que en la mayoría de los casos son híbridos con materiales convencionales con el acero y el concreto.

4.1 Puentes de armadura con perfiles FRP

En 2004, en la universidad técnica de Aquisgrán, Alemania, se propuso y desarrollo un innovador puente ligero de armadura de GFRP de 30m de luz para situaciones de emergencia. La estructura consta de perfiles pultrusionados GFRP, se realizó una investigación detallada especialmente en la selección de las técnicas de conexión. El puente de celosía GFRP (*Figura 4-1*) pesa 160 kN y soporta la carga de un camión de 400 kN (según la norma MLC40).

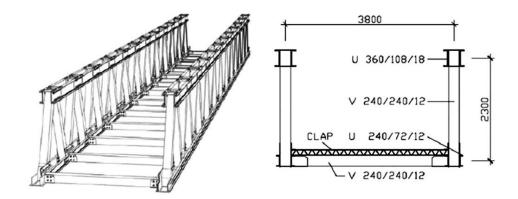


Figura 4-1. Vistas isométricas y sección transversal de puente de emergencia ligero GFRP. *Tomada de* (Blaga et al., 2015).

4.2 Conexiones de estructuras FRP

La concepción y el diseño de las conexiones para puentes desmontables presenta los inconvenientes de una distribución de esfuerzos no uniforme, resistencia y rigidez reducidas en comparación con conexiones permanentes. Para estructuras compuestas por perfiles FRP, el detallado de las conexiones sigue siendo basado en procedimientos para

estructuras de acero, lo que resulta en una reducida capacidad de estos perfiles por su naturaleza ortotrópica.

Se desarrolló una unión para un puente de armadura pretensado (*Figura 4-2*).Las conexiones de acero se fabricaron con piezas cortas de tubos de acero (f_y=250 Mpa), y a través de ensayos experimentales se determinó que se debe usar una camisa en acero entre los tubos GFRP y la conexión para dar confinamiento interno y externo para proveer una superficie de contacto más uniforme (Teixeira et al., 2014).

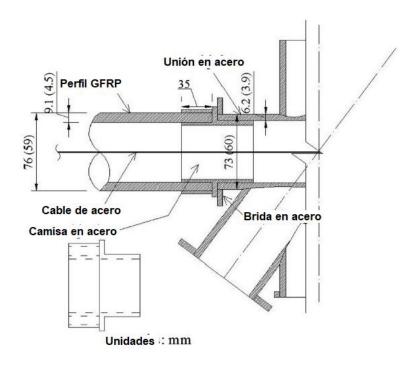


Figura 4-2. Unión en acero para armadura pretensada GFRP. *Tomada y traducida de* (Teixeira et al., 2014).

La literatura muestra que es difícil conseguir una junta resistente en exceso de materiales FRP siendo unidos con fijaciones mecánicas. (Yeh et al., 2015) utilizan conexiones pernadas de placas compuestas cortadas de vigas GFRP como se muestra en la Figura 4-3.

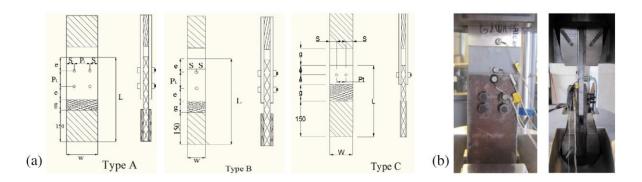


Figura 4-3. Ensayo de conexiones pernadas de placas GFRP. *Tomada y traducida de* (Yeh et al., 2015).

Los resultados del ensayo de las conexiones pernadas en placas GFRP muestran dos modos de falla, (1) modo de falla por capacidad: el comportamiento es dúctil y se presenta aplastamiento en las perforaciones, (2) modo de falla a tensión: el comportamiento es dúctil y se presenta agrietamiento a lo largo de la placa como se muestra en la *Figura 4-4*, de acuerdo a este ensayo se determina que es evidente que el paso longitudinal o transversal debe ser mayor o igual a cuatro veces el diámetro del perno (4d) para el alma y el ala de la viga GFRP.

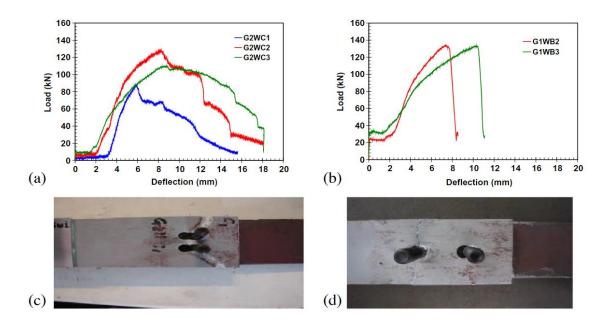


Figura 4-4. Curvas carga-deflexión y modos de falla de conexiones pernadas de placas GFRP: (a) carga deflexión de conexión tipo C (alma), (b) carga deflexión de conexión tipo

B (alma), (c) falla de soporte (G2WC1), y (d) falla a tensión (G1WB2). *Tomada de* (Yeh et al., 2015).

Para las conexiones pernadas de vigas GFRP en forma H se utilizan sujetadores de materiales compuestos y acero, se realiza un ensayo de flexión de cuatro puntos para encontrar la capacidad a momento de la conexión como se muestra en la *Figura 4-5*, a partir del ensayo se encuentra la curva carga-deflexión y se determina el módulo efectivo (20,03 Gpa) y el modo de falla de la viga es pandeo local de la aleta superior como se muestra en la *Figura 4-6*.

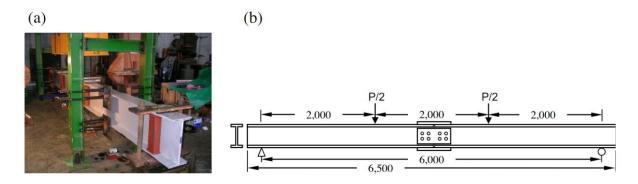


Figura 4-5. Ensayo de flexión de cuatro puntos de la conexión pernada para viga GFRP: (a) configuración del ensayo y (b) viga GFRP con conexión pernada (mm). *Tomada de* (Yeh et al., 2015).

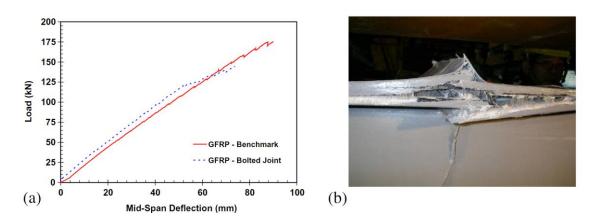


Figura 4-6. Curva carga-deflexión y modo de falla de la conexión pernada para viga GFRP: (a) curva carga deflexión y (b) modo de falla de la viga GFRP. *Tomada de* (Yeh et al., 2015).

El remachado por fricción (FricRiveting), es una técnica de unión innovadora para estructuras hibridas polímero-metal, desarrollada y patentada por Helmholtz Zentrum Geesthacht en Alemania. La unión se logra mediante la interferencia mecánica y soldadura por fricción; la energía de unión es suministrada por la rotación del remache metálico, en forma de calor de fricción (*Blaga et al., 2015*).

El proceso consiste en rotar un remache metálico cilíndrico insertándolo en una placa base polimérica, se genera calor por la alta velocidad de rotación y la presión axial, que forma una capa polimérica fundida alrededor de la punta del remache giratorio, como resultado del proceso habrá un aumento en el diámetro original del remache y la punta asumirá un patrón parabólico (*Figura 4-7*).

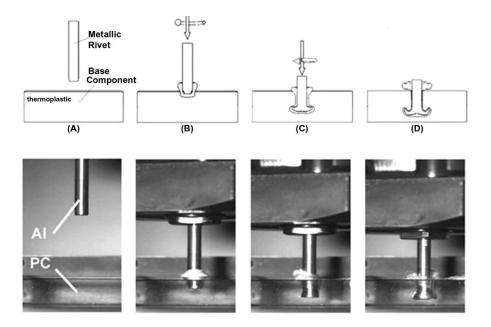


Figura 4-7. Vista esquemática del proceso FricRiveting. (A) posicionamiento de las partes a unir, (B) Alimentación del remache dentro del polímero (fricción). (C) Forjado de remache. (D) Consolidación de la Junta. Principales pasos para visualizar mejor una junta remachada por fricción de policarbonato/aluminio con un proceso filmado con una cámara de alta velocidad (Cortesía de C.F. Rodrigues, HZG, Alemania). *Tomada de* (Blaga et al., 2015).

El remachado por fricción combina las ventajas de la sujeción mecánica y la soldadura, con un adecuado diseño de las juntas los beneficios de este proceso son:

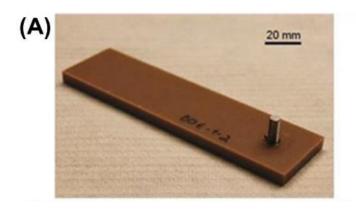
- Se necesita poca o ninguna preparación de la superficie
- No hay orificios pasantes obligatorios en las placas poliméricas
- Se pueden crear juntas herméticamente selladas
- La unión es independiente de la posición (horizontal/vertical)
- Número reducido de pasos del proceso y ciclos de unión cortos
- Se puede unir una amplia gama de materiales
- Maguinaria simple y de bajo costo disponible
- Son posibles las aplicaciones robóticas
- Buen comportamiento mecánico de tracción y cizallamiento de las juntas

El proceso es directamente aplicable a polímeros termoplásticos únicamente. Las uniones remachadas por fricción no se pueden desmontar.

Como materiales se utilizaron hojas laminadas de polieterimida reforzada con fibra de vidrio (GF-PEI) con un espesor de 6,2mm, que se seleccionó como material compuesto de materiales estructurales. Se utilizaron remaches de titanio de rosca M5 (paso de 4,6mm de diámetro) con una longitud de 60mm a partir de varillas extruidas de titanio grado 2. También se utilizaron láminas de aluminio AA 2198-T851 de 3mm de espesor para preparar muestras de cizalla traslapada con el fin de simular el papel de una placa de refuerzo o conexión de empalme en las futuras conexiones de vigas de celosía de puentes.

El equipo de remachado por fricción utilizado en Helmholtz Zentrum Geesthacht (HZG) consiste en un sistema de soldadura por fricción de alta velocidad RSM 400 (Harms & Wende GmbH & Co. KG, Hamburgo, Alemania). Este equipo funciona a velocidades de rotación de 6000 a 24600 rpm, presiones axiales de hasta 1,0 Mpa con remaches de hasta ø14mm.

Los ensayos de cizallamiento por solape se realizaron a una velocidad de deformación de 2 mm/min a temperatura ambiente (21 °C) en una maquina universal Zwick/Roell de 100 kN (*Figura 4-8*).



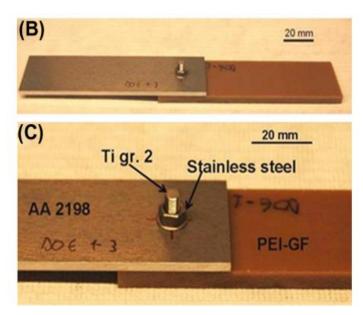


Figura 4-8. Procedimiento de ensamble del espécimen a cortante traslapado. (A) remaches de titanio son introducidos en la placa compuesta GF-PEI; (B) La perforación de las placas es traslapada dentro de elementos compuestos con remachado por fricción y finalmente la arandela y la tuerca son colocadas con una herramienta de torque; (C) Detalle de la vista del material base usado en el ensamblaje de componentes. *Tomada de* (Blaga et al., 2015).

Para la optimización de procesos y análisis estadístico se utilizó diseño de experimentos (DOE) y análisis de varianza (ANOVA) para evaluar el desempeño mecánico del proceso. Se seleccionó la fuerza cortante traslapada máxima (ULSF) como respuesta a la optimización del proceso mediante el método Taguchi.

Se registró la temperatura durante la unión del material matriz polimérico expulsado, en el área de contacto entre el remache y el polímero; debido a la baja conductividad térmica del polímero, se puede suponer que la temperatura media medida en el material flash ablandado es casi la misma que en la capa fundida de polímero alrededor de la punta del remache plastificado.

La viabilidad de FricRiveting para la combinación de materiales seleccionada se estudió investigando el historial de temperatura durante el proceso y el efecto de las temperaturas medidas en la microestructura de los dos socios de unión en el área de unión. Con tiempos de unión en FricRiveting de menos de 5s no hay riesgo de descamación y fragilizarían del titanio.

En el proceso de la evolución micro-estructural durante la inserción, el remache perfora la fibra de vidrio tejida, mientras que los trozos de fibras rotas y la matriz de PEI fundida se expulsan como material flash.

Al realizar el ensayo de cizallamiento de juntas hibridas GF-PEI/AA 2198/Ti Gr.2 en 36 muestras probadas, solo dos (experimento 1 y experimento 9) fallaron a través del tipo de falla del rodamiento en la placa polimérica, donde el remache se cayó de la placa inferior después de que el orificio se dañó debido a la falla del rodamiento. La mayoría de probetas fallaron por corte del eje en el remache metálico (*Figura 4-9*).

La influencia de los parámetros de unión estudiados se evaluó estadísticamente. Con el resultado de que el tiempo de unión (JT) y la velocidad de rotación (RS) son los parámetros con mayor influencia en la resistencia al cizallamiento traslapado en la combinación de materiales estudiada. La investigación indica que cuanto mayor es la deformación y la profundidad de inserción del remache, mayor es el rendimiento de anclaje del remache, lo que lleva a uniones más fuertes.

Se realizó una comparación de las uniones remachadas por fricción con uniones atornilladas ensayadas bajo condiciones análogas estándar. Se pudo obtener que las juntas remachadas por fricción en general tienen resistencias de carga hasta un 20% más que las uniones atornilladas.

Las conexiones atornilladas pueden ser aplicables para unir perfiles GFRP sin superficie curva (como placas, secciones SHS, etc.). Sin embargo, no son útiles en el caso de perfiles GFRP con secciones transversales circulares, debido al área de contacto mínima entre la cabeza del perno o entre la arandela y la superficie exterior circular de GFRP (Yang et al., 2015).

Otro tipo de conexión por unión adhesiva a tubos de acero dentro de cada extremo de los miembros tubulares circulares (CHS) GFRP, donde los extremos de los tubos de acero tienen una platina para permitir la conexión con otro miembro estructural usando pernos de acero. Este tipo de conexión previene la falla por cortante en las uniones atornilladas de elementos GFRP, porque no se hacen orificios para evitar concentraciones de esfuerzos. Esta técnica de procesamiento simple no requiere procedimientos de preparación complejos (p.e. tratamiento térmico, control de la presión, etc.) (Yang et al., 2015).

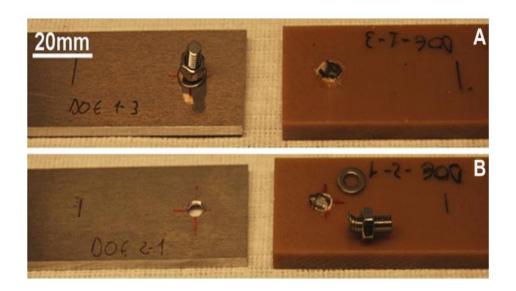


Figura 4-9. Modos de falla final. (A) Falla por capacidad en espécimen traslapado a cortante – condición 1, replica 3 (RS=8000 rpm, FT=700 ms, FOT=1200 ms, FP=0,6 Mpa, FOP=0,6 Mpa). (B) Falla de remache en espécimen a cortante – condición 2, replica 1 (RS=8000, FT=1200 ms, FOT=1850 ms, FP=0,6 Mpa, FOP=0,7 Mpa). *Tomada de* (Blaga et al., 2015).

La conexión utilizada en este caso corresponde a un conector de acero (tubo circular) con ranura para una platina de acero soldada (*Figura 4-10*). Se encontró experimentalmente que la sección sin ranura preferiblemente debe ser 120mm, donde se debe introducir el

perfil CHS GFRP dentro del tubo de acero sin ranura. El espesor de la línea de enlace llenando el espacio entre el conector de acero y el perfil CHS GFRP es de 1,5mm. Se consideran seis criterios de diseño para chequear la seguridad del conector de acero:

- La resistencia de la unión entre el conector de acero y el perfil CHS GFRP
- Resistencia de la soldadura de filete entre el tubo de acero y la cartela
- Resistencia a la fluencia del tubo de acero
- Resistencia a la fluencia de la cartela
- Resistencia al aplastamiento del perno sobre la cartela
- Resistencia a cortante de los pernos

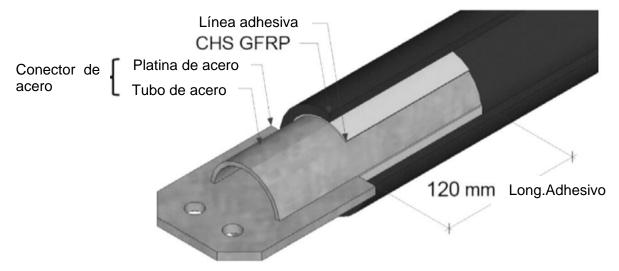


Figura 4-10. Conexión adhesiva entre conector de acero y perfil circular GFRP. *Tomada de* (Yang et al., 2015).

Los miembros estructurales son conectados mediante pernos a una platina nodal de conexión llamada conexión octatubo (*Figura 4-11*). Los miembros de los cordones se conectan a la placa base octagonal y los miembros del alma diagonales se conectan a las placas semi-octagonales. Para el chequeo de la conexión se verifican tres criterios de diseño:

- Resistencia a la fluencia de conexión nodal octatubo.
- Resistencia al aplastamiento de los pernos en la conexión nodal.
- Resistencia de la soldadura de filete entre la platina semi-octogonal.

Para el diseño de un puente de armadura desmontable ensamblado de perfiles FRP pultruidos, una técnica clave es concebir y diseñar conexiones apropiadas que pueden explotar las ventajas de alta resistencia y rigidez. Las técnicas usuales de empalme para perfiles FRP pultruidos son conexiones pernadas y adheridas. La capacidad de carga de estas técnicas básicas es baja y se aplican principalmente para paneles planos más que a perfiles tubulares. Se propuso una novedosa técnica para empalmar llamada conexiones dentadas pre-tensionadas (PTTC) (Zhang et al., 2017).

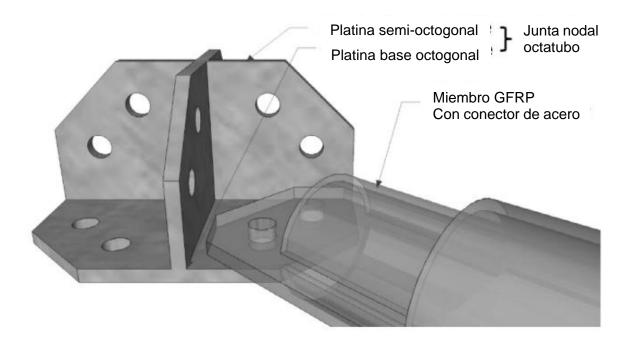


Figura 4-11. Conexión pernada entre la junta nodal octatubo y el miembro estructural. *Tomada de* (Yang et al., 2015).

4.2.1 Técnicas de unión para sistemas sandwich de FRP

Las uniones adhesivas se han utilizado ampliamente en conexiones a nivel de componente porque es más fácil de diseñar y proporciona valores de resistencia más altos que las conexiones atornilladas. La conexión de empalme – unión es un tipo de conexión en la que la placa de empalme se fija en la ranura en la parte superior e inferior de los materiales sándwich con un adhesivo. Los paneles individuales en los tableros de puentes instalados y evaluados se interconectan utilizando sistemas de ranura y lengüeta adheridos porque

proporciona una transferencia de carga más efectiva y una capacidad de resistencia a fallas mayor que la fijación mecánica (Manalo et al., 2017).

Las conexiones adheridas son más adecuadas para sistemas sándwich con núcleo de espuma de baja densidad para utilizar eficazmente la alta resistencia de las pieles de FRP, mientras que la conexión atornillada es más preferida para los sistemas sándwich con núcleo de espuma de alta densidad para lograr una junta de mayor capacidad. (Garrido, Correia, Keller, & Branco, 2015) desarrollaron e investigaron el comportamiento de una junta adhesiva en forma de Z para conectar paneles de plataforma sándwich adyacentes. Esta conexión se integra en los paneles sándwich durante la producción y se pega in situ.

4.3 Puentes permanentes con materiales compuestos FRP

4.3.1 Puentes vehiculares permanentes

Desde 1996, se han instalado más de 150 tableros de puentes de materiales compuestos FRP en carreteras estadounidenses y la mayoría todavía están en servicio. El puente de un solo tramo de la calle Market (64m, incluidos accesos) (*Figura 4-12* A-B), y detalles de la implementación de campo del puente Laurel Lick, un tablero FRP con estribos FRP, como se ilustra en la (*Figura 4-12* B-D). Una vez se instala el primer panel sobre las vigas con adhesivo y sujetadores mecánicos, se coloca junto al primer panel y los dos se aprietan para asegurar una buena unión y una transferencia de cortante completa. Para lograr un buen curado, el segundo panel se instala y se colocar una barrera de concreto para lograr estabilidad y una buena unión entre los paneles y el panel a la viga. Los puentes están siendo monitoreados para verificar su desempeño en servicio (GangaRao, 2016).

Existen muy pocos puentes de FRP que sean adecuados para cargas de tráfico pesado. También existen deficiencias en los puentes FRP totalmente compuestos como altos costos iniciales, baja rigidez (cuando se usa polímero reforzado con fibra de vidrio GFRP) y modos de falla frágiles. El uso más eficaz de los compuestos de FRP en aplicaciones estructurales es en forma de construcción hibrida con concreto. Los resultados obtenidos a partir de los datos experimentales y los análisis muestran que es posible diseñar y fabricar un compuesto hibrido de FRP-viga de concreto con la rigidez adecuada y aun así lograr el comportamiento "pseudoductil" más buscado necesario para las estructuras de puentes (Siwowski & Rajchel, 2018).

Se presenta el desarrollo de un proyecto I+D para demostrar el primer puente de carretera compuesto de FRP polaco, adecuado para las clases de carga de trafico más pesadas. Se propuso la innovadora idea hibrida de un sistema de puente de concreto y compuesto FRP (Siwowski & Rajchel, 2018).

El primer puente vehicular de FRP polaco está situado en la parte sureste de Polonia, cerca de Rzeszow, a lo largo de la carretera local sobre el rio Ryjak. Su capacidad de carga nominal es de 400 kN según la norma polaca para puentes. Se trata de un puente simplemente apoyado con una luz de 22m de largo y un tablero de 10,5m de ancho con una calzada de dos carriles de 3,5m de ancho y un andén 2m de ancho. La superestructura tiene cuatro vigas compuestas de FRP con losa de concreto de 0,18m de espesor (*Figura 4-13*).

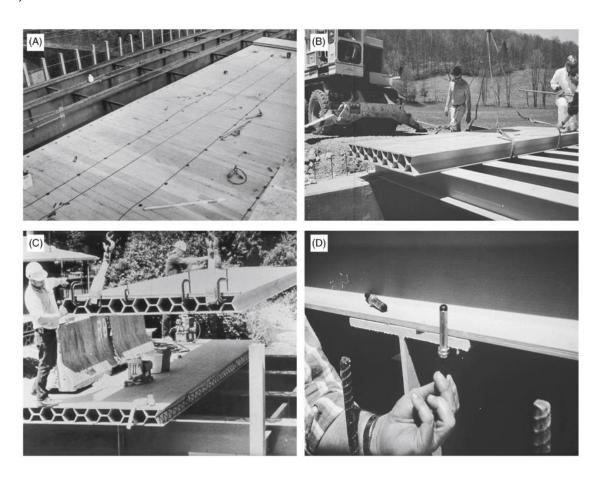


Figura 4-12. Implementación en campo de puentes compuestos FRP. (A) Puente Street Market, WV, Tablero FRP sobre vigas de acero, julio 2001. (B-D) Puente Laurel Lick,

Lewis Co, WV, Tablero FRP sobre vigas de acero, abril 1997 (fotos cortesía de CFC-WVU). *Tomada de* (GangaRao, 2016).

Las vigas en forma de U con almas ligeramente inclinadas, ancho máximo de 1550mm y profundidad de 1020mm. Cada aleta superior tiene 350mm de ancho y la aleta inferior del cajón tiene 735mm de ancho. Las aletas superiores y las almas tienen un grosor de aproximadamente 28mm y 23mm respectivamente, mientras que la aleta inferior tiene un grosor de 20mm. El laminado FRP de las vigas cajón está compuesto por matriz de resina epoxi y refuerzo de fibra de vidrio tipo E y carbono. Las aletas superiores están hechas de GFRP y la aleta inferior tiene una estructura hibrida CFRP/GFRP. Las bandas se fabrican como paneles sándwich con una capa de espuma de 15mm de espesor entre dos laminados de GFRP.

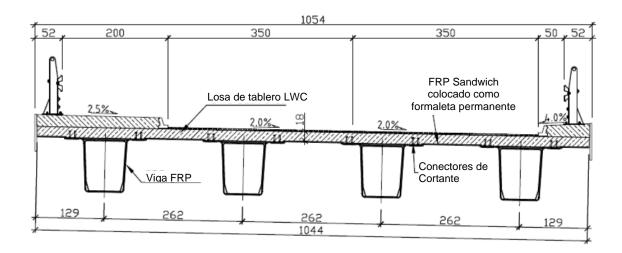


Figura 4-13. Sección transversal de la superestructura del puente [cm]. *Tomada de* (Siwowski & Rajchel, 2018).

Para aumentar la rigidez a la torsión de la viga y evitar el pandeo de sus almas, se colocaron seis diafragmas internos a lo largo de la viga construidos como paneles sándwich. La losa esta de hecha de concreto ligero LWC 35/38, reforzado con dos capas de armadura de GFRP de 12mm. La conexión de la losa a la viga se hace a través de conectores de corte de acero galvanizado que se sueldan a placas de acero pequeñas y se sujetan a las aletas superiores con adhesivo.

Las zonas de apoyo de las vigas FRP se rellenan de concreto para formar vigas transversales de apoyo y garantizar la rigidez transversal de todo el tramo.

El número de láminas de fibra de carbono se seleccionó de acuerdo con el análisis de elementos Finitos para garantizar la resistencia y rigidez requeridas de la viga más cargada. Las láminas del alma tipo sándwich constan de 10 capas de fibra de vidrio tipo E bidireccionales y una capa de espuma de PVC de 15mm entre ellas. Para los diafragmas internos se utiliza se utiliza ocho capas de fibra de vidrio E bidireccionales con una orientación de ± 45° y una capa de espuma de PVC en el medio con un espesor total de 30mm.

La construcción del puente en el sitio inicio en mayo de 2015 con la perforación de pilotes y el vaciado de los estribos de concreto (*Figura 4-14*). Después de colocar los apoyos de neopreno se hizo el montaje de las vigas FRP en dos (2) horas. Posteriormente se colocó la armadura de barras de GFRP y se fundió la losa de concreto ligero. Finalmente se construyó el andén, el pavimento y las barandas. Toda la construcción del puente se realizó en seis (6) meses (Siwowski & Rajchel, 2018).

El ensayo de carga estática se realizó con cuatro (4) camiones de 4 ejes con un peso nominal de 300 kN cada uno y un peso total de 1283 kN. Se obtuvo un desplazamiento elástico máximo de 30mm en el centro de la luz de la viga lateral y es solo un 57% del valor teórico y también es menor al admisible de 52,5mm (L/400). La deformación elástica máxima medida en la aleta inferior compuesta fue de 0,521 ‰ y constituye el 98% del valor teórico.



Figura 4-14. Prueba de carga del puente (izquierda) y puente completo bajo carga de servicio (derecha). *Tomada de* (Siwowski & Rajchel, 2018).

4.3.2 Puentes peatonales permanentes

4.3.2.1 Pasarela en Aberfeldy, UK

Esta pasarela se abrió el 3 de octubre de 1992 (Cadei, Stratford 2002, Harvey 1993). Cruzo el rio Tay en Escocia (*Figura 4-15*). A la fecha es la estructura atirantada, con una torre pórtico más larga hecha de materiales compuestos. La longitud de la estructura es 113,0m, hecho de una luz principal de 63,0m sobre el rio, y dos tramos a ambos lados de 25,0m. El tablero tiene un ancho total de 2,12m y es soportado por 4 pilas de 5 cables atirantados anclados de aramida anclados a los muertos. El peso total del puente es 145 kN. El tablero y las torres están hechas de componentes modulares pultruidos de fibras de vidrio tipo E y resinas poliéster isoftalico (Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017).

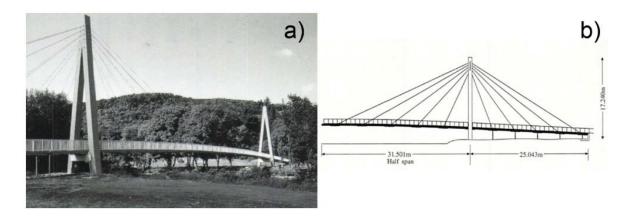


Figura 4-15. Pasarela en Aberfeldy, UK: a) Vista, b) Mitad de la elevación de la estructura; (fuente: Harvey 1993). *Tomada de* (Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017).

4.3.2.2 Puente peatonal y de ciclistas en Kolding, Dinamarca

Este es el primer puente compuesto en Escandinavia (*Figura 4-16*), y se abrió el 18 de junio de 1997. El puente lleva tráfico de peatones y ciclistas sobre una ocupada línea de ferrocarril. Esta estructura atirantada tiene una longitud de 40,3m, incluyendo una luz principal de 27,0m. La torre sola tiene 18,5m de altura. El puente se construyó de 12 diferentes perfiles pultruidos estándar y está equipado con 8 cables de anclaje. El peso total del puente es de 120 kN. La instalación se realizó en 3 noches (Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017).

4.3.2.3 Puente peatonal en Lleida, España

Se construyó para cruzar una calzada ya existente (*Figura 4-16*), una línea de ferrocarril y la nueva línea de tren proyectada de alta velocidad entre Madrid y Barcelona. Este puente arco atirantado peatonal tiene una luz de 38,0m, altura de 6,2m y el tablero tiene un ancho de 3,0m. El puente esta hecho de perfiles GFRP pultruidos. Las juntas usan soportes y pernos en acero inoxidable. El peso total es aproximadamente 190 kN. El proceso de fabricación demoro tres meses y se montó en una grúa solo en tres horas (Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017).

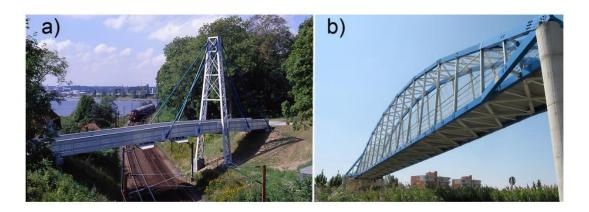


Figura 4-16. a) Pasarela de peatones y ciclistas en Kolding, Dinamarca y b) en Lleida, España (fuente: www.fiberline.com). *Tomada de* (Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017).

4.3.2.4 Puentes peatonales de armadura

Los puentes de armadura son los ejemplos de aplicaciones típicas de perfiles pultruidos. Los proyectos en estructuras de acero con perfiles laminados en caliente y conformados en frio son transferidos a estructuras compuestas. Los ejemplos son el puente EXPO en Lisboa, Portugal el cual tiene una longitud de 30,0m y peso de 62 kN y el puente Harbour en Noordland, Holanda, tiene 13,5m de longitud (Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017) (*Figura 4-17*).



Figura 4-17. a) Puente EXPO en Lisboa, Portugal (fuente: www.gurit.com) y b) Puente Harbour en Noordland, Holanda (fuente: Daniel, 2003). *Tomada de* (Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017).

4.3.2.5 Pasarela en Moscú, Rusia

La pasarela en arco está ubicada en el parque "50 años de Octubre" y es el primer puente en Rusia hecho con la tecnología de infusión al vacío (*Figura 4-18*). Consiste de una luz de arco central de 22,6m y dos vigas laterales. El ancho es 2,8m y pesa 50 kN. Todas las partes excepto las bisagras de acero y los sujetadores de baranda están hechas de compuestos (Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017).

4.3.2.6 Puente Bradkirk en Kirkham, Reino Unido

Es una estructura monocasco moldeada totalmente compuesta, la cual fue fabricada con epoxi Sprint fuera de autoclave patentado por (Dos Santos & Mohan, 2011) (*Figura 4-18*). La estructura comprende de dos luces de 12m y dos accesos. Cada luz pesa 16 kN. El puente localizado sobre el ferrocarril, reemplazo un puente metálico. La instalación demoro únicamente seis horas (Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017).

4.3.2.1 Puente del Dragón sobre el puerto de Rhyl en el norte de Gales, Reino Unido

Este puente levadizo sirve como cruce adicional para peatones y ciclistas que cruzan el rio Clwyd, cada tablero es de 30,0m de longitud y pesa 80 kN. La estructura principal es tipo Sandwich con láminas reforzadas con fibras de vidrio y carbono (Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017).



Figura 4-18. a) Puente Arco en Moscú, Russia (fuente: www.apatech.ru) y b) Puente Bradkirk en Kirkham, UK (fuente: propia). *Tomada de* (Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017).

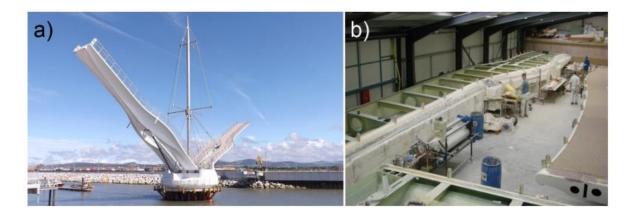


Figura 4-19. Puente sobre el puerto Rhyl en el Norte de Gales, Reino Unido a) Vista, b) Producción del tablero; (fuente: www.plastics.gl). Tomada de (Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017).

4.3.2.2 El puente peatonal Ooypoort conectando Nijmegen a Ooijpolder, Dinamarca

Puente peatonal compuesto GFRP abierto el 27 de febrero de 2014 (*Figura 4-20*). La estructura de 56m de luz se encuentra entre los puentes compuestos más largos del mundo. Fue diseñado para acomodar casas flotantes incluso en casos de niveles altos de agua. Todas las partes compuestas de la estructura fueron producidas por infusión al vacío. Sus dimensiones producidas forzosamente en tres secciones fueron secuencialmente unidas (Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017).

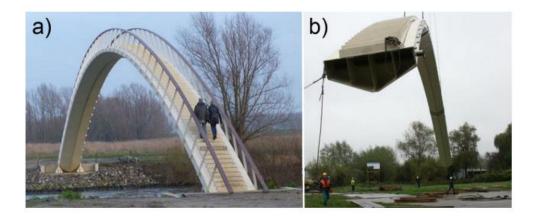


Figura 4-20. Puente peatonal Ooypoort conectando Nijmegen a Ooijpolder, Dinamarca: a)

Vista, b) Instalación de pasarelas; (fuente: www.compositeworld.com). Tomada de

(Pyrzowski & Miśkiewicz, 2017).

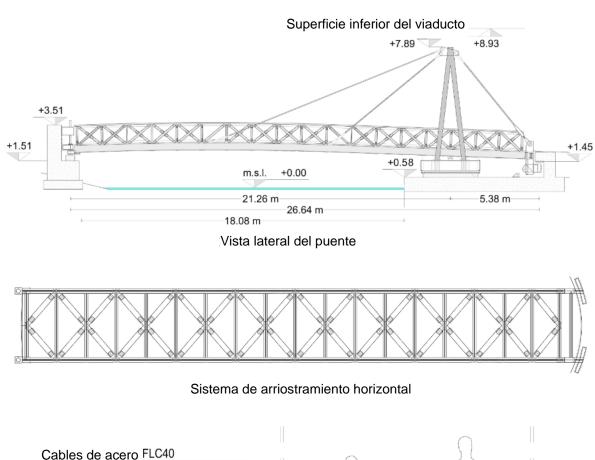
4.3.2.3 Estudio de viabilidad de un puente móvil FRP-Acero

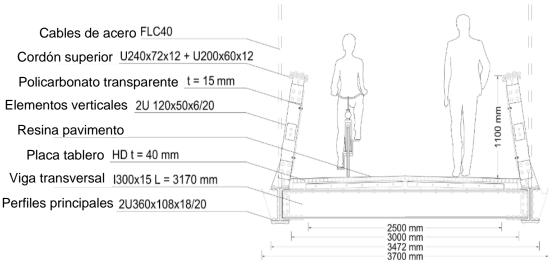
El puente proyectado cruzara el canal Navicelli en Pisa, Italia. Este canal artificial conecta la ciudad de Pisa con el puerto marítimo de Livorno. La estructura proyectada será el remplazo de un puente flotante temporal existente, de esta manera se garantiza el cruce de peatones y ciclistas (Alocci & Valvo, 2019).

De acuerdo a los requerimientos del cliente, el puente debe ser movible, para garantizar el tráfico marítimo en el canal. Por tal razón se escogió un mecanismo cinemático oscilante con un estribo adicional en el costado de la Darsena Pisana.

La estructura proyectada será un puente atirantado asimétricos con una torre y tres (3) pares de pendolones. La longitud total del puente será de 26,64m, la longitud máxima del vano será de 21,26m y el ancho útil será de 2,50 m (*Figura 4-21*).

Las barandas son elementos estructurales primarios que funcionan como armaduras planas, y tienen una ligera inclinación en el plano vertical para permitir el anclaje de los pendolones directamente al alma de las vigas longitudinales. En el plano horizontal, el tablero tiene un sistema de arriostramiento para soportar cargas horizontales.





Sección transversal del tablero del puente

Figura 4-21. Vista lateral, sección transversal y planta del puente en el canal Navicelli. *Tomada de* (Alocci & Valvo, 2019).

El tablero del puente está compuesto de perfiles y láminas pultruidas de GFRP. Los principales elementos estructurales son dos vigas longitudinales con sección doble canal.

La baranda también está compuesta en sus elementos del cordón superior, verticales y diagonales por secciones doble canal. El sistema de arriostramiento horizontal estará formado por perfiles con sección de canal. Los perfiles pultruidos fueron suministrados por Fiberline Composites A/S, con la especificación E23 según EN 13706-2: 2002 [32].

La torre es de acero convencional para asegurar la rigidez requerida frente a cargas verticales y laterales, así como fenómenos de pandeo global. La torre está compuesta por dos partes unidas por un perfil de sección IPE 600 con una conexión central pernada y dos perfiles inclinados de sección cajón rectangular RHS 500x300x12,5. Los pendolones están compuestos por alambres de acero enrollados en espiral con un diámetro de 40mm. Las conexiones entre elementos GFRP se realizan con pernos y platinas de acero inoxidable.

Un problema de diseño importante en los puentes atirantados de FRP, es que los pendolones no tienen suficiente tensión y son susceptibles a la deformación en la dirección transversal debido al efecto de Dischinger (Croce, 2013). Para el puente proyectado se tensionaron los pendolones antes de instalar las diagonales de la baranda lo que introduce fuerzas axiales adicionales en los pendolones una vez terminada la construcción.

También se deja una contraflecha en el plano vertical para compensar deformaciones. El cordón superior y los elementos diagonales esta pretensados para evitar fenómenos de pandeo lateral.

El análisis estructural se realizó utilizando el método de elementos finitos (FEM) a través del programa comercial SAP 2000. Se utilizaron un total de 499 elementos FRAME unidireccionales para los perfiles GFRP y de acero, y elementos CABLE, para los pendolones. Las conexiones entre perfiles se modelaron con elementos LINK rígidos. Los apoyos móviles se modelaron con resortes lineales.

Se realizó un análisis estático no lineal para la etapa de ensamblaje y tensionamiento de los pendolones. Los análisis posteriores se realizaron asumiendo una respuesta lineal, pero con la matriz de rigidez del análisis anterior.

Se realizaron análisis modales dinámicos para estudiar las vibraciones libres del puente tanto en la configuración cerrada como abierta. Los análisis estáticos consideraron todas las cargas especificadas por el Eurocodigo 1 Parte 2 (EN 1991-2:2003) y la normativa

italiana (NTC 2008. D.M. LL.PP. 14/01/2008). En particular, se consideró la carga viva peatonal como una carga uniformemente distribuida de 5,0 kN/m².

La relación de la rigidez extensional aparente frente a la nominal, EA*/EA, es aproximadamente el 100%, lo que justifica el análisis linealmente elástico posterior a las etapas de ensamblaje y posterior tensionamiento.

Se realizó el análisis dinámico para la configuración cerrada y abierta, con buenos resultados para los modos de vibración principales, por ejemplo, el primer modo de vibración tiene una frecuencia natural en el plano vertical de (6,36 Hz), que es superior a 5 Hz, y esto ayuda a evitar problemas de resonancia debido al tránsito peatonal.

Las relaciones de verificación máximas, se definen como la relación entre las fuerzas de diseño (demanda) y las resistencias (capacidad). Los chequeos ULS de los miembros en compresión muestran resultados similares con las diferentes normas. Los chequeos contra compresión y flexión combinadas se aplica dos veces el coeficiente de seguridad. Como resultado, las relaciones de verificación son las máximas.

Para las conexiones, el modo falla de la articulación se verifica con el tamaño. Debido a la complejidad de algunas conexiones se verifico la interferencia entre pernos y la accesibilidad a las platinas.

Los chequeos del estado limite último de servicio incluyeron desplazamientos y deformaciones.

El peso total del tablero del puente resulta ser de 110 kN, incluidos los elementos no estructurales. Debido al bajo peso se requiere, un motor eléctrico de 3 kW suficiente para transmitir el par requerido al mecanismo de balanceo. El tiempo estimado de apertura es de unos 3 minutos.

Capítulo 5

Modelos experimentales y numéricos de puentes con materiales compuestos FRP

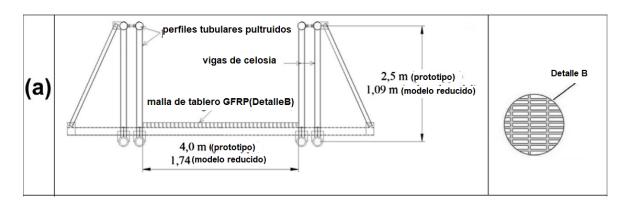
En este capítulo se muestran los trabajos más relevantes sobre la investigación de prototipos experimentales y numéricos de puentes de emergencia y permanentes con soluciones de materiales compuestos FRP e hibridas FRP-Acero o FRP-Concreto.

5.1 Ensayos experimentales

5.1.1 Prototipos para puentes vehiculares

5.1.1.1 Puente de armadura FRP a escalada reducida de 30m

En Brasil se desarrolló un prototipo experimental de un puente de 30m de luz, compuesto por un tablero en lamina GFRP soportada por dos vigas de celosía principales pretensadas como se muestra en la *Figura 5-1*. El trabajo consistió en realizar el ensayo de la viga de celosía a una escala reducida de 1:2,3 de acuerdo con la teoría de la similitud física (Teixeira et al., 2014).



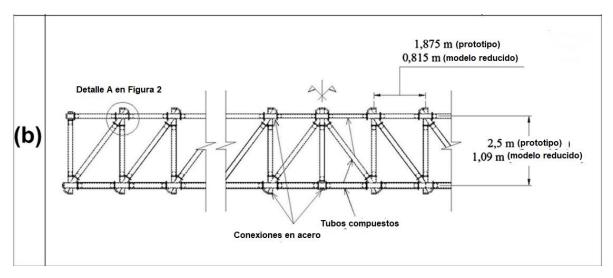


Figura 5-1. (a) Sección transversal del puente, (b) Esquema de la viga de armadura. *Tomada y traducida de* (Teixeira et al., 2014).

Se utiliza un par de vigas de celosía GFRP para asegurar la rigidez a flexión, la estabilidad lateral, y mejorar el módulo de elasticidad longitudinal del GFRP (bajo en comparación con el acero). La viga de celosía típica fue concebida para ser ensamblada con cada uno de sus componentes (tubos, conexiones, cables de pretensado), y pueda ser transportada fácilmente. Se utilizaron perfiles estructurales tubulares circulares compuestos pultruidos para la viga de celosía. Los perfiles de pared gruesa tienen mayor cantidad de refuerzo de fibras de vidrio en la dirección longitudinal presentando un comportamiento ortotropico ideal en elementos de armadura sometidos a fuerzas axiales. Se realizó pretensado de todos los miembros para evitar fuerzas de tensión durante el montaje y vida útil del puente. Los cables de acero pretensado se instalan antes de colocar las conexiones mediante tubos internos, y la superficie de contacto es mediante una brida.

El proceso de montaje inicia con la ubicación de todos los componentes sobre una superficie plana, después la instalación de un cable de acero de 8mm de diámetro para el pretensado inicial y así evitar fuerzas de tensión durante el proceso de montaje. Después se ubica la viga sobre los soportes y se aplica un pretensado adicional sobre el cordón inferior para la configuración de carga y la aplicación de dos cargas concentradas simétricas en el cordón inferior. Se realizaron cuatro ensayos diferentes sobre la viga simplemente apoyada de 13m de luz, y en cada ensayo se revisó el modo de falla y se reemplazaron los elementos de cordón superior que fallaron.

Como se muestra en la *Figura 5-2* se presenta el esquema de los ensayos. En el ensayo 1 se aplicaron dos ciclos de carga, todos los extremos de los tubos se reforzaron con un material compuesto aplicado manualmente, el ensamblaje en las conexiones se realizó con la ayuda de empalmes con tubos compuestos. En el ensayo 2 se aplicaron cuatro ciclos de carga y algunas conexiones fueron reemplazadas por empalmes en acero para los cordones superior e inferior. Para las conexiones de los dos vanos centrales se adoptaron empalmes de acero (*Figura 4-2*). En el ensayo 3 y 4 se aplicó un ciclo de carga, el número de empalmes en acero en el cordón superior se incrementó.

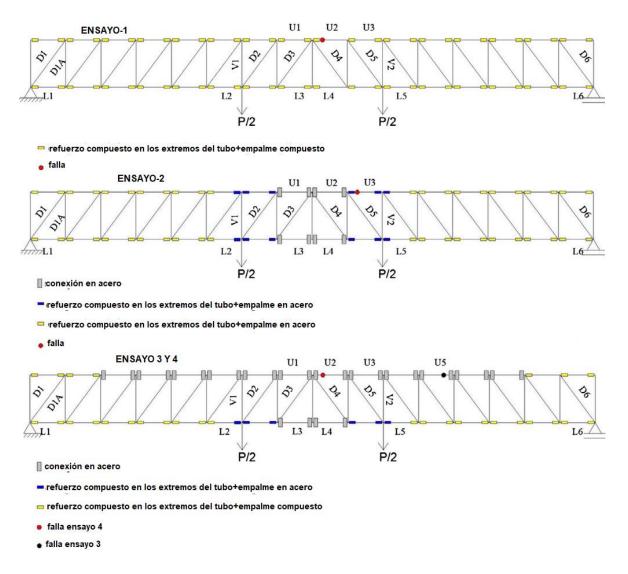


Figura 5-2. Esquema de conexiones y ensayos para puente prototipo. *Tomada y traducida de* (Teixeira et al., 2014).

En los ensayos 1,2 y 4 se presentó la falla por aplastamiento axial de un miembro del cordón superior en la sección media de la viga, y en el ensayo 3 se presentó el colapso anticipado por falta de ajuste en el sistema de pernos del arriostramiento lateral.

Los resultados muestran que la mejora en las conexiones colocando camisas de acero entre los perfiles GFRP y las juntas de acero representa un incremento en la carga de colapso del 88,8% del ensayo 4 (45,7 kN) en comparación al ensayo 1 (24,2 kN), disminuyendo la excentricidad constructiva en las fuerzas de compresión y aumentando la carga de colapso del cordón superior. Como se utilizó un modelo a escala reducida se puede estimar que la escala de fuerza es el cubo de la escala de longitud en el prototipo a escala real, con una carga de colapso P de 556 kN (2.33x45,7).

El desplazamiento vertical en el centro de la luz de la viga $\delta_{\rm M}$ para el último ciclo de carga en cada ensayo, muestra un comportamiento lineal hasta $P\cong 25~kN$. Para la máxima carga aplicada la relación del desplazamiento a la luz de la viga fue de 1/210, lo que muestra que el diseño del prototipo se rige por el estado límite de servicio.

Como se puede ver en la Figura 5-2, los elementos con mayores esfuerzos axiales con el incremento de la carga \bar{P} se denotan como U1 y U2 para el cordón superior (aumento de las fuerzas axiales de compresión), L3 y L4 para el cordón inferior (disminución de las fuerzas de pretensado), D6 para las diagonales (aumento de fuerzas axiales), y V1 para verticales (disminución de fuerzas axiales).

5.1.1.2 Puente atirantado auto-anclado asimétrico con tablero de vigas FRP de 20m

En Taiwan se diseñó un puente temporal móvil que es plegable, estirable, y fabricado con aluminio utilizando métodos de optimización de esfuerzo base (Yeh et al., 2015).

Para el diseño conceptual de un puente que sea portátil, reutilizable y adecuado para el transporte se deben cumplir algunos requisitos:

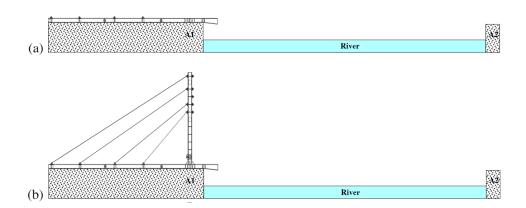
 Los objetivos de diseño para el puente temporal se establecen en una longitud de 20m, un ancho de 3m y una carga viva de 50 kN (para el transporte de mercancías en un camión de 35 kN), una deflexión máxima de L/400.

- Se utilizan materiales compuestos para cumplir el requisito de ligereza.
- Para puentes de luz corta a media se consideran puentes tipo viga o tipo armadura,
 y para puentes de luz media a larga puede ser tipo atirantado o colgante.

Para entender la concepción del puente se debe explicar el sistema constructivo que consiste en un puente temporal usando el contrapeso balanceado y el método de lanzamiento incremental en voladizo para obtener un puente atirantado auto-anclado asimétrico.

Como se muestra en la *Figura 5-3* la secuencia de construcción consiste en los siguientes pasos:

- (a) Construcción del módulo estructural de balance de peso con materiales pesados (p.e. Acero, Concreto).
- (b) Construcción o montaje de la torre conectada con al menos un cable al módulo de balance de peso, la torre preferiblemente construida con materiales pesados (p.e. Acero, Concreto).
- (c) Montaje del módulo estructural de cruce conectado a la torre con cables, este módulo debe tener materiales livianos (p.e. materiales compuestos).
- (d) Completar el montaje del módulo estructural de cruce hasta atravesar el obstáculo en el extremo izquierdo.



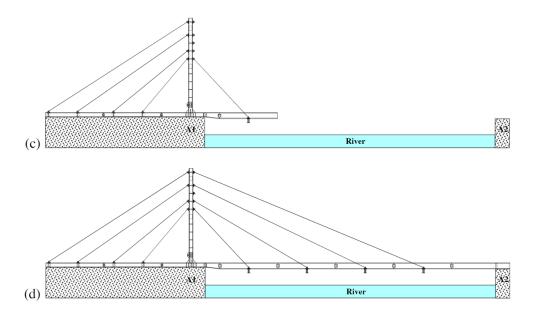


Figura 5-3. Secuencia de construcción puente atirantado auto-anclado asimétrico. *Tomada de* (Yeh et al., 2015).

Las vigas GFRP utilizadas para el puente son en forma de H de 410x20x200x18mm, los resultados experimentales del ensayo sobre las propiedades del material muestran una relación lineal de la curva esfuerzo deformación para los especímenes a tensión de las vigas GFRP, obteniendo módulos de elasticidad para el alma de 12,73 Gpa y 28,3 Gpa para las aletas.

Para el diseño detallado del puente compuesto se utiliza el código de acero local de Taiwán para componentes de Acero y el código de diseño de estructuras compuestas de *USDA* (departamento de agricultura y servicios forestales de *E.E.U.U*) y *AASHTO*. Se utilizaron las siguientes ecuaciones para el diseño de los elementos de acero:

$$\frac{f_a}{0.6F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \le 1.0$$
 (5-1)

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left[1 - \frac{f_a}{F_{ex}}\right] F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left[1 - \frac{f_a}{F_{ey}}\right] F_{by}} \le 1.0$$
(5-2)

$$\frac{f_v}{F_v} \le 1.0 \tag{5-3}$$

Donde: f_a y f_b son los esfuerzos axiales y de flexión, C_m es el factor de modificación, F_e es el esfuerzo critico de pandeo de pandeo de Euler, f_v es el esfuerzo cortante.

Los resultados indican que un sistema de cinco (5) vigas GFRP en paralelo podría cumplir con el requisito de una relación de deflexión a luz de L/400 con una carga útil de 50 kN como se muestra en la *Figura 5-4*.

Para el puente completo existe un programa de ensayo que consiste en un ensayo a flexión, un ensayo a fatiga, y un ensayo de resistencia. La configuración experimental y la posición de carga se muestran en la *Figura 5-5*. A partir de los resultados del ensayo a flexión se obtuvo el máximo desplazamiento como 26,58mm (P=50 kN) y 52,94mm (P=100 kN), el cual ocurre en medio de la luz de la viga B4. La máxima deflexión se obtuvo como L/376, que es menor a L/400, bajo carga viva de 50 kN.

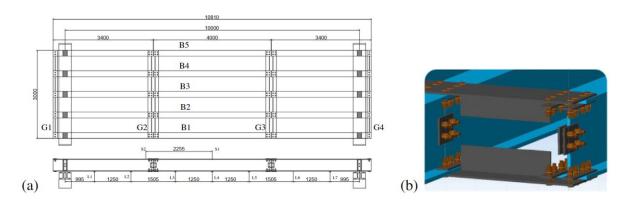


Figura 5-4. Resultados de diseño del puente compuesto GFRP: (a) resultados de díselo detallado y dibujo y (b) detalles de conexión. *Tomada de* (Yeh et al., 2015).

La configuración del ensayo de fatiga es similar al de flexión con una frecuencia de carga de 1 Hz y un total de 2x10⁵ ciclos de carga con amplitud para una carga de diseño objetivo de 50 kN. El resultado del ensayo muestra que no hay degradación de rigidez sobre 2x10⁵ ciclos de carga.

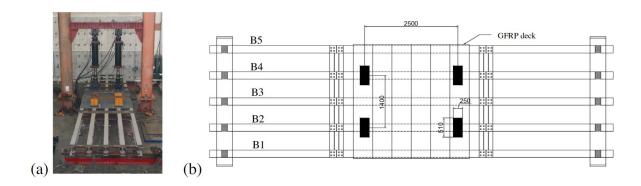


Figura 5-5. Configuración experimental del puente compuesto GFRP: (a) configuración del ensayo y (b) posición de las huellas de un camión grande. *Tomada de* (Yeh et al., 2015).

La configuración del ensayo de resistencia es similar al ensayo de flexión, pero en este caso se lleva hasta la falla para examinar su resistencia residual y modo de falla. Los resultados del ensayo muestran que la carga máxima antes de la falla alcanza 324 kN con desplazamientos máximos de 207,56, 204,21 y 198,49 mm que ocurren en el medio de las vigas B4, B2, y B3. La falla de la muestra se debió al deslizamiento en la conexión, pero no a la viga GFRP en sí. Los resultados del ensayo de resistencia indican que el diseño está impulsado por la deflexión en lugar de la resistencia, también muestra que el diseño propuesto tiene una resistencia superior a la requerida para un factor de seguridad de más de 4.

En una segunda etapa del estudio se utiliza el mismo prototipo y se realizan ensayos adicionales. Se utilizó una mínima relación deflexión a luz de 400 en el centro de la luz bajo carga viva como un diseño preliminar, con un límite superior de 1/300 (Hung et al., 2016). El espécimen de ensayo tuvo una superestructura simplemente apoyada con un ancho de 3m y una longitud soportada de 10m, la sección transversal consta de cinco (5) vigas en forma de H GFRP como se muestra en la *Figura 5-4*. Las vigas fueron separadas en tres partes de 3,4m, 4,0m y 3,4m unidas por conexiones pernadas usando platinas de enlace en acero con pernos de alta resistencia. Para la estabilidad lateral y torsional se colocaron cuatro (4) vigas transversales en acero.

El montaje del espécimen se logró fácilmente usando herramientas manuales, y el ensamblaje lo realizaron estudiantes sin experiencia.

El programa experimental consiste en la aplicación de una carga de 50 kN en dos ejes de 25 kN, a través de cuatro (4) apoyos elastómericos con un área de huella de 51cm de longitud y 25cm de ancho, la configuración del ensayo se muestra en la *Figura 5-19*.

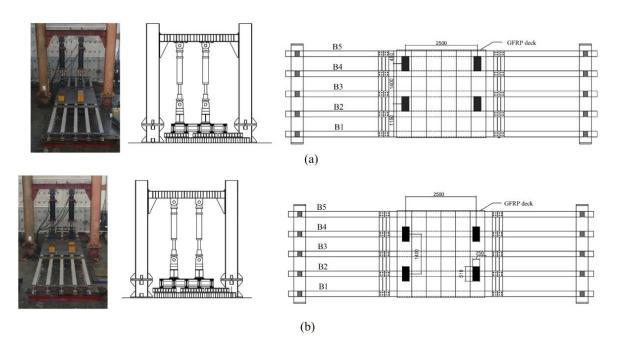


Figura 5-6. Configuración de carga: (a) ensayo a flexión fuera del eje; (b) ensayo a flexión, fatiga y resistencia. *Tomada de* (Hung et al., 2016).

El espécimen fue ensayado primero por flexión fuera del eje, y después por flexión simétrica. Ambos ensayos se realizaron controlando la carga con un valor máximo de 100 kN, que es el doble de la carga máxima de diseño. El ensayo a flexión asimétrica también sirvió para verificar la resistencia local del tablero GFRP. El propósito de los ensayos fue para investigar la variación de rigidez del espécimen bajo las cargas de huella simulada, y para verificar los requerimientos de deflexión bajo condiciones de servicialidad. El espécimen de prueba fue ensayado a fatiga: para 2x10⁵ ciclos de carga en flexión y también fue sometido a una carga en flexión estática después de cada 1x10⁴ ciclos para obtener su rigidez y examinar la degradación de rigidez debido a cargas de fatiga. La frecuencia de la carga de fatiga fue 1 Hz y la configuración para el ensayo de fatiga fue la misma como para el ensayo a flexión. Después del ensayo de fatiga, el modelo fue ensayado en flexión hasta la falla para examinar su resistencia residual y el modo de falla.

Durante el ensayo a flexión, no se presentó ningún sonido de rompimiento ya sea de las vigas GFRP o de las platinas de acero. La inspección visual muestra que no se presentaron fisuras en su superficie exterior. Los resultados muestran que la respuesta fuerzadesplazamiento fue lineal para ambos casos y la rigidez fue la misma para flexión simétrica y fuera del eje. El desplazamiento máximo vertical fue de 33 mm y 26 mm para el ensayo a flexión simétrica y fuera del eje, respectivamente, en la carga de diseño objetivo de P=50 kN. Estos dos valores están alrededor de L/303 y L/385, y ambos valores son menores al límite de deflexión por carga viva de L/300=33,3mm. También los resultados para una carga de P=100 kN muestran que los valores de desplazamiento vertical son del doble de los valores para P=50 kN, lo que muestra un comportamiento lineal elástico una vez alcanzada la carga de diseño. El desplazamiento vertical de la viga B5 fue el doble de la viga B1 en el caso de carga a flexión fuera del eje.

Para obtener los resultados de la distribución de deformaciones longitudinales en las secciones de las vigas se colocaron galgas de deformación en toda la altura de la viga. Los resultados muestran un comportamiento lineal sobre la altura en el centro de la luz lo que implica que las secciones antes y después de la deformación permanecen planas, la localización del eje neutro se encuentra un poco más arriba del centro de la sección por el tablero. Algunas secciones presentaron una distribución no lineal por su proximidad a la conexión.

Los resultados del ensayo de fatiga muestran que después de 2x10⁵ ciclos de carga a la amplitud de la carga de diseño objetivo de 50 kN, el puente propuesto aún permanecía en un estado elástico lineal sin degradación de la rigidez.

Los resultados del ensayo de resistencia muestran que el diseño de la estructura propuesta se basa en la deflexión, en lugar de la rigidez. Los resultados del ensayo muestran que el diseño propuesto tuvo una resistencia mayor que la requerida, con un factor de seguridad de 4. El modo de falla del espécimen fue debido a deslizamiento en la conexión y no a las vigas en sí mismo (*Figura 5-36*).

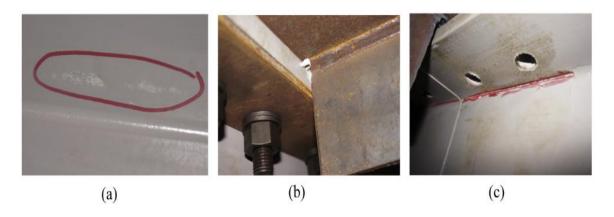


Figura 5-7. Modo de falla a flexión de las vigas: (a) se observó delaminación menor en la superficie GFRP; (b) daño debido a fuerza de apriete ejercidas por la platina; (c) daño observado en la interface entre el alma y las aletas debido a las fuerzas de apriete ejercidas por las platinas de acero. *Tomada de* (Hung et al., 2016).

5.1.1.3 Puente de armadura espacial de luz intermedia para situaciones de emergencia

Se desarrolló un puente de armadura espacial hibrido FRP-Aluminio con vigas de celosía triangulares invertidas. Los aspectos más importantes del nuevo puente incluyen un tramo de 24m de luz y la capacidad de transportar un camión de cuatro ruedas con un peso de 50 kN. Se consideró un coeficiente de impacto µ de aproximadamente 0,122 (Zhang, Lv, et al., 2019).

El puente propuesto presenta características modulares y comprende cuatro módulos de doble vía, cada uno de los cuales mide 6,0m de largo, 3,2m de ancho y 1,2m de profundidad, respectivamente (*Figura 5-8*). Los módulos se unieron mediante el uso de salidas macho y entradas hembra, ambas de acero. Los tirantes transversales superiores de acero, que poseen suficiente rigidez a la flexión, se colocaron a intervalos regulares (aproximadamente 1,458m) a lo largo de la dirección del tramo y presentaban un estado de unión rígida en lugar de los nodos articulados originales. Además, para aumentar la estabilidad lateral y la integridad de la estructura de 24m, se agregó una riostra transversal de extremo con una configuración de celosía de aluminio plana en los dos extremos del puente.

El tablero ortotrópico de aluminio se seleccionó como el tablero de puente debido principalmente a su capacidad para exhibir buenas propiedades de compresión local y distribuir eficazmente los esfuerzos inducidos por la carga concentrada de la rueda en toda la estructura. El tablero estaba formado por una losa delgada de 4mm de espesor y una serie de perfiles en I entrecruzados. Los elementos transversales principales de los perfiles de aluminio tipo I se atornillaron bien a los principales longitudinales continuos utilizando pernos de alta resistencia y placas de acero tipo U unidas.

Los cordones inferiores y las diagonales consisten en un tubo que mide 104mm de diámetro exterior y 8mm de espesor de pared. Los miembros verticales consisten en un tubo que mide 60mm de diámetro exterior y 6m de espesor de pared. Estos perfiles compuestos pultruidos están hechos con fibras de vidrio tipo E caracterizadas por proporciones de volumen de aproximadamente el 80%. Se utilizó resina de Ester de Vinilo como adhesivo de la matriz.

Se utilizó la tecnología avanzada PTTC, para el puente hibrido propuesto de 24m para conectar los elementos tubulares de GFRP y los perfiles de acero. Todos los dientes en forma de anillo ranurados en tubos de GFRP miden 20mm de ancho con un espacio de ranura y una profundidad de 5mm y 2mm, respectivamente.

Mediante el uso de PTTC, las uniones de diferentes elementos de celosía de GFRP con la plataforma superior del puente de aluminio se podrían realizar fácilmente utilizando técnicas convencionales de soldadura y pernado.

Se realizó un mejor diseño de los PTTC y sus correspondientes estructuras nodales locales para el puente propuesto, en comparación con el puente original de 12,0m de luz.

Se fabricó un puente prototipo a gran escala. La fabricación y el montaje del puente de 24m se realizó en *China Harzone Industry Co., Ltd.* El montaje del módulo de doble vía se realizó mediante el uso de un banco moldeado prefabricado con dimensiones prototipo del puente. El peso total del módulo fabricado a ensayar fue de aproximadamente 15,4 kN, de los cuales los perfiles compuestos y metálicos representan aproximadamente el 14,4 y 85,6%, respectivamente.

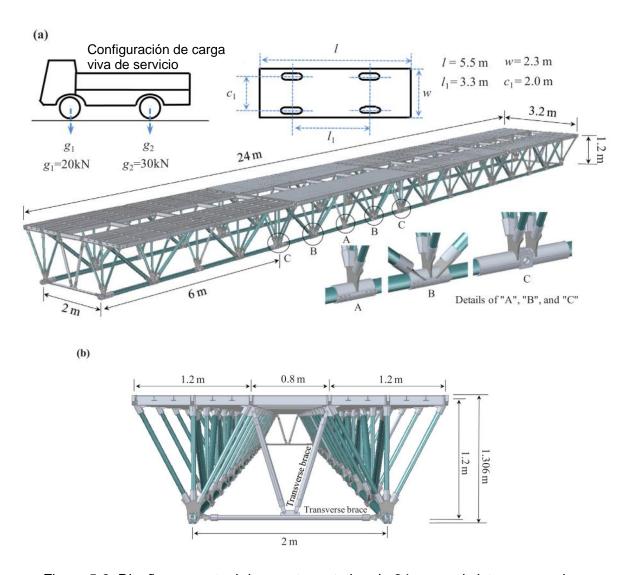


Figura 5-8. Diseño conceptual de puente prototipo de 24m con el sistema armadura espacial hibrida de FRP-Aluminio. *Tomada de* (Zhang, Lv, et al., 2019).

El puente se probó bajo cargas estáticas no destructivas para evaluar la deformación no lineal elástica real de la estructura general junto con las características de deformación de los elementos de GFRP afectados, y para validar los modelos analíticos y de elementos finitos correspondientes utilizados durante los procedimientos de cálculo y diseño estructural bajo el estado límite de servicio. Adicionalmente, se llevó a cabo un ensayo de carga fuera del eje con la debida consideración de la distribución de carga viva lateral para activar una respuesta de torsión, tanto independiente como acoplada con el momento flector. Se usó una excentricidad de 300mm para la carga fuera del eje.

El programa experimental inicio sometiendo el puente prototipo a cargas estáticas no destructivas hasta una carga máxima de 80 kN, ajustado a las condiciones de carga en el sitio y la seguridad. La carga se aplicó en cuatro pasos de 20,0 kN cada uno; es decir, la carga total aplicada al final de cada paso fue igual a 20, 40, 60 y 80 kN.

La estructura experimental se colocó sobre el piso con apoyos que consisten en dos bloques de aluminio de 200mm de espesor y una placa de apoyo en acero de 30mm de espesor, elevando el puente prototipo a una altura de 430mm para simular una condición simplemente apoyada.

Las cargas por eje fueron aplicadas directamente por los bloques de acero con pesos iguales a cada nivel de carga. Las platinas de acero (0,60x0,45x0,10m) sirvieron como áreas de carga (huella de la llanta) para reducir las concentraciones de esfuerzos y garantizar distribuciones de carga uniformes similares a la inducidas por las llantas de los camiones. Antes de iniciar el proceso formal de carga, se aplicó una carga de 40 kN tres veces para minimizar posibles deformaciones no elásticas de la estructura, inducidas por inexactitudes.

Se registró el desempeño de la estructura a través del registro de la respuesta cargadesplazamiento y esfuerzo-deformación de los elementos GFRP afectados. Se observa que el momento por flexión en la armadura es resistido principalmente por carga axial en el cordón inferior y superior. En este caso, se midieron las fuerzas en los elementos GFRP del cordón inferior del tramo medio del puente. Algunas diagonales y verticales del alma ubicadas en la sección del tramo medio entre los puntos aplicación de carga (la región de flexión pura) se instrumentaron solo para evaluar los estados de esfuerzo axial y de flexión de los miembros individuales de GFRP. Los desplazamientos verticales en el puente prototipo se midieron utilizando sensores de desplazamiento electrónicos con un rango de 100 mm y una precisión de 0,003mm.

Las deformaciones longitudinales de los miembros tubulares de GFRP cerca del tramo medio del puente se registraron mediante galgas extenso métricas unidireccionales calibradas. Se colocaron cuatro (4) galgas extenso métricas en el centro de cada sección transversal tubular de los tubos de GFRP en cuestión. Las deformaciones en el tablero y las conexiones no se consideraron en el ensayo. Después de mantener constantes las cargas estáticas aplicadas en cada nivel de carga durante aproximadamente 15 min, los

datos de desplazamiento y deformación se registraron sincrónicamente mediante dos sistemas de adquisición de datos indicadores de deformación estática conectados en serie a una computadora.

Durante el ensayo, no se observó ningún desplazamiento residual en la estructura después del proceso de carga. En cada nivel de carga, las formas deformadas de ambas vigas triangulares demostraron un perfil parabólico uniforme simétrico alrededor del punto medio, donde se observó la deformación vertical máxima del puente prototipo. Bajo carga sobre el eje, las dos vigas triangulares demostraron deformaciones verticales casi idénticas con discrepancias del orden de 5,5 a 10,5%, que se consideraron causadas principalmente por posibles cargas sobre el eje no ideales, es decir, cargas con un momento torsional menor.

Sin embargo, para la carga fuera del eje, con una excentricidad de 0,3m desde la línea central se observan deformaciones verticales del orden de 47,1-50,1% y se considera que son generadas principalmente por momentos de torsión. Debido a los momentos de torsión las vigas triangulares izquierda y derecha tuvieron una deformación inversa con desplazamientos hacia abajo y hacia arriba, respectivamente. En este caso, debido a un efecto superpuesto linealmente de la respuesta de deformación inducida por cargas de flexión positivas y momentos de torsión, la deformación vertical de la viga triangular izquierda bajo carga fuera del eje fue mayor en comparación con la observada en el eje. Por último, bajo carga fuera del eje, la deformación vertical de la viga triangular izquierda fue mucho mayor en comparación con la de su contraparte derecha.

En ambos escenarios de carga, los datos obtenidos demostraron un comportamiento linealmente elástico de las vigas triangulares gemelas. Cabe señalar que la rigidez total a la flexión del puente de 24m es aproximadamente 8 veces mayor que el de la versión original de 12m. Lo que demuestra la eficacia del procedimiento de optimización y rediseño realizado en este estudio. El desplazamiento máximo del puente prototipo medido a 80 kN fue igual a 57,9mm.

Para este caso, se encontró que el valor del factor de aumento excéntrico máximo (factor de distribución) para el puente de 24m sometido a cargas de tráfico vehicular asimétricas fue de 1,43. Adicionalmente, se determinó que la deflexión máxima del puente a la carga viva de servicio de 50,86 kN era de 51,1mm, y se encuentra dentro del límite de deflexión admisible. Estos resultados favorables demostraron que las estructuras triangulares

gemelas propuestas podrían emplearse apropiadamente como vigas de celosía del puente de emergencias ligero propuesto.

Durante los ensayos no se escuchó el ruido de ninguna grieta del acero y/o materiales de GFRP durante la carga estática del puente prototipo de 24m, y la inspección visual después del ensayo, no presento evidencia de grietas en los laminados de GFRP y las líneas de soldadura. De acuerdo a los resultados de deformación estructural, el puente presenta un comportamiento casi lineal que se encuentra dentro del rango elástico. Los esfuerzos axiales son mayores a los esfuerzos de flexión en todas las secciones del puente. De modo que, los esfuerzos de flexión en toda sección transversal son casi iguales a cero, y por lo tanto pueden despreciarse. Los estados de esfuerzos en los elementos de la armadura generalmente satisfacen las características mecánicas axiales de los compuestos de GFRP pultruidos unidireccionales con baja resistencia al cortante interlaminar. De modo tal, que los perfiles tubulares GFRP pultruidos son adecuados como elementos para el cordón inferior de la armadura del puente.

Sin embargo, con la carga asimétrica fuera del eje, se encontró una gran diferencia en los esfuerzos axiales para los cordones inferiores de la viga izquierda y derecha, con valores de aproximadamente 2,3 veces mayores para la viga izquierda en comparación con la derecha. Y esto se debe principalmente al momento de torsión generado por la carga vertical excéntrica.

Los esfuerzos axiales en los elementos diagonales del alma fueron casi iguales a cero. Para este caso donde se analizó la sección de flexión pura, la fuerza cortante equivalente en la viga es cero, y por lo tanto los esfuerzos axiales dentro de los elementos diagonales del alma son casi iguales a cero.

5.1.1.4 Puente de armadura espacial de gran longitud para situaciones de emergencias

Se propone un puente de armadura espacial hibrido con perfiles FRP y tablero de aluminio de 54m (Yan et al., 2018). El puente de cordones de celosía propuesto esta ensamblado por nueve (9) unidades modulares y luego reforzado con dos cordones, utilizado principalmente para trabajos de rescate de emergencia para tráfico vehicular liviano, está diseñado para soportar una carga vehicular de 250 kN (Figura 5-9). La unidad modular

(*Figura 5-10*) tiene un tramo de 6,0m, un ancho superior de 3,2m y un ancho inferior de 2,0m y una profundidad de 1,20m, está compuesto por una plataforma ortotrópica de aluminio sostenida por dos armaduras triangulares invertidas, que están estrechamente conectadas por tirantes. El tablero del puente de aleación de aluminio está compuesto por una placa delgada y una serie de vigas longitudinales y transversales en "I". Una celosía triangular invertida consta de un cordón inferior, cuatro (4) miembros de alma diagonales y cinco grupos de componentes verticales. Los miembros diagonales del alma estas dispuestos en el plano longitudinal y los componentes verticales están dispuestos en sección transversal.

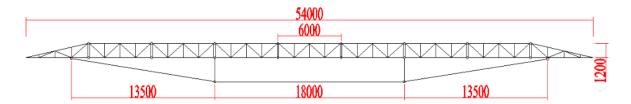


Figura 5-9. Esquema del puente de armadura espacial. Tomada de (Yan et al., 2018).

Hay tres tipos principales de conexiones de nodo de la estructura del puente. La unión de dos unidades modulares (tipo A), se conecta mediante mordazas macho y hembra con la ayuda de la técnica PTTC. Esta conexión (*Figura 5-11*) de nodo incluye tres componentes verticales conectadas al cordón PTTC, y luego a través de mordazas macho y hembra para lograr la conexión entre las unidades del módulo.

Para entender el diseño y comprender el comportamiento real del puente de cordones de celosía espacial, se fabricaron y desarrollaron todos los componentes. Se utilizaron tres tipos de materiales en la fabricación del puente: aleación de aluminio, GFRP y acero DB685. El tablero del puente esta hecho de aleación de aluminio, también el tensor del cordón inferior de las unidades modulares y todos los tubos internos de las conexiones PTTC. El acero DB685 se utiliza principalmente para fabricar placas de refuerzo y todos los tubos externos de conexiones PTTC. Se utilizaron tres tipos de secciones de GFRP pultruidas.

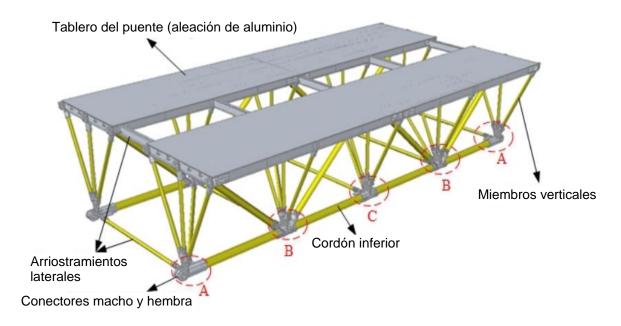


Figura 5-10. Esquema de la unidad modular. *Tomada de* (Yan et al., 2018).

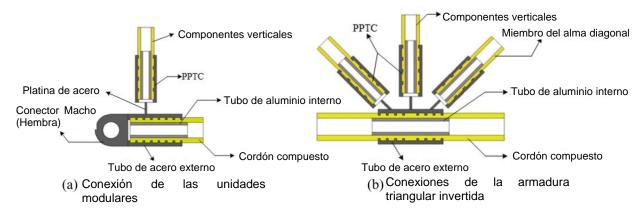


Figura 5-11. Diagrama esquemático de las conexiones de nodo clave. *Tomada de* (Yan et al., 2018).

Para el montaje, la unidad de estructura se ensamblo en taller, pesando 1320 kg. Puede transportarse y desplegarse utilizando vagones de transporte universal y grúas ligeras. En primer lugar, se ensamblaron nueve unidades modulares sobre piso en una viga de celosía espacial de 54m con la ayuda de grúas ligeras. Luego, se usaron las grúas pórtico para levantar la viga de armadura espacial a cierta altura para instalar los cordones inferiores, al mismo tiempo, se usó una grúa para soporte en el centro de la viga para evitar la deflexión por peso propio para tensionar los cordones inferiores. Finalmente, el puente se iza sobre los soportes y se configura un apoyo simple.

El puente se montó sobre apoyos simples en rodillos en los cuatro soportes de las vigas, estos soportes brindan restricción lateral. Las condiciones reales del puente pueden cambiar de acuerdo a la ubicación de la estructura. La carga se aplicó mediante bloques y se transfirió a la estructura del puente a través de cuatro (4) bloques de madera sobre el tablero. Durante el ensayo, se registró la carga aplicada y la deflexión vertical se midió manualmente mediante una estación total. El ensayo estático en la estructura del puente se llevó a cabo en base a una configuración simple, y los objetivos de este trabajo son demostrar el concepto de diseño y la viabilidad del ensamblaje estructural, examinar el rendimiento de carga en dicha configuración.

De acuerdo a los resultados del ensayo a flexión estático, se encontró un comportamiento elástico lineal desde el inicio hasta una carga aplicada de 170 kN, después de esta carga se presentó un comportamiento elástico no lineal debido al tablero del puente de aluminio.

La carga máxima aplicada fue de 230 kN, y no se presentaron ruidos de agrietamiento, pero si se presentaron fenómenos de falla visibles durante el proceso de carga, el desplazamiento vertical máximo medido (433,75 mm) es menor que el límite de deflexión admisible (450 mm). El puente muestra un comportamiento solido de integridad estructural y comodidad de conducción.

Con fundamento en un trabajo anterior de un puente similar con 12m de longitud (Zhang et al., 2014), se diseñó y construyó una estructura de cordones ligeros con una viga compuesta de armadura cajón para un puente de emergencia con longitud de 51m y capacidad de carga vehicular de 200 kN (Mao et al., 2019).

Para este trabajo, se utilizaron para el puente los criterios de diseño para la construcción de puentes de emergencia (Código General para el Diseño de Puentes Militares, GJB 1162-91, 1992). De acuerdo con este código se usó un coeficiente de impacto μ de 0,15.

La longitud total del puente es 54m, una luz central de 51m y un ancho de 3,2m (*Figura 5-12*). La longitud de los soportes en los extremos es de 1,5m. El puente general consta de una viga principal superior y un cordón inferior. La viga principal superior tiene una forma estructural de armadura en cajón hibrida GFRP-acero que consta de siete unidades modulares estándar y dos unidades de extremo. El cordón inferior está compuesto por dos barras tensoras paralelas de GFRP y los puntales de refuerzo de acero correspondientes.

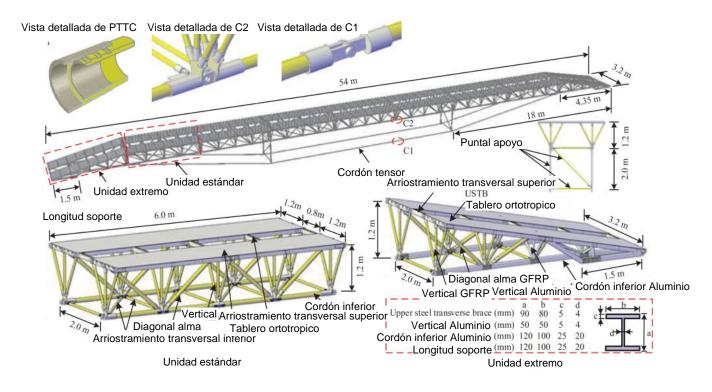


Figura 5-12. Concepto de diseño del puente. Tomada de (Mao et al., 2019).

La unidad modular estándar para la viga principal superior tiene una longitud de 6,0 m, un ancho de 3,20 m y una profundidad de 1,20 m. Los elementos GFRP se conectaron mediante la conexión por soldadura convencional de piezas de acero, basada en el PTTC. Se utilizaron arriostramientos de celosía plana inferior para mejorar la resistencia a torsión de la viga y del todo el sistema estructural.

Para facilitar el uso del puente de emergencia por parte de los vehículos, se utilizó una pendiente del 20% en las unidades modulares de los extremos. También se utilizó acero y aluminio para los elementos estructurales en las unidades modulares de los extremos.

Las barras tensoras de los cordones constan de varios tubos GFRP unidos mediante salida macho y entradas hembra de acero mediante la conexión PTTC. Los arriostramientos están ubicados a un tercio de la longitud del puente desde el extremo. El puntal del arriostramiento consta de los elementos verticales, una diagonal y un elemento transversal.

Se utilizó tubería GFRP de 104mm de diámetro exterior y 8mm de espesor para los cordones inferiores, las diagonales del alma, y las barras tensoras de los cordones inferiores. También se utilizó tubería GFRP de 60mm de diámetro exterior y 6mm de

espesor para miembros verticales de la viga triangular, elementos laterales y diagonales de las riostras transversales de la armadura plana, y los elementos de los puntales. Los perfiles pultruidos de GFRP están hechos de fibras de vidrio tipo E con una relación de volumen del 80% y con una resina de Ester de vinilo como matriz. El modulo elástico en la dirección de pultrusión de los elementos GFRP fue de 59,2 Gpa.

Los perfiles I y la losa del tablero, son de aluminio laminado 7005. Los demás elementos de acero como perfiles y platinas son de acero DB685 y Q390.

El peso total del puente es de aproximadamente 162 kN, con un tiempo estimado de montaje de aproximadamente 160 minutos.

Se realizó el ensayo de carga a flexión de la estructura en escala de tamaño real, con la condición simplemente apoyada. Para simular la carga se colocaron cuatro (4) durmientes en madera para soportar directamente la carga aplicada por bloques de acero en diferentes configuraciones para cuatro etapas de carga, de 110, 160, 210, y 230 kN; para una carga total incluyendo factor de impacto (0,15) de 230 kN. Los procesos de carga y descarga se realizaron con la ayuda de una grúa pórtico.

Durante el proceso de carga, se registraron los datos de desplazamiento y deformaciones longitudinales en los elementos más esforzados, en el centro del puente. Los desplazamientos verticales se midieron principalmente a lo largo de los cordones inferiores. El desplazamiento vertical se midió en siete puntos a través de una estación total. Las deformaciones longitudinales se midieron a través de galgas extensométricas unidireccionales calibradas.

Con base en los resultados carga-desplazamiento, se obtiene un desplazamiento máximo real en el centro de 408,6 mm, sin tener en cuenta los desplazamientos de los apoyos. Esta deflexión cumple con el criterio para este tipo de puentes de L/120 (425 mm). La respuesta mecánica del puente estuvo cerca del rango lineal-elástico bajo el estado límite de servicio, como se esperaba.

De acuerdo a los resultados esfuerzo-deformación, se observa que las deformaciones longitudinales en los elementos presentan una respuesta lineal-elástica como se esperaba. También se observó que los elementos están sometidos principalmente a esfuerzos axiales,

que son mucho menores que la resistencia del material para todos los miembros instrumentados.

A partir de los resultados experimentales, se puede comparar el desplazamiento vertical medido en el centro del puente con los resultados numéricos y analíticos. Se puede observar que, entre los resultados experimentales, M2 (modelo numérico con rigidez nodal realista) y el modelo analítico se ajustan bien, porque se consideraron las rigideces nodales realistas de PTTC y las cartelas planas adicionales. M1 (modelo numérico sin rigidez nodal realista) presenta diferencias significativas con las anteriores debido a que no se consideró la rigidez nodal realista.

Para los resultados de las fuerzas axiales medidas en el puente, se puede observar que las curvas lineales obtenidas por los ensayos, en M2 se ajusta bien. Pero M1 presenta una diferencia menor en comparación con los resultados experimentales. La rigidez nodal realista PTTC no tuvo un gran efecto sobre las fuerzas axiales. De acuerdo a la comparación de los resultados, se puede decir que, el modelo analítico simplificado se puede utilizar con gran precisión en el cálculo de las deflexiones y fuerzas axiales del puente propuesto.

Se presentan resultados similares en un estudio posterior sobre el mismo puente de armadura espacial hibrida FRP-Aluminio de 51m (*Figura 5-12*) (*Zhang et al., 2020*). Dentro de una misma configuración experimental se ensayaron dos condiciones de carga estática: la carga simétrica con respecto al eje del puente, y la carga asimétrica con una excentricidad de 300mm con respecto al eje. De esta forma se puede realizar una comparación razonable.

De acuerdo a las condiciones de ensayo en el sitio y la seguridad de la carga, el programa experimental se realizó con la aplicación de cargas estáticas con incrementos para medir la respuesta en seis pasos de carga; 20, 70, 120, 170, 200 y 230 kN. Antes de iniciar el ensayo de aplico una carga de 70 kN tres veces para minimizar errores de fabricación y montaje.

Durante todo el ensayo se registraron los desplazamientos verticales en el centro del puente bajo el cordón inferior del tablero, con una estación total electrónica. Se registraron las deformaciones longitudinales a través de galgas extenso-métricas colocadas en el cordón

inferior de la viga triangular del tablero y en los tensores inferiores en la sección trasversal del centro del puente.

De acuerdo a los resultados de la respuesta carga desplazamiento, no se tiene en cuenta el desplazamiento menor promedio en los apoyos. Se observa que la respuesta es lineal elástica bajo el estado límite de servicio para las dos vigas triangulares.

En la condición de carga excéntrica, la viga izquierda presenta un desplazamiento mucho mayor que la derecha. La diferencia en la deformación vertical entre las dos vigas es de 18,1-19,7%. Se encontró de acuerdo al ensayo un desplazamiento máximo en el centro del puente para la carga de servicio de 200 kN de 364,4 mm, y es un valor menor al desplazamiento admisible de 425mm (L/120, de acuerdo al (Código de diseño 1988)).

Adicionalmente, se observa que la deformación vertical para la viga izquierda es mayor bajo la condición de carga excéntrica en comparación con la condición de carga céntrica. Por otro lado, la deformación vertical para la viga derecha resulta ser mucho menor bajo la condición de carga excéntrica.

Para este caso, se encontró el factor excéntrico máximo experimental (la relación entre el desplazamiento vertical de cargas excéntricas y céntricas para la viga izquierda) para el puente sometido a cargas excéntricas como 1,03. Este valor indica, que el momento de torsión tiene una influencia menor sobre la deflexión general del puente de celosía. También se encontró experimentalmente, el ángulo máximo bajo carga de servicio de 200 kN de 1,60° (2,79%), este valor es menor al admisible de 5,74° (10%, de acuerdo al (Código de diseño 1988)).

De acuerdo a los resultados de la respuesta torsional, se puede ver que se presentó una variación lineal elástica bajo carga de servicio, como se proyectaba. La estructura propuesta presenta una resistencia a la torsión mayor, que la viga compuesta de celosía simple.

La rigidez a la flexión global del puente de armadura con cordones inferiores de 51m, es aproximadamente 3,77 veces mayor que la viga compuesta de celosía simple, pero solo 1,23 veces mayor para la rigidez a la torsión global del puente.

Durante el ensayo de carga estática, no se observó ni se escuchó ningún agrietamiento de los materiales GFRP y/o acero. Los resultados de la medición de deformaciones

longitudinales mostraron una respuesta lineal en un estado de tensión. Esto es favorable y concuerda bien con las características mecánicas unidireccionales de los materiales compuestos.

Se encontró que la diferencia máxima en las deformaciones longitudinales con cargas céntricas para los cordones inferiores de la viga izquierda y derecha es 1,8%, mientras que para los cordones de los tensores izquierdo y derecho es de 3,5%. Esta diferencia mínima se atribuye a una pequeña excentricidad debido a la configuración experimental.

Por otro lado, para las cargas excéntricas, los valores de las deformaciones para la viga izquierda fueron relativamente mayores que la viga derecha. Esta diferencia para el cordón inferior izquierdo y el cordón del tensor izquierdo fue de 1,07 y 1,17 veces las del cordón de la viga derecha y cordón del tensor derecho, respectivamente. Finalmente, se puede decir que existe mayor influencia de las cargas excéntricas en los elementos de cordón de los tensores.

Se puede concluir que los momentos de torsión aplicados por las cargas excéntricas, tienen un efecto mínimo en las deformaciones axiales de los elementos de GFRP del puente de celosía de cordones especial. Este puente tiene una resistencia mayor a la torsión en comparación con la viga compuesta de celosía simple.

Bajo cargas excéntricas, los esfuerzos máximos fueron aproximadamente 0,14 veces la resistencia última de los elementos GFRP. También el desplazamiento vertical máximo y el ángulo de torsión fueron aproximadamente 0,86 y 0,28 veces los valores límite. Por lo tanto, se puede ver que el diseño del puente propuesto de 51m está controlado por la rigidez en vez de la resistencia.

Con el fin de validar el modelo de elementos finitos, se compararon los resultados numéricos y experimentales para los desplazamientos verticales en el centro del puente. En este caso, para las cargas excéntricas, las diferencias fueron de 1,6% y 0,84% para la viga triangular izquierda y derecha, respectivamente. También, para el valor D (diferencia de valores de desplazamiento vertical entre la viga izquierda y derecha) bajo cargas excéntricas se presenta una diferencia máxima del 11,78% entre los resultados numéricos y experimentales. Se observa que los valores numéricos son ligeramente mayores a los experimentales.

La comparación entre los resultados numéricos y experimentales para esfuerzos axiales en los elementos del cordón inferior de GFRP y los tensores del cordón. Para cargas excéntricas; presentan diferencias de 8,2% y 6,0% en el cordón inferior; 6,0% y 9,6% para los tensores del cordón, respectivamente. De tal manera, que el modelo de elementos finitos obtuvo valores mayores de esfuerzos axiales para los tensores del cordón, pero, subestimo los valores para el cordón inferior de GFRP.

En este caso, se realizó un análisis de elementos finitos para conocer el efecto de la variación del módulo elástico de diferentes elementos FRP del puente sobre la deformación bajo cargas excéntricas críticas.

Se realizaron cuatro grupos de modelos de elementos finitos, con el objetivo de incrementar el modulo elástico del elemento analizado, de 50 a 150 Gpa en intervalos de 10 Gpa, manteniendo fijas las propiedades en el resto de los elementos tal como en el modelo validado anteriormente en la estructura experimental.

La *Figura 5-13* (a) muestra la influencia de la variación del módulo elástico sobre el desplazamiento vertical en el centro del puente para los elementos diagonales del alma, los arriostramientos inferiores, el cordón inferior y los tensores del cordón. Se observa que la influencia en el incremento del módulo elástico sobre las diagonales del alma y los arriostramientos inferiores no presentan cambios sobre el desplazamiento vertical. Sin embargo, para los elementos del cordón inferior y los tensores del cordón se presenta una disminución notable en el desplazamiento vertical con el incremento del módulo elástico. Este análisis de sensibilidad muestra que, se puede mejorar la rigidez a la flexión global del puente con un aumento en el módulo elástico para los miembros FRP de los tensores del cordón.

La *Figura 5-13* (b), muestra la influencia de la variación del módulo elástico sobre el ángulo torsional máximo en el centro del puente de diferentes elementos FRP. Los tensores del cordón y los arriostramientos inferiores tuvieron mayores variaciones que los demás elementos FRP. De tal manera, que se puede mejorar la rigidez torsional global del puente mejoraron las propiedades GFRP con un incremento del módulo elástico de los tensores del cordón y los arriostramientos inferiores.

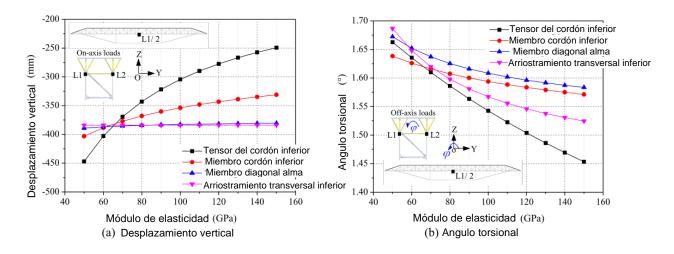


Figura 5-13. Influencia en el cambio del módulo elástico de diferentes elementos FRP sobre la deformación del puente. *Tomada de* (Zhang et al., 2020).

5.1.1.5 Evaluación a torsión de un puente espacial de armadura hibrido FRP-Aluminio

A partir de la técnica de conexiones dentadas pretensionadas (PTTC), se diseñó un nuevo puente de armadura para emergencia hibrido FRP-Aluminio. El puente soporta una carga viva de trafico de 100 kN y pesa solo 12 kN. El puente consta de dos huellas paralelas vinculadas por arriostramientos transversales articulados. Cada huella se diseñó como un tipo de viga de tablero-armadura triangular invertida incorporando una nueva forma estructural y perfiles FRP pultruidos avanzados, compuestos de cuatro (4) módulos empalmados por salida hembra y entrada macho. Este tipo de puente tiene la forma estructural de una armadura espacial. La torsión causada por la carga de trafico fuera del eje es usualmente una condición de carga más crítica controlando la respuesta de la estructura que la carga sobre el eje (Zhang et al., 2017).

La viga triangular hibrida del puente de emergencia propuesto es montada usando cuatro módulos compuestos de un tablero ortotropico de aluminio soportado por perfiles FRP pultruidos y de Aluminio. El tablero va soldado a la viga triangular para formar una sola pieza (*Figura 5-14*). Las conexiones de los módulos se logran a través una entrada hembra y una salida macho con la ayuda de la técnica PTTC. La viga triangular hibrida modular consiste de una nueva forma estructural y perfiles FRP pultruidos avanzados. Cada módulo tiene una longitud de 3,0m, un ancho de 1,2m y una profundidad de 0,85m. El aluminio

permite una aleación extruida con diferentes secciones transversales usadas para el tablero ortotropico, conectores y verticales, también se usaron tubos de polímeros reforzados con fibras hibridas (HFRP) para el cordón inferior y polímeros reforzados de fibras de vidrio (GFRP) para las diagonales del alma. El material HFRP es una mezcla de fibras de vidrio tipo E, fibras de carbono y fibras de Basalto embebidas en una resina vinil éster isoftalica.

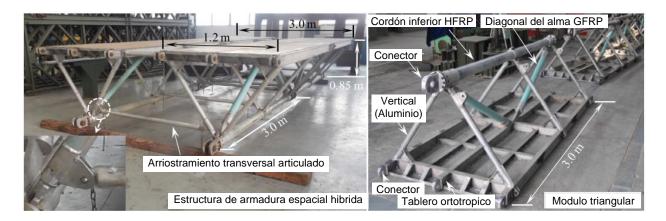


Figura 5-14. Estructura y Modulo de viga triangular hibrida FRP-Aluminio. *Tomada de* (Zhang et al., 2017).

El programa experimental consiste en el montaje de dos módulos a escala real prefabricados que fueron ensayados en un voladizo de 6,0m a torsión pura. El extremo fijo (empotrado) es un pórtico de acero fabricado para tal fin conectado con cuatro (4) pasadores a la viga. En el extremo libre del voladizo se aplican dos fuerzas concentradas F opuestas con un brazo de carga de 1,20m con cuatro niveles de carga (F=2 kN, 3 kN, 4 kN y 5 kN). Se realizaron pruebas antes de cada escenario de carga con un proceso de carga y descarga (F=2 kN) con el fin de minimizar imprecisiones en el montaje y verificar la instrumentación en el proceso de carga.

En el ensayo, el espécimen fue equipado con un inclinometro electrónico y una estación total electrónica (ETS) para medir desplazamientos y ángulos torsionales, respectivamente. Los inclinometros electrónicos fueron colocados sobre el tablero y a lo largo de las vigas longitudinales principales centrales. También se colocaron galgas de deformación unidireccionales en los puntos de mayores esfuerzos de los elementos de la viga. Los datos de deformación se registraron sincrónicamente mediante cuatro sistemas de adquisición de

datos indicadores de deformación estática conectados a una computadora. Se registraron los pesos de los bloques de acero en cada nivel de carga para la fuerza F.

La deformación de la viga triangular durante el proceso de carga se muestra en la *Figura 5-15*. De manera similar a las vigas I longitudinales principales y secundarias de la plataforma ortotropica de aluminio, los cordones inferiores de HFRP mostraron una deformación por torsión indiscutible. Se presenta un desfase en la conexión entre los módulos en los pasadores que es mayor en la parte superior y menor en la inferior (despreciable). Este desfase es atribuido a la holgura entre el pasador y la perforación y las platinas de la conexión, este es un comportamiento torsional característico para la estructura modular.

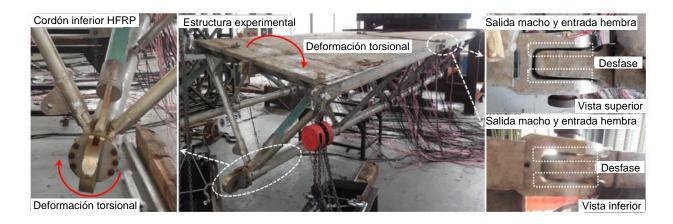


Figura 5-15. Deformación de la viga triangular, cordón inferior de HFRP y conector superior. *Tomada de* (Zhang et al., 2017).

Los resultados muestran que las curvas carga-desplazamiento medidas son esencialmente lineales, el espécimen deformado está dentro de la región elástica. La viga triangular hibrida no se distorsiona sobre el momento torsional aplicado. El tablero fue rotado por la viga en I longitudinal principal central. El tablero ortotropico de aluminio jugo un rol critico en la determinación del centro de torsión de la estructura hibrida.

El cordón inferior HFRP se deformo con un pequeño desplazamiento vertical hacia arriba, el máximo valor en el extremo libre fue únicamente 8,9mm. el correspondiente desplazamiento horizontal alcanzo 124,6mm. El cordón inferior HFRP sufrió una gran deformación horizontal a flexión. Los elementos verticales y diagonales del alma jugaron un

rol clave facilitando la rigidez a la rotación de la sección transversal y transferir la carga desde el tablero hasta el cordón inferior.

Las curvas de relación entre el momento torsional y la tasa torsional (la pendiente indica la rigidez torsional) son esencialmente lineales y paralelas para todos los tramos de la viga.

En el ensayo, no se escuchó ningún ruido de agrietamiento durante el proceso de carga. Se encontró que los esfuerzos axiales del cordón inferior son menores y pueden despreciarse. El cordón inferior presenta principalmente momentos a flexión fuera del plano (plano horizontal) en lugar de momentos en el plano (plano vertical). Esto también indica que las secciones transversales tubulares de los cordones inferiores estaban en un estado de flexión casi puro tanto el plano vertical como horizontal. El esfuerzo a flexión horizontal no se incrementa gradualmente desde el extremo fijo hasta el extremo libre, indicando que el cordón inferior no puede ser simplemente clasificado como una viga en voladizo sometida a una fuerza concentrada.

De manera similar a los cordones inferiores, las diagonales del alma soportan principalmente un momento flector fuera del plano (horizontal) en lugar de uno en el plano (vertical) y una fuerza axial. Las diagonales del alma muestran diferentes inclinaciones en dirección opuesta fuera del plano de flexión y esto se produce porque los ángulos de torsión de las secciones transversales triangulares aumentaron desde el extremo fijo hasta el extremo libre a lo largo del eje del puente.

Los elementos verticales tuvieron un estado de flexión regular en el plano (en el plano diagonal paralelo al eje del puente). Los esfuerzos de flexión en el plano fueron causados principalmente por el efecto de marco de la cercha Vierendeel compuesta por las vigas I longitudinales laterales, las verticales y los cordones inferiores.

Los resultados de esfuerzos en la viga I longitudinales muestran una distribución de esfuerzos complicada, que fue causada principalmente por los efectos parciales de la estructura bajo torsión. Las vigas I longitudinales principales toman un momento torsor mayor que las secundarias intermedias no restringidas que exhibieron esfuerzos mínimos.

Los esfuerzos en la aleta superior, aleta inferior y en el alma de las vigas I principales exteriores no fueron iguales. Presentando esfuerzos axiales menores comparados con los

de flexión que pueden despreciarse. Estas vigas tienen un estado de esfuerzos a flexión segmental a lo largo del eje de la viga. Este hallazgo se atribuye principalmente al efecto de marco de la cercha Vierendeel donde los elementos verticales se consideran soportes elásticos de las vigas.

En 2012 se desarrolló un novedoso puente hibrido de celosía espacial de FRP-Aluminio. Consiste en un sistema modular con dos huellas para carga de tráfico que permite el paso de un camión de cuatro ruedas que pesa 100 kN, con un peso del puente de 12 kN. La Figura 5-16 muestra una unidad modular de doble huella con una longitud de 3,0m, un ancho de 3,0m y una profundidad de 0,85m. La unidad modular está compuesta por dos vigas triangulares invertidas unidas por arrostramientos transversales articulados hechos de tubos de aluminio. Cada una de las vigas comprende una plataforma ortotropica de aluminio sostenida por cordones inferiores de polímero reforzado con fibra hibrida (HFRP), diagonales del alma de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP) y verticales de aluminio. El HFRP es una mezcla de fibra de vidrio, fibra de carbono, y fibra de basalto. La matriz polimérica es resina de éster vinílico isoftálico. Los tubos de FRP se conectan con piezas de aluminio según la novedosa técnica de conexión PTTC. El arrostramiento transversal consta de algunos tubos horizontales superiores e inferiores (señalados como "a" y "b") y tubos diagonales (señalados como "c"). Los tubos diagonales se sueldan en su cruce con ayuda de una platina de aluminio. Las uniones de dos módulos de dos huellas se realizan mediante salida macho y entrada hembra con pasadores.

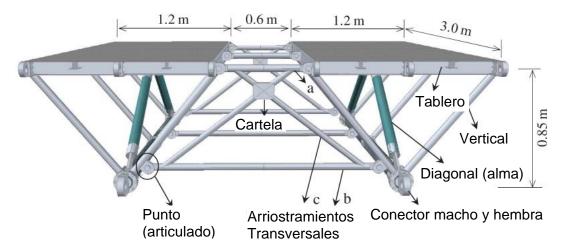


Figura 5-16. Unidad modular del puente de armadura espacial de doble huella. *Tomada de* (Zhang et al., 2018).

La estructura experimental está compuesta por dos módulos de doble huella a escala real y tiene una longitud de 6,0m. En el ensayo, el montaje representa un voladizo. En el extremo fijo, las cuatro entradas hembra de la estructura experimental están bien conectadas a las correspondientes salidas macho conectadas a una estructura de acero reforzada mediante pasadores. En el extremo del voladizo, se aplican dos cargas F concentradas inversas a las dos salidas macho superiores laterales para obtener un momento de torsión puro con un brazo de 3,0m. Las cargas concentradas F fueron proporcionadas por pesos bobinados compuestos por una canasta colgante y algunos bloques de acero (con peso idéntico). El proceso de carga y descarga se llevó a cabo levantando manualmente las pesas con la ayuda de dos bloques de cadena de mano invertida: la que baja se conecta directamente a la salida macho superior de la estructura experimental; el otro que sube fue colgado por un marco de contrafuerza hecho de armaduras de Bailey prefabricadas.

En el ensayo, se aplicaron cuatro niveles de carga para preservar una condición elástica para el modelo experimental. Las cargas concentradas aplicadas Fs son 5, 10, 15 y 20 kN. Los momentos de torsión equivalentes correspondientes se denominan 15, 30, 45 y 60 kN-m, respectivamente. Tenga en cuenta que el objetivo del ensayo de torsión pura es solo comprender el comportamiento de torsión en el rango elástico y el mecanismo de carga para la estructura única. Obtener las cargas de falla y el comportamiento de falla no es un objetivo del estudio. Las cargas aplicadas fueron mucho menores que la carga real que puede experimentar el puente. Antes de la carga formal, se repitió tres veces un proceso de carga y descarga con un nivel de 20 kN para minimizar el posible intersticio en la estructura experimental inducido por las irregularidades de montaje iniciales.

Los desplazamientos verticales y horizontales de la estructura experimental se midieron utilizando una estación total electrónica. Las deformaciones longitudinales de los elementos de celosía tubulares de FRP se registraron mediante galgas-extensometricas unidireccionales calibradas.

El objetivo de la investigación experimental del ensayo a torsión pura consiste en examinar el comportamiento de torsión lineal elástico (aparte del comportamiento de falla y las cargas de falla) y explorar más a fondo el mecanismo de carga correspondiente de la estructura de celosía espacial hibrida de doble huella.

Los desplazamientos horizontales del tablero ortotropico son casi cero y no se presentan. Los de otras secciones no se muestran debido al patrón regular y hallazgos similares. Las curvas de carga-desplazamiento medidas son casi lineales, como se esperaba. Los arriostramientos transversales rígidos permiten una deformación simétrica y sincrónica alrededor del centro torsional "o", provocando una flexión vertical inversa con igual desplazamiento y una forma torsional co-rotatoria con igual Ángulo.

A partir de las curvas de momento de torsión contra tasa torsional de las unidades fija y libre se obtiene un comportamiento lineal y con curvas que no son paralelas entre sí. Esta diferencia de rigidez torsional se debe a la condición de fijación de cada uno de los módulos: En el extremo fijo la unidad está unida a un marco de acero y en el extremo libre la unidad está fijada en la anterior. La rigidez a la torsión de toda la unidad fija es mayor que la de la libre.

La rigidez a la torsión de las unidades modulares con dos vigas triangulares de celosía es mucho mayor que las correspondientes unidades modulares con una sola viga, sino que también es mucho mayor que la suma de la rigidez a la torsión de dos vigas triangulares de celosía.

Los esfuerzos de flexión en el plano vertical son provocados principalmente por el efecto de marco bajo flexión vertical de la viga de armadura triangular con juntas semirrígidas. Además de la carga de flexión vertical, el momento de torsión aplicado de la estructura experimental es parcialmente resistido por la torsión de sus vigas triangulares de celosía. Los esfuerzos de flexión (en términos de flexión vertical y horizontal) en los cordones inferiores de la estructura de celosía espacial hibrida de doble huella son una superposición de los valores generados por la flexión y torsión de su viga triangular de celosía.

De acuerdo a las curvas de esfuerzos para algunas secciones transversales tubulares representativas de las diagonales del alma de GFRP, los esfuerzos máximos son menores que la resistencia del material. De manera similar al cordón inferior, las diagonales del alma GFRP están sometidas principalmente a esfuerzos axiales. A través de los arriostramientos transversales, las flexiones verticales de las vigas triangulares de celosía juegan un papel importante en la determinación del estado de esfuerzo axial de las diagonales.

La contribución del momento de torsión reconstruido M_{TB} causado por la flexión vertical de las vigas gemelas triangulares de celosía es aproximadamente del 94%, solo aproximadamente el 6% esta soportado por la torsión de las vigas gemelas triangulares de celosía (M_{TS}). Este resultado indica que el momento de torsión aplicado M_{TD} de la estructura de celosía espacial hibrida de doble huella es resistido principalmente por la carga de flexión de sus vigas gemelas triangulares de celosía. Por lo tanto, una forma de aumentar la rigidez a la torsión de la estructura es incrementando la rigidez a flexión de la viga triangular de celosía y aumentar la separación transversal de las vigas paralelas.

El puente desplegable con arriostramientos transversales en x (S1) es uno de los primeros puentes de su tipo y no es adecuado para ser construido con un sistema de nariz de lanzamiento como es el caso de la mayoría de puentes desplegables (Sun y Chen, 2008). Por tal razón se propone un sistema de arriostramiento (S2), donde las vigas triangulares de celosía se unen transversalmente mediante un perfil I colocado en la parte superior (Figura 5-17).



Figura 5-17. Armadura espacial propuesta FRP-Aluminio para un puente desplegable con nariz de lanzamiento. *Tomada de* (Zhu, Zhang, Shao, Xu, & Zhao, 2019).

Con el propósito de evaluar la rigidez a torsión global de la armadura espacial hibrida de doble huella con arriostramiento superior conformado por una viga de acero en I, se realiza un ensayo con una carga estática lineal elástica (condición de carga en torsión pura) sobre una estructura experimental a escala real como un voladizo de 6m.

Se fabricaron cuatro unidades de la viga de celosía triangular invertida para el puente prototipo, con una longitud de 3m, una profundidad de 0,85m y ancho de 3,0m. Para más detalles de las unidades triangulares, se puede consultar un estudio anterior (Zhang et al., 2014).

Para el ensayo, se montaron dos unidades de viga triangular prefabricada en una estructura experimental en voladizo con un ancho total de 3,0m y una longitud de 6,0m. Los arriostramientos transversales conformados por vigas de acero tipo I se colocaron a lo largo de la longitud de la estructura experimental espaciados 1,458m. El perfil de la viga tipo I, está conformado por dos canales espalada con espalda en acero Q235 de 100mm de altura.

La carga vehicular asimétrica con una excentricidad con respeto al eje del puente, es una de las condiciones de carga más críticas en puentes desplegables y puede generar torsión en la estructura general.

El montaje de la estructura experimental consiste en un apoyo fijo, donde la estructura se conectó a un marco de acero fabricado a la medida mediante salidas macho y entrada hembra con pasadores. En el extremo libre se aplicaron dos cargas concentras F inversas en las salidas macho en la parte superior con un brazo de 3m para un momento de torsión M. La estructura se mantuvo dentro un rango lineal elástico mediante la aplicación de cuatro niveles de carga inferiores a la carga de diseño real, con, 5, 10, 15, y 20 kN.

Durante el ensayo se registraron los desplazamientos verticales y horizontales en puntos críticos específicos, mediante una estación total electrónica. Se registraron los pesos de los bloques de acero en cada etapa de carga.

Los desplazamientos laterales en los puntos instrumentados del tablero fueron casi nulos, de tal manera que no se presentan. De acuerdo a los resultados experimentales se pudo observar que la estructura se mantuvo durante todo el ensayo dentro del rango lineal elástico. Con la aplicación del momento de torsión (Fx3m), actuando en el sentido de las agujas del reloj, la viga izquierda se deforma hacia arriba y la derecha se deforma hacia abajo.

En cuanto a desplazamientos verticales, existe una simetría entre la viga izquierda y la derecha. Los desplazamiento laterales y verticales en el eje de simetría del puente fueron aproximadamente cero. Estos resultados indican que el eje de simetría del tablero ortotrópico de doble huella en el centro de la sección transversal coincide con el centro de torsión del sistema estructural completo.

La deformada de la sección transversal de la estructura prototipo de ensayo a 60 kN-m no muestra una forma torsional con distorsiones aparentes (deformada S2). De forma tal que el sistema estructural de doble huella giro alrededor de su centro de torsión con un estado rígido. Por lo tanto, los arriostramientos de vigas de acero tipo I, proporcionan un estado de estabilidad lateral y rígida para el sistema estructural completo de doble huella.

Se puede observar que la diferencia de rigidez torsional de la estructura S2 en comparación con la estructura original S1, se debe principalmente a su sistema de arriostramiento. La estructura S2 exhibe una menor capacidad para la rigidez y estabilidad lateral para las vigas triangulares. El valor de la rigidez torsional entre S2 y S1 presenta una diferencia pequeña de 11,2% y 12,6% para los módulos fijo y libre, respectivamente.

De acuerdo con las condiciones de apoyo del ensayo y los valores obtenidos de rigidez torsional del módulo fijo y el libre, se puede decir que la rigidez torsional del módulo libre es menor y se aproxima más al valor representativo de la estructura modular.

Realizando la comparación de los resultados numéricos obtenidos del modelo de elementos finitos con los resultados experimentales, se puede decir que son muy cercanos entre sí. Lo que valida la utilidad del modelo de elementos finitos. La rigidez torsional obtenida en el modelo de elementos finitos es mayor a la obtenida en los ensayos experimentales.

De acuerdo a los resultados experimentales y numéricos del modelo simplificado, se puede decir que, la torsión de la estructura mejorada de doble huella se puede descomponer en la flexión vertical y la torsión pura de sus dos vigas triangulares independientes. Este hallazgo muestra que la rigidez a flexión vertical que soportan las vigas triangulares es de aproximadamente un 95%, y en menor proporción es la rigidez a la torsión con un 5%.

En un estudio más reciente sobre el mismo prototipo de un puente de 24m de armadura espacial hibrida FRP-Aluminio se pretende mejorar la rigidez a la torsión con un sistema de arriostramiento en el cordón inferior de las vigas triangulares.

Los puentes de emergencia más estudiados hasta la fecha son prototipos de 12m (Zhang et al., 2014) y 24m (Zhang, Lv, et al., 2019) (*Figura 5-8*) (denominados V1,0 y V1,0+), que presentan una forma estructural caracterizada por una sección transversal abierta y consisten en pares de vigas de celosía triangulares hibridas arriostradas en la parte superior

por una viga de acero I. Los puentes mencionados V1,0 y V1,0+ comúnmente funcionan para puentes de tramo corto y medio.

De tal modo que se desarrolló un puente de celosía de 51m (*Figura 5-12*), que consiste en una viga superior de armadura cajón con un cordón tensor inferior de GFRP (Zhang et al., 2020). Este puente es nombrado como la versión V2,0 y aún no se ha explorado el comportamiento estático como puente desplegable.

Para este estudio se realizan ensayos de carga estática no destructiva a gran escala en un prototipo recién fabricado de 24m sometido a condiciones de carga céntricas y excéntricas (Zhang et al., 2021). También se realizó la comparación de la versión del puente V2,0 con la V1,0+ para obtener una evaluación cuantitativa, especialmente para la resistencia a la torsión mejorada.

La última estructura está compuesta por una serie de módulos de doble vía con longitudes de 6m, profundidades de 1,20m y anchos de 3,20m. Cada una de las vigas triangulares compuestas está formada por una losa ortotrópica soportada por perfiles FRP pultruidos. Toda la información estructural de V2,0 es la misma que las de V1,0+, incluidas sus vigas, conectores detallados y configuraciones locales, dimensiones y materiales incorporados.

La única diferencia de V1,0+ y la última estructura V2,0, es el arriostramiento inferior transversal de armadura plana (LPTTB). Estos elementos unen los dos cordones inferiores de la viga triangular en la parte inferior.

El nuevo arriostramiento LPTTB está compuesto por elementos diagonales (tubo circular de aluminio) y laterales (tubo circular GFRP) en el plano horizontal ubicados en el cordón inferior arriostrando las dos vigas triangulares. Estos miembros se conectaron con articulaciones mediante pasadores de acero a los cordones inferiores de las vigas.

El procedimiento de diseño se llevó a cabo sobre la base del código de diseño chino para puentes desplegables (GRB 1162-91, Comité Nacional Militar de China para la Estandarización 1992).

El objetivo principal del ensayo a escala real es obtener la caracterización experimental del comportamiento estático de la nueva estructura V2,0 sometida a la carga viva de servicio para puentes desplegables y verificar cuantitativamente la efectividad de los

arriostramientos LPTTB en el aumento de la resistencia a la torsión comparado con la respuesta mecánica de la V1,0+.

La estructura tiene apoyos simples a través de pedestales de concreto con dos apoyos en aluminio con 200mm de espesor y bloques de soporte (con una sección semicircular para encajar con los conectores del cordón inferior) de 30mm. El caso de carga céntrico se realizó con un momento de flexión positivo. El caso de carga excéntrico acopla una carga torsional con momento de flexión. Para ambos casos de carga estática, la estructura V2,0 se cargó hasta 80 kN en cuatro etapas de 20, 40, 60 y 80 kN, respectivamente.

En este caso la carga céntrica, es simétrica con respecto a platinas de acero con una excentricidad de 0mm. Sin embargo, para la carga excéntrica se presenta un desfase de 300mm entre el eje de la platina de acero y el eje de la viga triangular.

Se realizó la medición del desplazamiento vertical estático del prototipo general con transductores de desplazamiento electrónico ubicados en los cordones inferiores de las vigas triangulares.

Las deformaciones longitudinales se midieron mediante galgas extensométricas unidireccionales ubicadas en los elementos diagonales, verticales y en el cordón inferior cerca del centro del prototipo en las dos vigas derecha e izquierda. Las galgas se colocaron en cuatro puntos de la sección transversal tubular.

Debido a que los apoyos en los extremos son muy rígidos, los desplazamientos son muy pequeños. Como se puede esperar, el mayor desplazamiento se puede ver en el centro del puente. Se presenta una carga adicional no prevista bajo la condición de carga céntrica con una torsión adicional menor, lo que genera una diferencia en los valores de desplazamiento vertical entre las dos vigas del 2,7% al 12,5%.

Sin embargo, bajo carga excéntrica la deflexión vertical de la viga izquierda hacia arriba es mayor a la derecha hacia abajo, con una diferencia entre las dos de 16,6% a 35,6%. Esta diferencia es menor para la estructura V2,0 comparada con la V1,0+. La rigidez a la torsión es mayor en una sección cerrada que una abierta.

Se puede observar que el comportamiento a flexión bajo carga céntrica es lineal elástico y coincide bien para la estructura V2,0 comparada con la V1,0+. Esto se debe a la simetría en las armaduras de la sección transversal de las vigas.

El factor de aumento excéntrico, que se define como la relación del aumento del desplazamiento vertical entre la condición de carga excéntrica y céntrica, y que para este caso de la estructura V2,0 tiene un valor de 1,21, este valor es mucho menor al de la V1,0+ de 1,43.

De acuerdo a la comparación de la respuesta torsional para la estructura V2,0 con la V1,0+, se puede decir que la versión mejorada (V2,0) con una sección cerrada presenta una mejor respuesta torsional con longitudes mayores en comparación la V1,0+.

Dentro del ensayo no se observaron fisuras por falla de los elementos GFRP y las líneas de soldadura de aluminio del prototipo V2,0. De acuerdo a la instrumentación para los elementos diagonales del alma bajo carga céntrica y excéntrica, se puede observar que los esfuerzos axiales de estos miembros son casi iguales a cero; debido a que se encuentra en la zona de flexión pura con fuerzas cortantes equivalentes de las vigas iguales a cero.

Los elementos del cordón inferior, bajo varios escenarios de carga registran un comportamiento axial casi completo de la estructura V2,0. Lo que satisface las características unidireccionales de los materiales compuestos.

Para la carga excéntrica, los esfuerzos axiales en los elementos del cordón inferior de la estructura V2,0 bajo carga asimétrica fuera del eje, es una superposición de los valores inducidos por el momento de flexión positivo y el momento de torsión.

Se puede observar que la estructura V2,0 y V1,0+ tienen un comportamiento similar en las fuerzas axiales de los elementos del cordón inferior GFRP, con magnitudes casi iguales.

Sin embargo, bajo cargas excéntricas, a partir de los valores de esfuerzos axiales para el cordón inferior de las vigas; el factor de aumento excéntrico para la estructura V2,0 sometido a las cargas vivas de servicio es aproximadamente 1,12-1,23, que es menor al de la estructura original V1,0+. La evaluación comparativa antes mencionada de los esfuerzos axiales demuestra la efectividad de los arriostramientos LPTTB para reducir los esfuerzos en los elementos GFRP.

También se pudo observar que, bajo torsión pura, las dos vigas no respondieron verticalmente con un comportamiento de flexión inverso de igual magnitud. De tal manera que el mecanismo de carga y los modelos analíticos aplicados a la estructura V1,0+ no aplican para la nueva estructura V2,0.

Finalmente se determinó que la nueva estructura V2,0 demostró un comportamiento lineal elástico satisfactorio hasta una carga de 80 kN. Se encontró que a una carga de 56 kN el esfuerzo máximo en los cordones inferiores es solo del 4,4% de la resistencia última de los compuestos de GFRP. El desplazamiento vertical máximo medido del prototipo sometido a cargas excéntricas de 50 kN fue de 46,1mm, que es solo el 28,8% del límite de deflexión máximo (L/150=160mm).

5.1.1.6 Puentes permanentes

Se construye un prototipo experimental de una viga cajón FRP con losa de concreto ligero (*Figura 4-13*). Con el fin de validar el modelo de elementos finitos de la viga se realizó un ensayo a escala real para la optimización del diseño final del puente (Siwowski & Rajchel, 2018). El primer ensayo se realizó para determinar el comportamiento de la viga bajo carga estática de servicio estándar de acuerdo al código Polaco. Después se realizó un ensayo dinámico para determinar propiedades como frecuencias y modos de vibración y amortiguación. Por último, la viga se cargó hasta la falla para determinar la carga final y los modos de falla.

La viga se ensayó mediante flexión de cuatro puntos con dos actuadores hidráulicos con una capacidad máxima de 630 kN cada uno montado sobre un pórtico de acero. La viga tuvo un comportamiento lineal hasta la carga máxima de 1260 kN y no se observó desplazamiento residual en la descarga. Los esfuerzos de tensión bajo la carga de falla en los laminados de carbono y vidrio fueron solo el 52,6% y el 25,7% de la resistencia característica de los laminados individuales, respectivamente. La losa de concreto no fallo por aplastamiento y tampoco se observaron grietas. La carga máxima obtenida para la viga fue 5922 kN-m que corresponde al 323% de la carga de diseño, y no se tuvo una falla global obteniendo un factor de seguridad mayor a 3. Se obtuvieron daños locales en forma de delaminación local interior y exterior en ambas aletas, en la zona de transición entre el alma y la aleta superior y rasgamiento en el laminado de la aleta inferior (*Figura 5-18*).



Figura 5-18. Daño local de la viga: delaminación en aleta superior (derecha) y rasgamiento en el laminado de la aleta inferior (izquierda). *Tomada de* (Siwowski & Rajchel, 2018).

5.1.2 Prototipos para puentes peatonales

Se realizó un modelo a gran escala de la armadura espacial con referencia a una armadura secundaria para un puente peatonal (o cubierta con actividad peatonal). El puente peatonal previsto tuvo una longitud de 9,6m y ancho de 3,2m (*Figura 5-19*) (Yang et al., 2015). El pórtico secundario resultante para el puente peatonal consiste de una pirámide cuadrada de 6 rejillas en la dirección de la luz y 2 rejillas en la dirección del ancho. En el estudio se tuvo en cuenta la carga muerta del tablero del puente, pero en realidad no se montó ningún tablero. La carga de diseño para la armadura se basó en la aplicación de carga viva peatonal especificada en *AASHTO* y se distribuye uniformemente en el tablero, y luego se transfieren a los nodos superiores en proporción a las áreas adyacentes. Se consideraron los siguientes estados límites:

- Estado límite último (ULS): Resistencia I, Resistencia III.
- Estado límite de servicio (SLS): Servicio I.

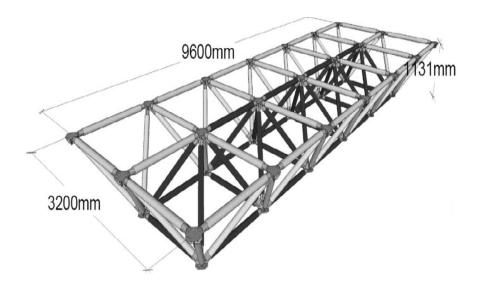


Figura 5-19. Geometría de la armadura ensamblada GFRP (ver la parte remarcada en negro) con referencia a la estructura de soporte de un puente peatonal. *Tomada de* (Yang et al., 2015).

El estado límite de resistencia I está relacionada con el uso normal del puente por parte de peatones sin carga de viento, El estado límite de resistencia III tuvo en cuenta que el puente estuvo expuesto a una velocidad de 88,5 km/h sin actividad peatonal, y el estado límite de servicio I tiene en cuenta el uso operativo normal del puente con todas las cargas en sus valores nominales. De acuerdo con la especificación de puente peatonal *AASHTO FRP*, la tensión que actúa sobre los miembros FRP resultante del estado límite de resistencia (ELR) debe limitarse al 25% de la resistencia máxima del material y la deflexión del puente peatonal FRP debe limitarse a 1/500 de la longitud del tramo sujeto al estado límite de servicio (ELS). Para el ensayo solo se utilizó la parte resaltada en negro (*Figura 5-19*).

Se utilizó un adhesivo Epóxico (Araldita 420 A/B) de dos componentes, con una resistencia nominal de 28,6 Mpa, modulo a tensión 1,90 Gpa y una resistencia a cortante (τ_s) de 25,0 Mpa. Antes de aplicar el pegamento Adhesivo, la superficie interior de los perfiles GFRP y las superficies exteriores del conector de acero fue pre-tratado, por abrasión. Los miembros estructurales se dejaron en un ambiente interior o durante 2 semanas para lograr su máxima resistencia antes del ensamblaje final del modelo.

Se utilizó una grúa de pórtico, el peso total de la estructura entera fue 773 kgf. Para el ensayo de la armadura se aplicaron tres escenarios de carga denominados ensayos 1, 2 y

3. El esquema de carga para los tres escenarios fue el mismo, en el que se aplicó una carga puntual con pasos de carga de 8 kN en el nodo superior en medio del tramo. La relación de carga puntual aplicada a máxima carga de compresión en los miembros críticos fue cerca de 1:1,41. Para los ensayos 1 y 2, los pernos mecánicos utilizados para las conexiones de acero fueron pernos M16 de alta resistencia con un grado 8,8 (capacidad nominal a cortante igual a 480 Mpa).

Para el ensayo 1, el posible modo de falla llega a ser rotura a cortante de los pernos M16 grado 8,8. En el ensayo 2, por lo tanto, se instalaron espaciadores para introducir fuerzas de compresión adicionales. En el ensayo 3, se quitaron los espaciadores y se usaron pernos grado 10,9 M16 con mayor resistencia, este ensayo se realizó para mejorar la capacidad de carga de la estructura de ensayo, para poder observar una deformación de segundo orden más obvia o para iniciar el pandeo de los elementos críticos a compresión.

La configuración de carga consiste en un pórtico de reacción montado a través del tramo medio de la estructura experimental con la debida instrumentación a través de galgas extenso métricas para medir deformación y celdas de carga para registrar las fuerzas aplicadas durante el ensayo.

Los resultados experimentales muestran que el modo de falla para el ensayo 1, se debe a la falla por corte de los pernos de Grado 8,8 en el miembro de compresión critico cerca del punto de carga. En el ensayo 2, se observó una flexión obvia en los elementos críticos de compresión a ambos lados del punto de aplicación de la carga, uno de los miembros doblados fallo debido a la rotura del material en el extremo del tubo GFRP y la estructura pierde su capacidad de carga. En el ensayo 3 toda la armadura espacial colapso principalmente debido a la falla por cortante de los pernos de grado 10,9.

La respuesta carga-deformación para el ensayo 1 muestra un buen comportamiento lineal durante el proceso de carga entero. Para el ensayo 2, las curvas presentan una divergencia que fue causada por flexión de segundo orden más que pandeo. La mayoría de los miembros GFRP muestran una respuesta lineal hasta la falla ultima, indicando que los miembros estructurales correspondientes fueron sometidos principalmente a carga axial. Los resultados de deformación medidos en el acero en el ensayo 2 están por debajo de la deformación de fluencia, lo que sugiere que no se produjo ninguna deformación en los componentes de acero correspondientes.

La respuesta de la curva carga-desplazamiento del ensayo 2 comienza a decrecer cerca de 96 kN. Para el ensayo 1, una respuesta lineal es evidente hasta la falla en el nivel de carga de 144 kN. La pendiente de la curva del ensayo 3 muestra una ligera disminución a aproximadamente 144 kN y finalmente falla a 164 kN. El desplazamiento asociado debido a la carga de servicio fue cerca de 6,6mm (1/1212), que está muy por debajo del límite 1/500.

El factor de seguridad calculado como la relación del estado límite de falla (FLS) y el estado límite último (ULS) en el caso del ensayo 3, el factor de seguridad parcial (FLS/ULS) es 3,55. En el caso del ensayo 2 es 3,11. En el ensayo 2 se presenta un fenómeno de deformación no lineal significativo para las estructuras ensambladas con materiales frágiles de FRP debido a su papel de advertencia previa de posibles fallas estructurales.

Se desarrolló una pasarela peatonal y para ciclistas con una viga en forma de U con laminado Sandwich (*Figura 5-20*), tiene una longitud de teórica de 14,0m. Toda su construcción está hecha de materiales compuestos. Es un objeto compacto de una sola pieza producido mediante la tecnología de saturación al vacío con resina, dispuestos sobre una estructura denominada seca (infusión), en un único ciclo de producción. Esta solución proporciona facilidad de uso a largo plazo y reduce significativamente la necesidad de mantenimiento (Pyrzowski, Miśkiewicz, Chróścielewski, & Wilde, 2017).



Figura 5-20. Pasarela en U localizada en el campus de la Universidad Tecnológica de Gdansk. *Tomada de* (Pyrzowski et al., 2017).

La pasarela se construyó como objeto de investigación de la subvención *Fobridge*, cofinanciada por el *National Center for Research and Development*. El proyecto se desarrolló por un consorcio formado por la Universidad Tecnológica de Gdansk, La Universidad Tecnológica Militar, y la empresa Roma SP. Inc. La pasarela puede ser utilizada para carreteras de trafico rápido, vías férreas, canales y pequeños ríos. El proceso de producción de la pasarela es muy corto; solo lleva unos días. El reducido peso del objeto (pesa solo 32 kN) hace que sea fácil de transportar e instalar. Estas ventajas pueden ser útiles para restaurar rápidamente las pasarelas peatonales en áreas de desastres naturales.

La estructura tiene una sección trasversal en U y se trata de una estructura con esquema estático de apoyo libre, con una luz de 14,0m y un ancho útil de 2,6m. La viga tipo lamina está hecha de material en capas (sándwich) en el que los revestimientos exteriores están hechos de laminados de polímeros reforzados con fibra de vidrio (GFRP), con un núcleo de espuma de tereftalato de polietileno (PET) en el interior. La estructura no tiene juntas porque su producción se realizó en un solo ciclo de producción, utilizando tecnología de infusión.

Se realizó un análisis numérico mediante un programa de elementos finitos (Abaqus 6,14), para seleccionar las ubicaciones de medición y elegir sensores adecuados para los ensayos. La construcción del modelo fue precedida por numerosas pruebas de validación desde estructuras pequeñas.

Se realizaron pruebas estáticas y dinámicas, y durante los ensayos, se utilizaron un total de 216 diferentes tipos de puntos de medición para identificar el comportamiento de la estructura y se realizó un escaneo laser en un lado de la viga. Para evaluar la variabilidad de los parámetros compuestos en las condiciones de operación con el paso del tiempo, la investigación se repitió dos veces más, en intervalos de tres meses. La respuesta de la estructura fue monitoreada continuamente a través de un sistema de monitoreo de salud estructural (SHM) de múltiples subprocesos.

El comportamiento estático de la pasarela, se realizó colocando losas de concreto en varias configuraciones. El peso total de las losas vario de 140 kN a 202 kN. Esta carga produjo efectos entre 89% y 120% comparado con la carga especificada por las normas de 5,0 kN/m². Durante el ensayo, se registró el comportamiento de la estructura en 117 puntos de medición independientes con galgas de deformación, y equipos para medición de desplazamientos y temperatura.

Los resultados muestran una respuesta de la viga mejor que la determinada a partir del modelo de cálculo de la estructura adoptada. El modelo de cálculo no tiene en cuenta la resistencia adicional resultante de la capacidad de carga de las capas (nervaduras), la protección UV y anti-impacto y las capas irregulares de resina absorbidas en algunos de los poros de la superficie de contacto.

Se realiza la investigación experimental del comportamiento estructural del modelo de puente de celosía de GFRP bajo carga estática. El prototipo de puente se ensambló utilizando perfiles de GFRP producidos por Fiberline Composites, pernos de acero, y soportes de GFRP. Se aplicó una carga de 13,3 kN en cuatro etapas midiendo el desplazamiento (Bačinskas et al., 2017).

La longitud de la estructura considerada fue de 6,0m, ancho de 0,75m, y altura de 0,53m. El prototipo del puente se construyó en el Laboratorio de Investigación de Estructuras de Edificación Innovadoras de la Universidad Técnica de Vilnius Gediminas.

Los perfiles pultruidos de GFRP fueron fabricados con fibras de vidrio incrustadas en una matriz de poliéster. El diseño, geometría y dimensiones se muestra en la *Figura 5-21*. Las conexiones se realizan mediante pernos de acero M8.

Se realizó la instrumentación de la armadura, con transductores lineales de desplazamiento variable como medidores de desplazamiento (DG) para registrar las deflexiones en el cordón inferior durante el ensayo (*Figura 5-22*).

Se utilizó un esquema de carga a través de bloques de acero de 20-25 kg colocados en secuencia sobre el tablero de madera. Con la aplicación de una carga de 3,0 kN/m en las vigas de piso centrales (FB2 - FB10) y 1,5 kN/m en las laterales (FB1 y FB11). El proceso de carga se realizó en cuatro etapas comenzando a colocar bloques desde el soporte con pasador hasta el de rodillo.

Después del proceso de carga se obtiene una deflexión máxima de 6,635mm en el centro de la luz de la estructura en la etapa IV y la deflexión admisible es igual a 12mm.

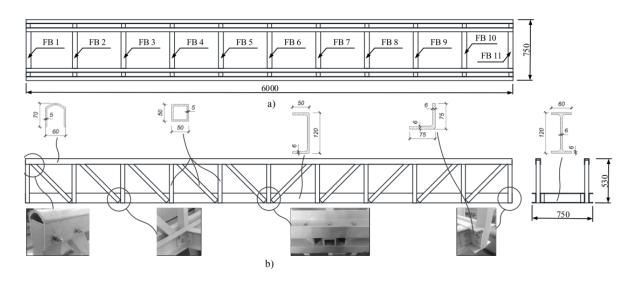


Figura 5-21. Esquema de la viga de piso (FB) (a) y conexiones pernada típicas entre componentes compuestos (b). *Tomada de* (Bačinskas et al., 2017).

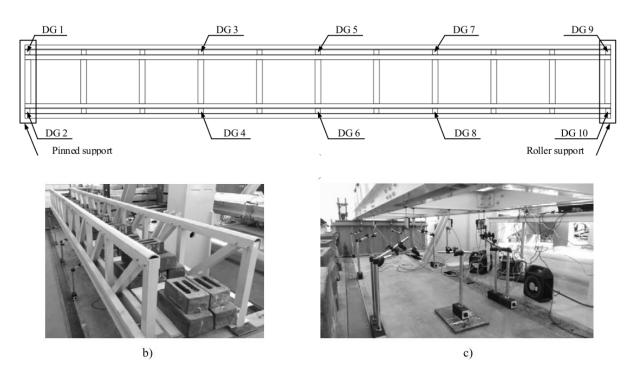


Figura 5-22. Arreglo de medidores de desplazamiento (a) y (c); distribución de carga sobre el tablero del puente de madera (b). *Tomada de* (Bačinskas et al., 2017).

Se realizó una comparación de los resultados teóricos y experimentales para la deflexión sobre la base de la variación del módulo de elasticidad. Los resultados de deflexión

obtenidos de la simulación numérica para el módulo de elasticidad promedio (E=31,3 Gpa) concuerdan bien con los resultados experimentales en todas las etapas de carga con un margen de error que varía desde 0,3 hasta el 10%. Las deflexiones obtenidas para el modelo fueron L/942 (experimental) y L/944 (numérico) y de acuerdo con las normas de diseño un valor aceptable es L/400. Los resultados obtenidos muestran que el modelo de puente diseñado y probado tiene una reserva suficiente de rigidez estructural.

5.1.2.1 Puente de armadura FRP de luz intermedia

El prototipo de puente en estudio (*Figura 5-23*) es una armadura tipo Pratt sin usar soportes laterales, como durmientes de madera que comúnmente se aplica para puentes peatonales y vehiculares ligeros.

El puente consta de dos componentes principales, que es el sistema de celosía y el sistema de piso. El sistema de celosía consta de dos vigas de armadura con elementos a compresión, a tensión y diagonales. El tablero consta de dos vigas longitudinales y un sistema de arriostramiento con una losa FRP.

Para el diseño del puente se siguen los lineamientos de las "Especificaciones de la guía para el diseño de puentes peatonales de FRP, AASHTO 2008". La carga peatonal prevista es de 3,0 kPa. La carga de viento especificada es de 1,68 kPa. La deflexión admisible debe ser menor a 1/200 de la longitud total. La frecuencia de vibración lateral debe ser mayor a 5 Hz y lateral mayor a 3 Hz.

Para la armadura se utiliza un perfil canal C150x65x20mm, con un espesor de 7mm, la losa es una rejilla pultruida de 50mm de espesor. El peso total del puente de armadura es de 50 kN.

Para las conexiones, se utiliza un perno de 16mm de diámetro ASTM A325 y placas de refuerzo de 10mm de espesor.

Se construye un modelo numérico para verificar los resultados del ensayo, se simula el comportamiento del puente FRP con un software de análisis estructural con frecuencia fundamental como referencia.

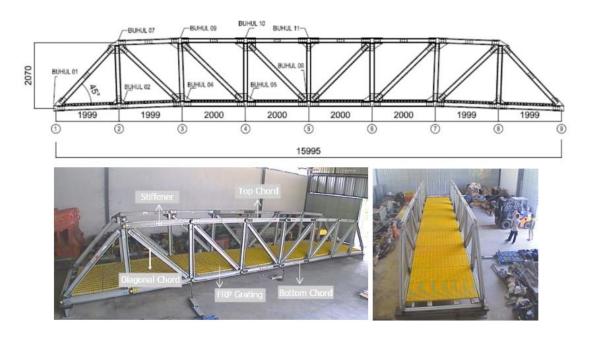


Figura 5-23. Vistas y partes del puente de FRP de 16m. Tomada de (Sidik & Irawan, 2020).

Con el fin de identificar las características de respuesta estructural con ensayos dinámicos y estáticos del prototipo de puente FRP, se realiza una inspección visual de los elementos y la estructura del puente, también se registran los esfuerzos y deformaciones sobre los elementos, la deformación estructural y la frecuencia natural del puente.

Los ensayos estáticos se realizan colocando cargas por etapas hasta una fuerza máxima de 120 kN.

El ensayo dinámico registra una frecuencia natural vertical de 8,06 Hz para personas caminando y 7,39 Hz para personas corriendo. La frecuencia natural lateral es de 1,46 Hz, y es menor al estándar *AASHTO* de 3 Hz.

En los ensayos estáticos, el modelo de ensayo del puente de FRP colapso cerca de una carga de 90 kN. La deflexión máxima para esta carga fue de 15,83mm medida con una estación total electrónica y un deflectometro antes del ensayo.

Los resultados del modelo numérico muestran frecuencias naturales verticales similares al ensayo dinámico de 7,39 Hz (E=20830 Mpa) y 8,06 Hz (E=20600 Mpa).

Las deflexiones relativas del modelo del puente son L/1010 (para el modelo experimental), L/781 (para el modelo numérico con f=7,39 Hz), dan L/930 (para modelo numérico f=8,06 Hz), donde L es la longitud total del puente.

La rigidez del puente en la dirección vertical es suficiente, pero existen otras zonas que son débiles. Cuando la carga alcanza 90 kN, el modelo de ensayo colapsa en el cordón superior. Como se puede ver en la *Figura 5-24*, el colapso inicia desde la conexión número 1, a continuación la conexión número 2 y por último la conexión número 3. El esfuerzo de compresión que se produce durante la falla es menor a la resistencia última, por lo que es probable, que además de la fuerza axial también se presente una fuerza adicional sobre el eje débil del perfil.

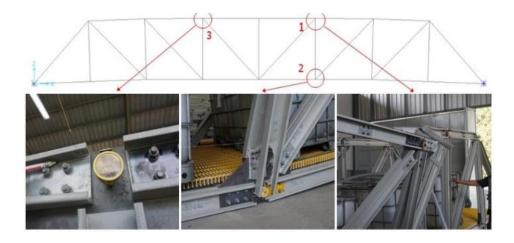


Figura 5-24. La condición del puente prototipo después del colapso. *Tomada de* (Sidik & Irawan, 2020).

5.1.2.2 Puentes permanentes

Se construye un prototipo experimental de una viga cajón con materiales compuestos para una pasarela (Siwowski et al., 2018). La profundidad de la viga es aproximadamente 1,0m para la longitud máxima de 25,0m (es decir una esbeltez, e/L=1/25) y el ancho superior de la viga de aproximadamente 1,7m. Los materiales utilizados fueron fibras de vidrio como refuerzo básico, fibras de carbono solo en las zonas de mayores concentraciones de esfuerzos y para ajustar la rigidez de la viga requerida, resina epoxi como matriz de compuestos FRP y espuma PVC en caso de que se tuvieran que utilizar laminados sándwich como elementos estructurales. De acuerdo con el análisis estructural inicial, se

asumió que las aletas superior e inferior de la viga estaban reforzadas con fibra de vidrio y carbono (laminados híbridos) para obtener la rigidez requerida de la viga, la placa de la plataforma, así como los diafragmas y las nervaduras externas como compuestos sándwich con caras de fibra de vidrio y espuma de PVC como núcleo. La sección transversal final de la viga y su composición se muestra en la *Figura 5-25*.

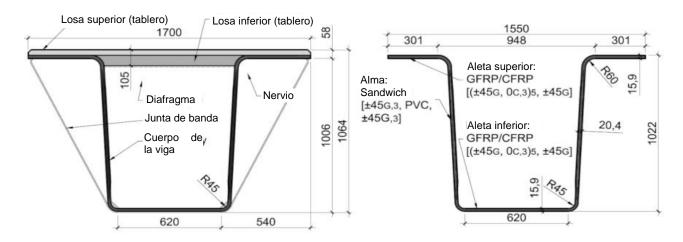


Figura 5-25. Sección transversal y viga totalmente compuesta. *Tomada de* (Siwowski et al., 2018).

Con el fin de incluir las propiedades reales de elasticidad y resistencia del material en el análisis de diseño de elementos finitos, se realizaron ensayos de los materiales de todos los componentes principales de las vigas en el laboratorio de la Universidad Tecnológica de Varsovia.

Todos los componentes compuestos se realizaron mediante el método de fabricación por infusión al vacío VARTM. Se utilizaron tejidos Saertex como refuerzo compuesto: tejido de carbono unidireccional 0° (UD) con peso unitario g=618 g/m² y tejidos de fibra de vidrio tipo E bidireccional (EX) con peso unitario g=1210 g/m². Se utilizó resina epoxi de dos componentes Araldite LY 1564 SP con los endurecedores Aradur XB 3486 y XB 3487 y se aplicaron con la mejor opción de matriz para la infusión VARTM. Por último, se utilizó la espuma Divinycell PVC H80 de Diab para el núcleo de los elementos sándwich.

El objetivo principal del ensayo de la viga prototipo fue evaluar su comportamiento bajo carga estática para determinar su rigidez real, capacidad de carga y modos de falla. Se diseñaron tres etapas del experimento con el fin de evaluar el desempeño de la viga en

flexión y cortante y para verificar el comportamiento de la placa del tablero bajo carga concentrada.

En la primera etapa, la viga de gran tamaño se sometió a una carga de cuatro puntos con una luz de 12,0m. El primer paso fue comprobar el comportamiento de la viga bajo carga de servicio característica para pasarelas según el Eurocódigo 1. Posteriormente, la viga fue descargada y recargada hasta la falla en el segundo paso para determinar la capacidad de carga de flexión de la viga y el modo de falla relevante.

Después de retirar el material destruido en la mitad del tramo, la viga se dividió en dos partes. Se llevaron a cabo dos etapas posteriores del ensayo estático en las dos partes restantes de la viga prototipo. La segunda etapa consistió de la aplicación de la carga de flexión de cuatro puntos en la mitad de la viga cerca de la zona de apoyo bajo carga de servicio característica para pasarelas según el Eurocódigo 1. La tercera etapa consistió en la aplicación de una carga concentrada de 150 kN cerca de la zona de apoyo.

En las tres etapas del ensayo estático se utilizaron 50 galgas extenso métricas eléctricas de alta precisión (incluidas 10 galgas tipo roseta) para medir las deformaciones en las diversas direcciones de la viga.

El modelo 1 (ensayo a flexión de la viga) del ensayo con la viga completa mostro un comportamiento completamente elástico de la viga en el rango de las cargas de diseño, así como hasta la falla. El desplazamiento total medido en la carga de falla fue de 75,78mm, lo que indica 1/158 de luz (L). Los valores correspondientes a la carga de servicio fueron: 26,15mm y L/460, respectivamente. Las deformaciones máximas en los laminados de la aleta inferior y superior de la viga constituyen el 26,2% y el 53,2% de la deformación última compuesta, respectivamente, en relación con la capa de carbono.

La carga de falla alcanzo 774,3 kN y la falla se debió a la delaminación de la placa de la plataforma tipo sándwich de GFRP, que fue un modo de falla de la viga bastante inesperado. La delaminación repentina en la placa del tablero tipo sándwich de GFRP indujo más fallas observadas en la viga, es decir, pandeo local de las partes correspondientes del alma, desprendimiento entre el tablero y las aletas superiores de la viga, así como el desprendimiento total de los nervios y diafragmas adyacentes. Todos estos fallos se produjeron en el centro de la viga (*Figura 5-26*).

Para el modelo 2 (Ensayo a cortante de la viga) se obtuvo un comportamiento elástico de la viga en el rango de las cargas de diseño características, así como hasta la falla. La deformación máxima en el laminado de banda constituye el 8,8% de la deformación máxima del compuesto, en relación con la capa de vidrio. Las deformaciones correspondientes en la sección a 2,0 m del eje de apoyo hacia la mitad fueron aproximadamente 4 veces menores. La carga de falla del modelo 2 fue de 1200 kN. Debido a la configuración asimétrica del modelo, la carga de falla (fuerza cortante) para la zona de apoyo considerada fue aproximadamente el 60% de la carga de falla total, es decir, 580 kN. Una vez alcanzada esta carga, se pudo observar la destrucción sistemática de la zona de apoyo. Comenzó con la deformación por cortante de las almas en ambos lados de la viga seguida de grietas repentinas a lo largo de los bordes de la aleta inferior. Posteriormente, se observó el desprendimiento y delaminación del tablero de la plataforma seguida del deshuesado de las nervaduras (*Figura 5-27*).









Figura 5-26. El modo de falla del modelo 1: a) desunión y delaminación de la placa de la plataforma, b) pandeo del alma, c) desprendimiento y pandeo de la nervadura del alma y el ala superior, d) delaminación interior en el ala inferior. *Tomada de* (Siwowski et al., 2018).



Figura 5-27. El modo de falla del modelo 2: a) deformación por cortante del alma, grietas a lo largo de los bordes del ala inferior, b) desunión y delaminación de la placa de la plataforma, desunión de la nervadura de soporte, c) modo de falla final de la viga. *Tomada de* (Siwowski et al., 2018).

Para el modelo 3 (ensayo a flexión del tablero) se observó un comportamiento no lineal en el tablero. Los desplazamientos totales en el centro de la luz para carga de servicio y carga de falla fueron 18,7mm y 32,0mm respectivamente, lo que indica 1/45 y 1/26 del tramo del tablero entre los soportes de las aletas superiores. Estos valores son mayores al límite (L/300), lo que indica que la rigidez del tablero no es suficiente. Sin embargo, el desplazamiento final se obtuvo para el modo de falla atípico, que tuvo lugar en la carga máxima concentrada de 300 kN. La huella de carga se localizó cerca de la junta de ensamblaje del tablero, que resultó ser el punto más débil del tablero e influyo fuertemente en la capacidad de carga máxima del tablero. La falla del tablero comenzó con una grieta a lo largo de la junta transversal seguida por el desprendimiento repentino del panel cargado del tablero (*Figura 5-28*).

La rigidez requerida de la viga, que siempre es una condición decisiva en el diseño de puentes de FRP, ha sido probada experimentalmente con un margen de servicio del 35%. El comportamiento totalmente lineal de la viga hasta la rotura también ha revelado este comportamiento esperado. El experimento ha demostrado que la resistencia de la viga se ha agotado solo en aproximadamente el 50% en términos de resistencia del material. La parte superior de la viga (es decir, el tablero) ha resultado ser el elemento más cargado de la viga, mientras que la aleta inferior hibrida se ha utilizado dos veces menos. Además,

estos valores son proporcionalmente menores en el nivel de carga de servicio. Estos resultados han delineado el espacio para una mayor optimización del material de la viga.



Figura 5-28. El modo de falla del modelo 3: a) fisura a lo largo de la junta transversal seguida de la deformación del panel local, b) desunión y deformación total del panel de la plataforma. *Tomada de* (Siwowski et al., 2018).

En ambos casos, las causas decisivas que influyeron en la capacidad de carga máxima de la viga fueron la resistencia y la ubicación de las juntas de ensamblaje del tablero. La capacidad máxima de carga de cizallamiento de la banda podría aumentarse mediante diafragmas/nervios adicionales en la zona de apoyo o mediante el refuerzo en sándwich de la banda, por ejemplo, aumentado el espesor de los laminados superficiales.

Para comprobar el desempeño de conexiones pernadas de acero inoxidable con inserciones mecánicas se construyeron cerchas compuestas de 1,0m de luz ensambladas con secciones huecas de perfiles FRP pultruidos en una configuración de doble cordón. Se instalaron inserciones mecánicas adheridas con adhesivo en las proximidades de las áreas pernadas, dentro de las paredes internas de las secciones huecas (Hizam et al., 2019).

Se utilizó un sistema de celosía de doble cordón debido a la restricción en el diseño de la conexión proporcionada por las secciones huecas pultrusionadas de GFRP. *Korol (1986)* concluyo que la disposición de doble cordón para conexiones en K y en T tiene una mayor resistencia y rigidez de la conexión que la disposición de cordón simple. El espaciamiento de los cordones dobles también proporciona estabilidad lateral, reduciendo la necesidad de refuerzos. La resistencia de la conexión en T de un solo cordón era solo un tercio de la

conexión en T con cordones dobles como resultado de un momento de par desarrollado a partir de la carga excéntrica. Con el inserto incorporado en la conexión en T de doble cordón, la rigidez en la conexión es un porcentaje mayor en comparación con el inserto de un solo cordón.

El programa experimental consiste en ensayos de carga a compresión de un sistema de celosía de FRP. Se utilizaron secciones pultruidas huecas rectangulares de GFRP con una dimensión de 100mmx75mmx5mm. Tiene una densidad de 2030,0 kg/m³ y un área de sección bruta de 1580 mm². Estos perfiles fueron fabricados por Wagners Composite Fiber Technologies (WCFT) en Toowoomba, Australia y se fabricaron mediante un proceso de pultrusión.

Los miembros de GFRP se conectaron a través de un sistema de conexión que consta de pernos pasantes e inserciones mecánicas adheridas con adhesivo (resina epoxi) que se instalaron en las proximidades de cada conexión en la estructura de celosía. Los principales componentes de conexión son el perno de rosca de 20mm de diámetro, fabricado en acero inoxidable (SS). Estos pernos son estructurales totalmente roscados de alta resistencia adecuados para los perfiles tubulares pultruidos de GFRP. Para proporcionar mayor refuerzo a las conexiones se instalaron insertos mecánicos para pernos de 22mm, también conocidos como insertos anti-aplastamiento, en las áreas pernadas de las secciones huecas de GFRP.

Con la configuración de armadura (*Figura 5-29*) se puede realizar una transferencia de carga equilibrada y eliminar los efectos de excentricidad. Las secciones tubulares proporcionan una mejor estabilidad y resistencia al pandeo, especialmente en el plano vertical de la armadura. Sin embargo, al utilizar perfiles tubulares de doble cordón, el perno pasante utilizado está sometido a una alta flexión. Lo que afecta el esfuerzo de apoyo a lo largo del espesor del componente de la conexión. Para aliviar este problema, se espera el uso de insertos mecánicos en las proximidades del área de conexión para evitar fallas por flexión en los pernos.

Los miembros de la armadura se ensamblaron utilizando pernos totalmente roscados de acero inoxidable M20 con una longitud de 275mm, que es lo suficientemente larga para atravesar el grosor de los dobles cordones, así como los miembros diagonales/verticales.

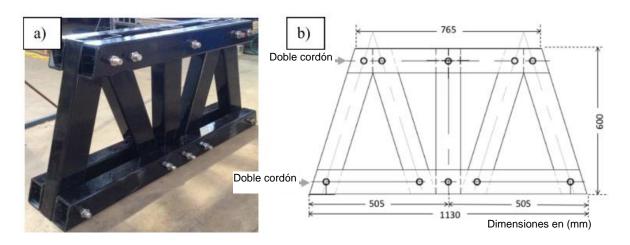


Figura 5-29. Armadura GFRP Pultruida GFRP de doble cordón. *Tomada de* (Hizam et al., 2019).

El sistema de celosía compuesto simplemente apoyado fue ensayado bajo dos condiciones de carga: Caso de carga 1 (LC1), la celosía compuesta pultrusionada de FRP se ensayó en carga de compresión uniaxial bajo una configuración de flexión de 4 puntos aplicando una carga de 450 kN uniformemente distribuida por un marco de acero en el cordón superior. Para el caso de carga 2 (LC2), utilizando la misma configuración de ensayo, se aplicó una carga puntual continua en el centro de los cordones superiores (unión A) hasta que se logró la falla completa como se muestra en la *Figura 5-30*.

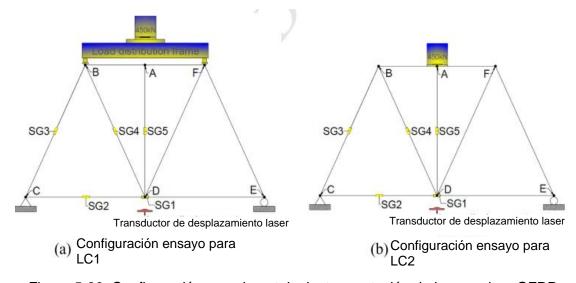


Figura 5-30. Configuración experimental e instrumentación de la armadura GFRP pultruida. *Tomada de* (Hizam et al., 2019).

En ambos casos de carga, se colocó un transductor de desplazamiento laser en el centro de los cordones inferiores y se registraron los desplazamientos verticales de las cerchas durante la carga. Para medir las deformaciones de los miembros de FRP a lo largo del ensayo de LC1, se fijaron cinco (5) galgas extenso métricas (SG) en los miembros y se colocaron solo en un lado de la armadura debido a la simetría.

Bajo LC1, los elementos de celosía de GFRP pultruidos estructurales permanecieron físicamente intactos cuando se alcanzó la capacidad máxima del equipo de 450 kN, aunque antes de esto era evidente una disminución en la rigidez. Esto indica que las conexiones de perno pasante utilizadas con inserto mecánico son capaces de sostener una mayor capacidad de carga en la conexión y transmiten adecuadamente las fuerzas internas a otros miembros proporcionando una distribución uniforme del esfuerzo a lo largo de los miembros.

Se concluyó que las muestras ensambladas con insertos mecánicos adheridos mostraron una capacidad de carga de conexión mejorada en un 113% en comparación con las muestras similares sin insertos. La estructura de celosía pultrusionada de GFRP demostró una disminución gradual de la rigidez, pero aún es capaz de resistir el aumento de carga hasta que se alcanzó la capacidad máxima de la máquina de ensayo (alrededor de 450 kN) y con un desplazamiento vertical final de aproximadamente 10,5mm.

Las fuerzas internas en los miembros del cordón inferior están sometidos a tensión mientras que las diagonales y verticales externas están sometidos a compresión.

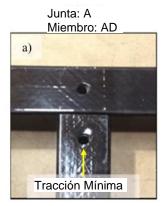
Para LC1, la fuerza de tensión interna máxima de 77,18 kN se registró en el centro del cordón inferior, mientras que la fuerza de compresión interna máxima se midió en 170,98 kN para los miembros diagonales externos. Las conexiones B, C, E y F soportaron esfuerzos muy altos, como indica el SG3, y a menudo conducen al inicio de la falla.

Para LC2, se midió la fuerza de tensión axial máxima de 30,21 kN en el miembro del cordón inferior. Por otro lado, se registraron fuerzas de compresión axial mayores (casi el doble de la tensión axial) de 60,30 kN y 54,44 kN para el miembro diagonal externo y el miembro vertical, respectivamente. Los cordones superiores continuos horizontales fallaron al flexionarse en el centro como resultado de los esfuerzos de flexión significativos que actúan sobre las secciones. Debido a esto se encontró que los perfiles GFRP pultruidos son

propensos a falla por compresión (pandeo) debido a la rigidez a cortante relativamente baja que generalmente exhiben los compuestos.

Los pernos en las conexiones B y F fueron difíciles de sacar debido al empotramiento de la rosca en el material GFRP como se muestra en la *Figura 5-31 (b)*. Es importante mencionar que no se presentó ningún problema de inestabilidad lateral en la estructura de celosía pultruida para ambos casos de carga. Bajo la carga máxima de 450 kN, en general, los miembros de la armadura estaban en excelentes condiciones.

Generalmente, la mayoría de las conexiones experimentaron una hendidura menor bajo la superficie de contacto del orificio del perno de los miembros de FRP debido a la tensión (*Figura 5-31* (a) y (e)). Sin embargo, hubo dos (2) conexiones que mostraron una delaminación local de las fibras y la matriz de resina alrededor de la interfaz del pernoagujero como se puede ver en la *Figura 5-31* (b) y (c). Los miembros de armadura BC y FE soportan los mayores esfuerzos de compresión bajo LC1. Además, las inserciones mecánicas en estas conexiones se desplazaron de su posición original debido al movimiento del perno.





Junta: B



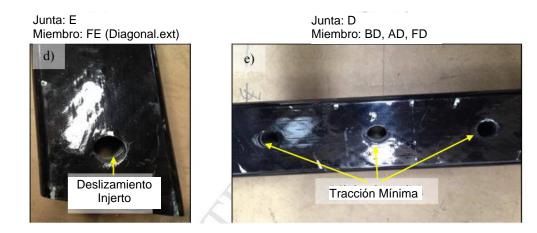


Figura 5-31. Modos de falla común observados en las conexiones pos-carga de LC1. *Tomada de* (Hizam et al., 2019).

El modo de falla de la armadura de GFRP pultruida bajo LC2 se presenta en la *Figura 5-32*. Para la carga máxima (160 kN), la falla principal se observó en los cordones dobles superiores donde ambos miembros de GFRP pultruidos paralelos fallaron de manera idéntica bajo flexión por pandeo (*Figura 5-32* (a)) en el centro, lo que provoco una falla total de la armadura). El modo de falla se presenta en la unión ala-alma con daños significativos por compresión local a través de delaminación y agrietamiento.

La capacidad de la conexión aumenta para soportar un momento mayor gracias a la inserción mecánica evitando el pandeo local de la pared del ala debido a la compresión en el plano que generalmente presentan las secciones tubulares.

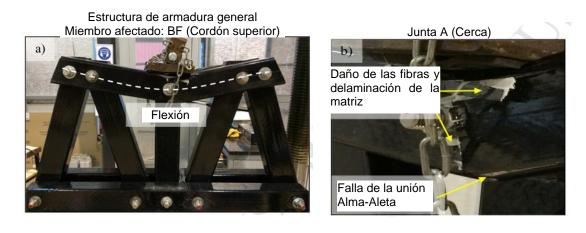


Figura 5-32. Modo de falla principal en LC2. Tomada de (Hizam et al., 2019).

5.1.3 Prototipos para tableros sandwich FRP

Se propuso un tipo innovador de tablero de puente hibrido con paneles sandwich compuestos de FRP pultruido. El tablero se ensamblo con paneles sandwich compuestos pultruidos, cada uno de los cuales está compuesto por un núcleo de pino del sur y láminas frontales de FRP (L. E. I. Wu et al., 2018).

✓ Requisitos de diseño

De acuerdo al código de diseño de puentes y alcantarillas en China, se utilizó un coeficiente de impacto de 1,30. Se realizó un análisis estructural para examinar la capacidad en servicio y la seguridad estructural de la cubierta tipo sandwich compuesta. El peso máximo por eje del vehículo es 280 kN, por lo que una rueda pesa 70,0 kN. La carga de la rueda con el factor de impacto es 91,0 kN. El área de carga de la rueda para el ensayo en el tablero con paneles sandwich compuestos de FRP es 600x200mm.

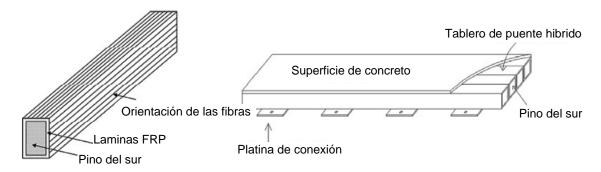
✓ Especímenes y propiedades de los materiales

En el estudio se examinó un tablero de puente hibrido de cuatro unidades sandwich de compuestos de FRP pultruido fabricado mediante un proceso de pultrusión en Nanjing Spare Composites Co, Ltd. Las láminas se pultruyen a partir de vidrio FRP libre de Álcalis y se fabrican unidades individuales con núcleo de pino del sur a través de pultrusión. Las unidades individuales se convierten en el tablero del puente de FRP mediante adhesivo químico. Las dimensiones de una unidad son 2000x90x120mm, el grosor de la pared de la lámina de FRP es de 5mm, Las dimensiones totales del tablero son 2000x360x120mm. Se construyó una capa de concreto de 10mm de espesor en la superficie del tablero para simular el pavimento (*Figura 5-33*).

Los ensayos de compresión de la hoja frontal se realizaron en una maquina universal. Se determinaron los parámetros mecánicos de las láminas de FRP (*Tabla 5-1*).

El núcleo de madera utilizado en este estudio fue pino del sur. Como núcleo compuesto pultruido, la madera soporta el panel de FRP, retrasa el pandeo local del panel y soporta la mayor parte de la fuerza de corte. Para la madera se consideró la tensión paralela al grano en el análisis de flexión de los núcleos de pino del sur, y el ensayo de propiedades

mecánicas se llevó a cabo para las propiedades paralelas al grano de pino del sur (*Tabla 5-2*).



 a) Detalles de unidad sandwich de b) Tablero de puente compuestos de polímeros sandwich reforzados con fibra

Figura 5-33. Tablero de puente hibrido. Tomada de (L. E. I. Wu et al., 2018).

Tabla 5-1. Propiedades mecánicas fundamentales de las láminas de FRP

	Resistencia a	Resistencia a	Resistencia a	Modulo a	Modulo
	compresión	tensión (Mpa)	cortante	corte	elástico
	(Mpa)	terision (ivipa)	(Mpa)	(Gpa)	(Gpa)
Polímero					
reforzado	163,0	389,4	8,5	3,1	22,0
con fibras					

Tomada de (L. E. I. Wu et al., 2018).

Tabla 5-2. Propiedades mecánicas fundamentales de la madera (paralelo al grano)

	Resistencia a compresión (Mpa)	Modulo elástico (Gpa)	Resistencia a cortante (Mpa)	Modulo a corte (Gpa)
Pino del sur	21.5	49.8	5.0	1.4

Tomada de (L. E. I. Wu et al., 2018).

✓ Condiciones de carga

Para este estudio se realizaron tres ensayos para tres casos de carga: caso de carga 1 (flexión de cuatro puntos), caso de carga 2 (carga de rueda concéntrica), y caso de carga 3 (carga de rueda excéntrica).

Caso de carga 1: Se realizó el ensayo de flexión de cuatro puntos sobre un tablero de puente hibrido de 2000mm de longitud. El tablero es simplemente apoyado sobre un soporte fijo con bisagras en un extremo y rodillo sobre el otro para una luz real de 1800mm. Las cargas se aplicaron a 650mm de los soportes. Se colocaron transversalmente bloques de acero de 100x100x360mm entre el punto de carga y el cabezal de carga, se utilizó un bastidor de reacción y gato para aplicar la carga. Se utilizaron medidores de desplazamiento y galgas extensométricas 5AA para medir el desplazamiento y deformación. El esquema de carga se realizó con dos niveles de 10,0 kN e intervalos de 1 minuto, para un mejor desarrollo del ensayo se observó el cambio de la rigidez para disminuir el incremento de carga a 5 kN en caso de que la rigidez disminuyera significativamente. Se registraron los datos de desplazamiento y deformación.

Caso de carga 2: Para simular la situación real de un puente bajo carga de servicio, se aplicó una carga concentrada en el centro de la luz a través de una platina de acero de 600x200x200mm para simular la huella de una llanta. Esta carga esta especificada en el código chino CJJ 11-2011 y la condición de carga es similar al caso 1.

<u>Caso de carga 3</u>: Esta condición de carga es similar al caso 2, pero con la diferencia de que la carga se desplazó 80mm a un lado para simular la carga de rueda excéntrica y estudiar el modo de falla por torsión. Se registraron los valores de deformación en la zona de carga.

✓ Resultados

En las condiciones de carga del caso 1, aparecieron finas grietas en la etapa inicial del proceso de carga y apareció un color blanco en el costado del centro de la luz. La máxima deflexión en el centro de la luz fue de 40,40mm. Después de esto se observó descamación del FRP en ambos lados junto con una ligera extrusión del núcleo de pino del sur en el punto final (*Figura 5-34*). En la carga máxima, la capa de refuerzo de fibra y los componentes internos de FRP se separaron. Luego, cuando la muestra no experimento falla por flexión de la sección regular, la tensión de la banda a lo largo de la dirección de la fibra alcanzo su máximo y se produjo la falla por cizallamiento. Con la carga continua, el

núcleo de pino del sur y el FRP externo no experimentaron fallas de deshuesado por cizallamiento final. La carga máxima para este ensayo fue de 348,60 kN, que es 3,8 veces la carga de servicio de 91,0 kN. Los resultados de este estudio indicaron que un tablero de puente sándwich FRP pultruido tiene una alta capacidad de carga. Por tanto, satisface los requisitos de una carga de vehículo de clase I.

En el caso de carga 1, a partir de los puntos de medición se observó que la deformación en la sección del centro de la luz de cada tipo de espécimen vario linealmente con la carga. Estos resultados indican que, en el ensayo de flexión de cuatro puntos, la superficie de FRP, la trayectoria de la superficie y la parte inferior del tablero del puente experimentaron una deformación coordinada y mecanismos de esfuerzos similares.





 Extrusión ligera del núcleo de madera en el extremo

 a) Agrietamiento completo del polímerol reforzado con fibras

Figura 5-34. Modo de falla del espécimen. Tomada de (L. E. I. Wu et al., 2018).

Los resultados de mediciones de deformación a lo largo de la altura de la sección en el centro de la luz para el caso de carga I, muestran que el espécimen del ensayo se ajusta al supuesto de sección plana antes de cargarse a 0,20P_u. A partir de esta carga cuando la deformación por compresión en la parte superior extrema alcanzo 0,001, la falla entre el FRP y el núcleo de pino del sur se hizo más pronunciada. Con el aumento de la carga, la curva de desplazamiento se hizo cada vez más visible y violo el supuesto de la sección plana. Por lo tanto, el innovador tablero del puente tiene un fuerte segmento elástico más fuerte y soporta una mayor sobrecarga del vehículo sin causar daños importantes.

En el caso de carga 2, en el ensayo de carga concéntrica, antes que la carga alcanzo los 235,20 kN, la curva era casi lineal. Con una carga de 35,20 kN, el desplazamiento fue de 25,92mm.

Entonces, la tasa de aumento del desplazamiento disminuyo debido a que aparecieron grietas diagonales en el curso de la superficie. Con la carga continua, las grietas continuaron expandiéndose. Cuando la carga continúo aumentando, se escuchó un sonido fuerte y la grieta en el costado derecho separo el bloque de madera del núcleo lateral. Después de esto la carga empezó a disminuir hasta un valor de 226,21 kN, la deflexión fue de 50,33 mm.

✓ Resistencia y rigidez

Se determinó la rigidez efectiva a partir de la expresión:

$$K_e = \frac{P_y}{f_y} \tag{5-4}$$

Donde P_y y f_y son la carga y la deflexión en medio de las condiciones de trabajo al final del rango lineal en la curva carga-deflexión para la muestra, respectivamente.

La resistencia máxima a la flexión P_u y la rigidez a la flexión elástica fueron 348,60 kN y 9,55 kN/mm para el caso de carga 1 y 320,70 kN y 9,07 kN/mm para el caso de carga 2. Por tanto, la resistencia a la flexión y la rigidez a la flexión elástica fueron relativamente similares.

5.2 Modelos numéricos

Se realizó un modelo numérico de la viga de celosía en el programa SAP 2000 (*Figura 5-1*), donde se utilizaron elementos tipo *frame* para los perfiles tubulares, los cables de pretensado (se modelo como una variación negativa de temperatura) y las conexiones de acero con elementos cortos y rígidos. En general existe buena correlación del modelo físico al modelo numérico con unas discrepancias debidas a que no se tuvo en cuenta el comportamiento de conexiones semirrígidas en el modelo numérico (Teixeira et al., 2014).

Se prueban las uniones remachadas por fricción (FricRiveting), con un caso de estudio de un puente de emergencia ligero de GFRP (Blaga et al., 2015). El puente consiste en una armadura Warren de 25m de luz, se calculan las fuerzas axiales utilizando el programa de elementos finitos SAP 2000 v14 y se asume que las fuerzas axiales máximas son transmisibles a través de las juntas en el modelo. Las secciones transversales son perfiles estructurales (Fiberline Composites A/S, Dinamarca) pultruidos con forma doble C invertida para los cordones, tubular cuadrado para diagonales y vigas transversales, tablero con panel sándwich. El peso de la estructura es aproximadamente 150 kN, de los cuales 100 kN es la carga muerta del tablero. La carga viva del puente consiste en un solo camión de 300 kN (*Figura 5-35*). Para la combinación de carga principal (carga muerta + carga viva del camión), la carga axial máxima se determinó en los miembros centrales en los cordones inferiores, en alrededor de 760 kN (barras marcadas en rojo *Figura 5-35*).

La conexión de elementos adyacentes (barras de armadura GFRP) se logra con el uso de un refuerzo y la conexión se fija con tuercas y arandelas. La conexión se forma primero insertando remaches roscados de titanio gr.2 mediante FricRiveting en las barras de GFRP adyacentes, la transferencia de carga entre los elementos se logra a través de una lámina de aluminio de 3mm de espesor con las perforaciones para los remaches, que conecta las barras de GFRP fijadas por tuercas y arandelas. Con el diámetro de remache nominal probado de ø5mm se obtiene una cantidad de remaches de 162 como cálculo preliminar. Sin embargo, es necesario realizar un modelado de EF de los nodos de las vigas de celosía, validado con resultados experimentales en prototipos de nodos de vigas de celosía remachados por fricción, lo que permite determinar un conjunto de remaches óptimo.

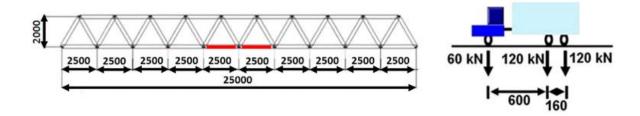


Figura 5-35. Modelo estático del puente con el camión estándar A30. *Tomada de* (Blaga et al., 2015).

Se desarrolla un modelo numérico con el objetivo de encontrar y comparar la no linealidad geométrica y el análisis de resultados estáticos y dinámicos de pasarelas usando acero y

materiales compuestos de fibras de vidrio (GFRP). Para tal fin se utiliza la pasarela ya construida Halgavor (*Figura 2-2*) como ejemplo numérico. Se realiza el análisis de tres pasarelas idénticas, la primera en acero, la segunda con materiales GFRP, y la tercer mixta acero-GFRP, sometida a cargas estáticas y dinámicas usando el método de los elementos finitos (Gunaydin et al., 2015).

Con el fin de investigar las propiedades estáticas y dinámicas geométricamente no lineales del modelo de pasarela colgante de Halgavor (*Figura 2-2*), se modela con elementos finitos bidimensionales (2D) (*Figura 5-36*), utilizando el software SAP 2000 (2018). El tablero, los pilones y los cables están modelados como elementos viga, los pendolones están modelados como elementos de celosía. El modelo de elementos finitos tiene 92 puntos nodales, 102 elementos viga, y 10 elementos de celosía con 262 grados de libertad.

Se llevan a cabo tres análisis, para el primero y segundo se utiliza acero y GFRP, y en el tercero se realizó el modelo del puente existente con pilones y cables de acero y tablero con materiales GFRP. En los tres análisis solo se cambian las propiedades de los materiales con las mismas áreas de sección transversal y geometría.

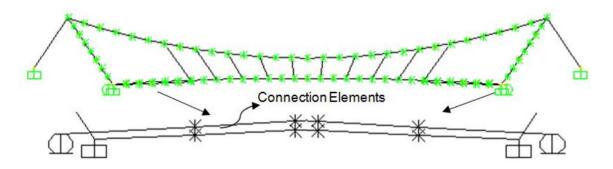


Figura 5-36. Modelo de elementos finitos bidimensional (2D). *Tomada de* (Gunaydin et al., 2015).

Para considerar la no linealidad geométrica se tiene en cuenta los criterios *P-delta* en los análisis de elementos finitos, generalmente dependiendo del módulo de elasticidad de los materiales, las condiciones de apoyo y las fuerzas internas de los elementos, las fuerzas axiales podrían contribuir grandemente a la rigidez y podrían causar el comportamiento no lineal de la estructura.

Dentro del modelo de análisis se utiliza un coeficiente de amortiguamiento del 2% para estructuras de acero y del 5% para estructuras compuestas FRP en el análisis dinámico. Se utilizan los diez primeros modos de vibración y sus frecuencias, de acuerdo a los resultados para el caso del puente GFRP (peso propio más bajo que el acero) se han obtenido frecuencias más bajas en relación al puente de acero, y probablemente esta situación se debe a la disminución de la rigidez en función de la reducción de masa del puente.

La respuesta del pilón en el análisis estático geométricamente no lineal, muestra que los desplazamientos incrementan con la altura del pilón y en todos los casos son casi iguales. Las fuerzas axiales para el modelo de puente compuesto GFRP (caso 2) son menores que las del modelo compuesto de acero (caso 1) y acero-GFRP (caso 3), en tal caso el material GFRP tiene un efecto importante sobre las fuerzas axiales. En el caso de las fuerzas cortantes y momentos flectores del pilón del puente para el modelo de puente compuesto de GFRP (caso 2) son bastante menores en comparación con los obtenidos del modelo de puente de acero (caso 1) y acero-GFRP (caso 3), y estos dos últimos son casi iguales.

Para determinar el efecto del análisis geométricamente no lineal y comparar los resultados con el análisis estático lineal, se realizaron de nuevo los análisis de elementos finitos. Como resultado se obtuvieron desplazamientos y fuerzas axiales mayores en el caso no lineal. Las fuerzas cortantes son casi iguales y los momentos flectores no lineales son menores.

La respuesta del tablero en el análisis geométricamente no lineal, de acuerdos a los resultados presenta valores de desplazamiento muy cercanos entre sí para todos los casos. Las fuerzas cortantes y momentos flectores son mayores en el caso del modelo de puente de acero (caso1) y casi iguales en el modelo de puente GFRP (caso 2) y acero-GFRP (caso 3). Se realizaron de nuevo los análisis de elementos finitos para el caso lineal y se obtuvieron desplazamientos menores en el caso no lineal.

La respuesta de los pendolones para el análisis geométricamente no lineal muestra que las fuerzas en los pendolones para el modelo de puente GFRP (caso 2) son menores que las de los casos del modelo de puente de acero (caso 1) y acero-GFRP (caso 3), por tal razón, el material GFRP es más efectivo que el acero en las fuerzas de los pendolones de la pasarela. Se realizaron de nuevo los análisis de elementos finitos para el caso lineal y se obtuvieron fuerzas mayores en el caso no lineal.

Se realiza un análisis dinámico geométricamente no lineal del puente para todos los casos, con el registro sísmico del componente YPT330 de la estación Yarimca del terremoto de Kocaeli de 1999 se utiliza como movimiento del suelo. Se encuentra la respuesta máxima de fuerzas y desplazamiento en cada uno de los componentes del puente.

La respuesta del pilón obtenida del análisis tiempo historia dinámico geométricamente no lineal, muestra que los desplazamientos y fuerzas axiales para el caso de modelo de puente de acero (caso 1) son mayores que la respuesta para el caso 2 y caso 3.

La respuesta del tablero obtenida del análisis tiempo historia dinámico geométricamente no lineal, muestra que el máximo desplazamiento en el centro (4,9cm) se da para el modelo de puente de acero (caso 1), lo que indica que el material GFRP es más efectivo que el acero en los desplazamientos del tablero. Los valores de repuesta de fuerza cortante para el tablero muestran que para el caso 1 son bastante más grandes que el valor obtenido para el caso 2 y el caso 3. Los valores de respuesta para el momento flector en el caso 1 son bastante más grandes que el valor obtenido para el modelo de puente GFRP.

La respuesta de los pendolones obtenida del análisis tiempo historia dinámico geométricamente no lineal, muestra que el material GFRP es más efectivo que el acero en las fuerzas dinámicas de los pendolones.

Para un prototipo de armadura experimental en una pasarela peatonal como se muestra en la *Figura 5-35* se pretende realizar una comparación de los resultados experimentales, se elabora un modelo de elementos finitos (EF) usando el software comercial ANSYS para predecir la respuesta mecánica teniendo en cuentas las propiedades ortotrópicas de los materiales GFRP, también se tienen en cuenta todas las imperfecciones geométricas (imperfecciones iniciales, excentricidades, desalineación) para tener un modelo los más cercano a la realidad posible. De acuerdo a los resultados del análisis se puede decir que la comparación de resultados experimentales con el modelo de EF muestra una diferencia menor del 1% en los desplazamientos para el ensayo 2, esto muestra que la consideración de las imperfecciones iniciales realistas permite una buena simulación (Yang et al., 2015).

Con el fin de realizar una comparación con ensayos experimentales sobre un puente de emergencia con vigas H GFRP se construye un modelo numérico con base al prototipo como se muestra en la *Figura 5-4*. Los resultados del modelo de EF demostraron que la

flexión de segundo orden (modelos 1 y 2) o el pandeo (modelo 3) de un miembro de compresión critico podría causar una reducción de la rigidez estructural general, lo que resulta en una gran deformación no lineal de la estructura (Hung et al., 2016).

Se realizaron dos modelos numéricos en diferentes programas de elementos finitos. Se utilizó el programa MSC Patran/Nastran (especializado en estructuras compuestas) para crear un modelo 3D simulando los materiales de las vigas GFRP con sus capas (grosor, orientación, secuencia de apilado) y su comportamiento ortotropico, también las vigas transversales de acero isotrópico ASTM A572 Gr.50. También se utilizó el programa SAP 2000 y las vigas se modelaron como elementos *frame* adoptando un módulo efectivo de 20,03 Gpa para las vigas GFRP.

Se realizó una comparación de los resultados analíticos y experimentales, y para el caso del modelo 3D desarrollado en el programa MSC Patran/Nastran se obtuvieron unos resultados para deflexión y deformación con precisión satisfactoria. Sin embargo, no se pudo calcular con exactitud el desplazamiento del eje neutro, debido a que no se tuvo en cuenta el tablero.

Para la comparación de los resultados del programa SAP 2000 se puede decir que el modelo de elemento viga simple calcula la deflexión de la viga central con buena precisión, pero sobreestima la de las vigas exteriores porque no se modela con bastante precisión la restricción entre las vigas principales y transversales. No se puede obtener directamente la distribución de deformación a lo largo de la altura de la viga, porque cada elemento se modela como una línea. La distribución no lineal de las vigas no se puede calcular porque la viga teórica se desarrolla sobre la hipótesis de secciones planas permanecen planas después de la deformación.

Se construye un modelo computacional de una viga triangular de celosía con tablero ortotropico (*Figura 5-14*). Se estudia a través de análisis numérico en ANSYS 13,0, el mecanismo de transferencia de carga para el entender el rol de los elementos verticales y diagonales (Zhang et al., 2017). Se estudiaron cinco (5) modelos:

- M-1: Modelo original del espécimen.
- M-2: Se quitaron todos los elementos verticales desde M1.
- M-3: Se guitaron todas las diagonales del alma desde M-1.

- M-4: Se quitaron todos los elementos verticales intermedios de cada unidad desde M 3.
- M-5: Se quitaron todos los elementos diagonales y verticales del alma desde M-1.

El modelo de elementos finitos utilizo un elemento área-63 para modelar la losa delgada del tablero, el elemento viga-188 se utilizó para modelar vigas I entrecruzadas, miembros tubulares y conexiones. Se simplificaron las conexiones como segmentos de los miembros de la armadura. No se consideraron efectos no lineales en los materiales y la geometría. Los materiales usan la ley constitutiva de materiales elásticos lineales isotrópicos y anisotropicos.

Se realizó una comparación de los resultados numéricos con los experimentales con relación al momento torsional aplicado y la tasa torsional. Y se observa un comportamiento lineal con diferencias entre los valores numéricos y experimentales de 7,5-11,6%, respectivamente. Esto se debe a errores experimentales y diferencias causadas principalmente por diferentes restricciones de límites, efectos espaciales, y configuraciones locales en el modelo de elementos finitos (EF) en comparación con el modelo real.

También se realizó la comparación de los esfuerzos en algunas secciones transversales que se correlacionan bien con los resultados experimentales, la diferencia máxima es aproximadamente del 15,6%. El modelo numérico muestra una buena distribución de esfuerzos similar a los resultados experimentales. La respuesta torsional de la estructura puede simularse bien mediante el modelo de EF establecido.

La comparación de los cinco modelos anteriores permitió concluir que la sección transversal triangular no presenta una aparente distorsión. También se encontró que los elementos verticales de aluminio juegan un papel mucho más crítico que los elementos diagonales GFRP facilitando la rigidez rotacional a lo largo de la sección transversal triangular entera con la deformación coordinada del tablero ortotropico y el cordón inferior. También el efecto de pórtico de la armadura Vierendeel bilateral tuvo gran influencia de la deformación torsional total de la estructura original. El mecanismo de transferencia de carga se da cuando se somete a torsión pura, la deformación del cordón inferior se origina principalmente desde la rotación del tablero ortotropico a través de los elementos verticales y diagonales del alma.

En general se puede decir que la viga triangular hibrida con la armadura Vierendeel bilateral tiene un factor de flexibilidad bajo comparado con armadura planas y triangulares de acero, obteniendo una rigidez torsional menor.

La estructura hibrida exhibe un estado de esfuerzos complicado, especialmente en perfiles tubulares FRP. Se inducen grandes esfuerzos de flexión y cizallamiento en los miembros de FRP, lo que dificulta la aplicación de las ventajas de los materiales FRP pultruidos unidireccionales. Los esfuerzos a cortante interlaminares de estos materiales son bajos. Estos mismos análisis aplican para las conexiones PTTC para los tubos FRP.

Se realizó una simulación del puente peatonal en el programa SolidWorks (Bačinskas et al., 2017). Se modelaron las condiciones de geometría, soporte y carga del modelo numérico basadas en el prototipo experimental (*Figura 5-21*). Se seleccionó el parámetro de malla basada en la curvatura (tamaño máximo del elemento 20mm, mínimo 4mm). Los componentes del modelo se unieron mediante conectores de clavija que representan uniones de perno. Los conectores de pines permiten reducir el número de elementos finitos en la zona de conexión. Los perfiles GFRP se simularon asumiendo el comportamiento lineal elástico.

Se realizó el modelo numérico de un prototipo experimental de un puente espacial de celosia para verificar su comportamiento a torsión pura (*Figura 5-16*). El objetivo del análisis de elementos finitos es proporcionar un modelo numérico satisfactorio que predice con precisión comportamientos mecánicos lineales-elásticos como la deflexión y los esfuerzos del puente de celosía espacial hibrido de doble huella bajo torsión pura, y verificar aún más el mecanismo de carga correspondiente concluido de los resultados experimentales. El análisis de elementos finitos se realizó utilizando el software numérico de propósito general ANSYS 12,0. En primer lugar, se construye un modelo tridimensional detallado de elementos finitos de la estructura experimental y se compara con los resultados experimentales, denominados FEM-1. No se consideró el comportamiento no lineal de los materiales porque la deformación inducida estaba dentro del rango de deformación lineal. Tampoco se consideró el pandeo de los elementos compresores. Las condiciones de contorno de desplazamiento y las condiciones de carga se realizaron de acuerdo con el ensayo de torsión pura (Zhang et al., 2018).

Además, el correspondiente análisis de elementos finitos se realizó mediante un método de descomposición y reconstrucción para verificar el mecanismo de carga. La estructura de celosía espacial se comportó de forma lineal elástica en el rango de carga estática; no hubo distorsión de la estructura experimental, que muestra un comportamiento de diafragma rígido en el plano transversal; la estructura giro rígidamente alrededor de su centro de torsión. En el proceso de descomposición y reconstrucción basado en el análisis numérico, el FEM-1 torsional se puede descomponer en los modelos de elementos finitos de flexión vertical y torsión de sus vigas triangulares de celosía similares.

La comparación de los resultados experimentales contra el modelo numérico de elementos finitos, en términos del momento de torsión aplicado y los incrementos de carga (tasas de torsión), muestra valores muy próximos entre sí. Con diferencias en los resultados numéricos y experimentales de aproximadamente 9,8% y 5,2% para las unidades modulares fijas y libres, respectivamente. De tal forma que el modelo numérico se puede utilizar para analizar las deformaciones torsionales de la estructura de celosía espacial hibrida.

Del mismo modo se realiza la comparación para los valores de esfuerzos axiales experimentales y numéricos en miembros tubulares de FRP de la estructura experimental. Se encuentran valores similares para los cordones inferiores de FRP y las diagonales del alma. Los valores de esfuerzos axial para las secciones transversales instrumentadas son menores en el modelo de elementos finitos que los experimentales. La diferencia en los resultados numéricos y experimentales es de aproximadamente 9,2% y 9,8% para los cordones inferiores de HFRP y las diagonales del alma de GFRP, respectivamente.

La diferencia en los valores experimentales y los valores numéricos se atribuye principalmente a sus diferentes valores de rigidez nodal. Las conexiones reales de los elementos de celosía no pueden verse como nodos rígidos ideales. Por tanto, la rigidez nodal del modelo de elementos finitos es mayor que la estructura experimental real debido las conexiones imperfectamente rígidas.

Se realiza el modelo numérico de una armadura con conexiones que tienen insertos mecánicos y cordón doble superior e inferior con perfiles GFRP (Hizam et al., 2019) (Figura 5-29). Se utilizó un modelo numérico bidimensional para simular el comportamiento de la estructura de celosía de GFRP pultruida utilizando el software de análisis de elementos

finitos Strand 7. Los perfiles tubulares GFRP pultruidos fueron representados por un elemento de viga con seis grados de libertad (DoF) en cada nodo, capaz de soportar fuerza axial, torsión, fuerzas cortantes y momentos flectores en sus planos principales.

La rigidez estructural de los modelos numéricos es casi idéntica en comparación con los resultados experimentales. Sin embargo, existe una pequeña diferencia en la deflexión atribuida al efecto de deslizamiento de los pernos, que no se consideró en el modelo numérico. En general, los resultados teóricos produjeron esfuerzos axiales más altos en comparación con los datos experimentales, pero la correlación entre los dos enfoques fue satisfactoria, con la mayor discrepancia de 17% y 30% obtenida para LC1 SG5 y LC2 SG4 (*Figura 5-30*), respectivamente. Es un desafío obtener resultados más cercanos debido a la complejidad de modelar los mecanismos de conexiones semirrígidas y proporcionar propiedades geométricas precisas (como segundo momento de área, secuencia de apilamiento) de miembros GFRP pultruidos e inserciones mecánicas. Sin embargo, con base en los datos comparables obtenidos del desplazamiento vertical y las fuerzas axiales del miembro, el método numérico simplificado adoptado es suficiente para validar el comportamiento de la armadura de GFRP pultruida de doble cordón con conexión pernada e inserto mecánico.

Se realizó un modelo detallado de elementos finitos utilizando el programa comercial ANSYS 18,2 Workbench. El propósito de esta modelación fue comprender el mecanismo de falla en las áreas de conexión, incluido el comportamiento del inserto mecánico. El modelo de elementos finitos se centró en el área donde los miembros de celosía pultruida experimentaron los esfuerzos más altos en ambos casos de carga. Las propiedades de los materiales se definieron como ortotropicos y elásticos lineales.

Al definir las respuestas mecánicas conjuntas, hay que considerar estos dos aspectos esenciales; la fuerza de pretensión del perno y la interacción entre las superficies de contacto. En este caso, la interacción entre las superficies en contacto, se definió utilizando CONTA174 (superficie de contacto) y TARGE170 (superficie objetivo) para las caras de las superficies solidas en contacto con otras caras de superficies. Se utilizó un coeficiente de fricción de 0,60 para el perno/tuercas FRP en contacto y el inserto del perno. También, se aplicó el tipo de contacto adherido entre el FRP y la interfaz del inserto.

En general, el comportamiento de falla resultante del modelo de elementos finitos se comparó con los hallazgos experimentales (*Figura 5-31*). Se observa un daño notable en la interfaz del perno-orificio del miembro diagonal (BC). El cordón superior (BF), mostrando tanto la compresión local como la flexión del miembro BF.

Se desarrolla un modelo numérico de un puente hibrido FRP-Aluminio con vigas de celosía triangulares para validar los resultados experimentales y analíticos (Zhang, Lv, et al., 2019). El puente prototipo propuesto de 24m (*Figura 5-8*), también se analizó en un modelo tridimensional de elementos finitos desarrollado en ANSYS 12,0. Para el modelado se utilizaron elementos shell-63 para simular placas delgadas de aluminio del tablero del puente y elementos beam-188 para perfiles tipo I de vigas entrecruzadas del tablero de aluminio ortotropico, arriostramientos de acero transversales, cordones inferiores de GFRP, diagonales del alma y verticales. Las conexiones entre módulos se modelaron con el comando especial "ENDRELEASE", con el fin de definir un conjunto de grados de libertad acoplados. Se definieron las leyes constitutivas para los materiales de perfiles GFRP pultruidos y elementos de acero, respectivamente. No se consideraron comportamientos no lineales de los materiales, porque las deformaciones fueron lineales. No se tuvieron en cuenta los problemas de pandeo de miembros a compresión en el modelo de elementos finitos. Se definieron las condiciones de apoyo y de carga de acuerdo al ensayo de carga estática.

El objetivo de la comparación de los resultados experimentales con los métodos analíticos (Zhang, Li, et al., 2019), (Zhang, Huang, Zhao, Gao, & Tao, 2016) y de elementos finitos es validar estos resultados para el diseño preliminar del puente de 24m. De acuerdo a los resultados obtenidos para relaciones carga-desplazamiento a 80 kN, se obtienen diferencias en los valores de aproximadamente 11,4% de los resultados experimentales en comparación con el modelo de elementos finitos y de 6,1% con los métodos analíticos. Esto muestra que la rigidez a la flexión global realista de la estructura experimental es mayor en comparación con la calculada de los modelos analíticos y de elementos finitos.

Se puede considerar que los modelos analíticos y de elementos finitos tienen valores sobrestimados de deformación estructural bajo cargas fuera del eje.

Las diferencias de valores mencionados anteriormente podrían atribuirse principalmente a detalles estructurales locales complejos de la estructural real que pueden no haber sido

bien simulados o modelados por los modelos analíticos y de elementos finitos, como detalles de conexión entre módulos, valores de rigidez nodal de PTTC (con una configuración hibrida única) junto con placas de refuerzo planas adicionales, estructuras locales adicionales del tablero del puente, etc. Las conexiones reales de elementos de celosía no podrán considerarse como nodos rígidos ideales en el modelo de elementos finitos o nodos articulados ideales en el modelo analítico.

De acuerdo a los resultados obtenidos para la relación carga a esfuerzo axial para los elementos del cordón inferior de GFRP, se obtiene buena concordancia entre resultados experimentales, de elementos finitos y modelos analíticos. Del mismo modo que para los desplazamientos, las diferencias en valores de esfuerzos axiales se atribuyen a las condiciones mencionadas anteriormente.

A partir de un prototipo experimental se realiza un análisis numérico con dos escenarios para un puente de armadura espacial hibrida FRP-Aluminio de 51m (Mao et al., 2019) (Figura 5-12). Se construyeron dos modelos de elementos finitos diferentes, con distintos detalles de modelado de las conexiones del PTTC y sus placas de refuerzos adicionales, utilizando ANSYS. En el modelo-1 (M1) no se modelo de manera realista la rigidez nodal y sus platinas planas de refuerzo. Esta rigidez nodal realista influye en gran medida en la rigidez general a la flexión del puente propuesto. Con base en la consideración anterior, para el modelo-2 (M-2), si se consideró la rigidez nodal realista.

En el proceso de modelado de la viga principal superior, se utilizaron elementos Shell-63 para la losa delgada de aluminio, y elementos beam-188 para el resto de perfiles de GFRP, aluminio y acero con un mallado entre 50 y 100mm.

Todas las conexiones entre elementos beam-188 se asumieron como nodos rígidos. Y las conexiones de pasador entre los módulos se asumieron como nodos articulados.

En M1, se consideraron los materiales como isotrópicos elásticos lineales como leyes constitutivas para los perfiles de GFRP y de acero.

En el modelado de las conexiones nodales, las cartelas planas de acero se modelaron con su geometría real. El PTTC hibrido original, con tres materiales diferentes, se transformó en un segmento equivalente con un solo material. Para simular el comportamiento torsional de un puente modular de armadura espacial hibrida FRP-Aluminio con un sistema de arriostramiento para facilitar el montaje mediante un sistema con nariz de lanzamiento (Zhu et al., 2019). Se realizó un análisis numérico a través de un modelo de elementos finitos que pudiera predecir con precisión la rigidez torsional de la estructura experimental S2 (*Figura 5-17*). Se utilizó ANSYS 12,0, en el modelo se utilizaron elementos SHELL63 para la losa y BEAM188 para perfiles de acero y FRP. Todas las conexiones se modelaron como uniones rígidas. Se utilizó la ley generalizada de Hooke para los materiales lineales elásticos como ley constitutiva de los componentes de acero isotrópicos y FRP anisotropicos.

En el modelo numérico se simularon las restricciones numéricas y condiciones de carga del ensayo experimental.

5.2.1 Análisis de elementos finitos y diseño de puentes permanentes

Para un puente permanente hibrido con vigas cajón FRP y losa de concreto (*Figura 4-13*) se utilizaron dos modelos de elementos finitos (la viga y la superestructura) para utilizarlos en el proceso de diseño del puente y analizar el comportamiento de la viga y la superestructura del puente en las diferentes etapas de construcción del puente y durante su servicio. Se consideraron las propiedades ortotrópicas del laminado en el modelado y se utilizaron tres criterios de falla para verificar la resistencia del laminado: deformación máxima, Tsai-Hill y Tsai-Wu (Siwowski & Rajchel, 2018).

Se tuvo en cuenta la resistencia de las láminas obtenida en los ensayos con los coeficientes de seguridad del material de la nueva propuesta del código europeo (Ascione et al., 2016). Los coeficientes tienen en cuenta efectos tales como: fluencia, temperatura y humedad en la resistencia del material FRP. No se superó ningún criterio de falla mostrando el correcto diseño y optimización de los laminados que forman la estructura de la viga FRP.

Con el fin de diseñar y corroborar los resultados experimentales de una pasarela conformada por vigas cajón totalmente compuestas, se elaboró el modelo numérico de la superestructura de FRP para analizar el comportamiento estructural de la pasarela durante el servicio y comprobar los estados límites de la viga (Siwowski et al., 2018). Se elaboró el modelo numérico de la superestructura de FRP para analizar el comportamiento estructural de la pasarela durante el servicio y comprobar los estados límites de la viga. La pasarela

se modelo utilizando elementos finitos (EF) de área con propiedades anisotropícas promedio para los componentes de FRP. Las características del material obtenidas de los ensayos se utilizaron en los modelos numéricos. Gracias a la capacidad del software, se pudo discretizar la estructura en capas exactas de los laminados. Se realizó un análisis elástico lineal utilizando un modelo de elementos finitos 3-D para la verificación de ambos estados limite (*Figura 5-37*). Se utilizó una carga de servicio de diseño estándar de acuerdo con el Eurocodigo 1, de 5,0 kN/m², la carga concentrada de 10,0 kN y los factores de seguridad parciales relevantes se asumieron en los cálculos.

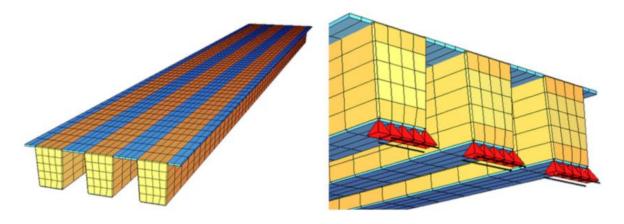


Figura 5-37. Modelo de elementos finitos 3D de la superestructura. *Tomada de* (Siwowski et al., 2018).

El diseño de la pasarela se llevó a cabo mediante el software compuesto dedicado ESAComp. Tras el análisis de EF, se determinó la distribución de esfuerzos en los laminados de vigas en coordenadas globales mediante procedimientos de macromecánica. La verificación de la resistencia del laminado a nivel de las capas (FPF, se aplicó el método de falla de la primera capa) se realizó utilizando el criterio de falla de Azzi-Tsai-Hill propuesto en (Ascione et al., 2016). Finalmente, se calculó el índice de falla (1/R-factor reservado inverso en ESAComp). Se llevó a cabo la misma secuencia de cálculo para los laminados del ala superior, alma, placa de cubierta y diafragma. La teoría postula que la falla de las capas se inicia cuando el índice de falla 1/R > 1,0. El índice máximo de 1/R fue solo 0,44 para el laminado de la aleta superior, por lo que la optimización adicional del material de la viga parecía estar justificada.

Sin embargo, es bien sabido que para los puentes de FRP los estados limite decisivos en el diseño son los de servicio y, en particular, la deflexión. La rigidez de toda la superestructura se comprobó asumiendo la deflexión en el medio del tramo admisible de L/300 según el código británico. La deflexión en el centro de la luz bajo carga de servicio fue un 32% mayor que el valor límite. Los ensayos estáticos de la viga de FRP a gran escala se llevaron a cabo como parte del procedimiento de "diseño de ensayo". La pasarela se modelo utilizando elementos finitos de área con propiedades anisotropícas promedio para los componentes de FRP. Las características del material obtenidas de los ensayos se utilizaron en los modelos numéricos. Gracias a la capacidad del software, se pudo discretizar la estructura en capas exactas de los laminados. Se realizó un análisis elástico lineal utilizando un modelo de elementos finitos 3-D para la verificación de ambos estados limite. Se utilizó una carga de servicio de diseño estándar de acuerdo con el Eurocodigo 1, de 5.0 kN/m², la carga concentrada de 10 kN y los factores de seguridad parciales relevantes se asumieron en los cálculos.

A los efectos de los ensayos a gran escala, se diseñó y fabrico un prototipo de viga con la sección transversal correspondiente, la luz teórica de 12,0m y la longitud total de 13,5m. El refuerzo adicional de fibra de vidrio se usó para aumentar la losa del tablero para la carga de punzonado, se agregaron nervaduras en I externas de GFRP para evitar pandeo prematuro de almas y relleno de concreto entre dos diafragmas adicionales en la región de soporte de la viga también se usó. Se aplicó el mismo procedimiento de análisis de elementos finitos y un modelo numérico similar en el diseño de vigas que para el diseño del tramo. El relleno de concreto en las regiones de apoyo se modelo utilizando elementos de bloque, asumiendo la clase de concreto C25/30. El modelo numérico de la viga prototipo se utilizó para planificar los ensayos experimentales.

5.2.2 Puente tijera plegable con materiales compuestos FRP

Se desarrolla un prototipo a través de un modelo numérico para un puente plegable en forma de tijera para contraerse o expandirse (Biro & Abu Bakar, 2018). El puente está diseñado para el paso de una camioneta típica 4x4. Con un ancho de 2,20m y altura de 2,0m. La relación de expansión se adapta a un elevador de tijera industrial que tiene una relación común de 1:5. Por lo tanto la longitud mínima para la relación de expansión del puente es 14,0m (*Figura 5-38*). El puente está diseñado para soportar una carga máxima

de 19,5 kN que corresponde al peso propio de la camioneta 4x4 mas la carga y el peso del puente.

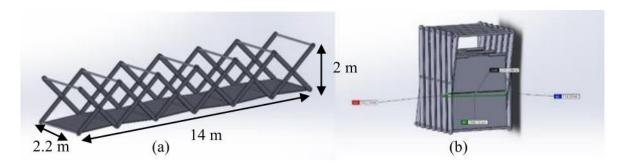


Figura 5-38. Puente tijera plegable. Tomada de (Biro & Abu Bakar, 2018).

Los componentes del puente son estructurales y auxiliares (*Figura 5-39*). La estructura completa consta de seis juegos de cruces de eslabones de tijera, componentes auxiliares como la bomba y el cilindro hidráulico con el soporte estructural.

El conjunto de eslabones cruzados de tijera consta de cuatro eslabones, una plataforma, un eje transversal, un eje de plataforma y un pasador. Los enlaces soportan el 40% del peso total del puente y se consideran un componente importante de la estructura. La plataforma sirve como unidad principal para permitir el paso del tráfico. El eje transversal mantiene los enlaces juntos y proporciona movimiento angular. El eje de la plataforma tiene un propósito similar al eje transversal excepto que la parte central tiene una superficie plana para permitir que la plataforma descanse sobre ella cuando la estructura se abre en estado horizontal. El pasador mantiene los eslabones en posición y proporciona movimiento angular. Los componentes auxiliares constan de un cilindro hidráulico que esta presurizado en un solo extremo y el otro esta ventilado o expuesto a la atmosfera.

Se utiliza SolidWorks para crear el diseño y la función *Motion Study* se utiliza para visualizar el movimiento de la estructura.

El análisis de esfuerzos por ANSYS Workbench permite validar si el conjunto de la estructura es capaz de soportar la carga objetivo sin mostrar una deformación importante. La simulación se realiza con algunos parámetros fijos. El mallado lo realiza el programa de forma automática.

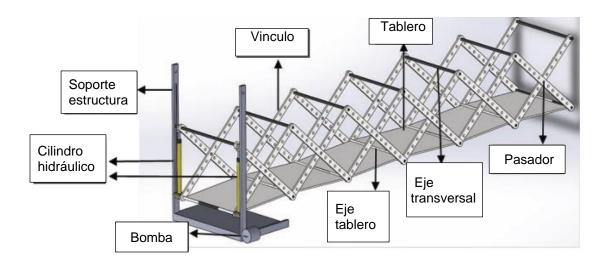


Figura 5-39. Modelo completo del puente. Tomada de (Biro & Abu Bakar, 2018).

El factor de seguridad se calcula a partir de los resultados numéricos mediante la ecuación FS=esfuerzo de fluencia/esfuerzo admisible.

Se realiza la simulación del movimiento en SolidWorks aplicando fuerza al pistón en la dirección opuesta al movimiento. También se determina el grado de libertad a través de la ecuación de Kutzbach:

$$n = 3(l-1) - 2j - h ag{5-5}$$

Donde, n=número de grado de libertad, l=número total de enlaces, j= número total de uniones primarias, h=número total de uniones de orden superior.

En este caso, el grado de libertas es dos (2), en movimiento horizontal y vertical de la estructura

Para este proyecto se utilizó acero estructural A36 para la simulación debido a las limitaciones en el programa ANSYS, que permite una combinación de propiedades de los materiales.

Se necesitan varias iteraciones de diseño para garantizar que la estructura tenga una resistencia optima y cumpla con el alcance del proyecto.

La simulación en ANSYS se realizó aplicando una carga en el centro de 210,07 kN y se determinó el desplazamiento máximo en el centro que fue de 15,74mm (*Figura 5-40*). Esta

es mucho mayor a la carga de servicio de la camioneta 4x4 y la estructura es capaz de soportar la fuerza ejercida. En un trabajo experimental de un grupo de investigadores el diseño preliminar paso la prueba experimental para soportar dos conjuntos de cargas: 13,6 kN y 10 kN y se encontró que el resultado analítico tenía menos del 10% de error.

Para encontrar el factor de seguridad se encuentran el esfuerzo principal máximo y el esfuerzo equivalente (Von Mises) como 138,64 MPa y 149,48 MPa. Estos valores se comparan con el limite elástico del acero A36 de 250 MPa. Obteniendo factores de seguridad de 1,803 para el esfuerzo principal máximo y 1,672 para el esfuerzo equivalente.

A partir de estos resultados se puede determinar que la estructura es apropiada aun cuando la carga de 210,07 kN simula el paso de 2,6 unidades de la camioneta 4x4. Sin embargo, para una sola unidad de camioneta 4x4 los factores de seguridad calculados son mayores.

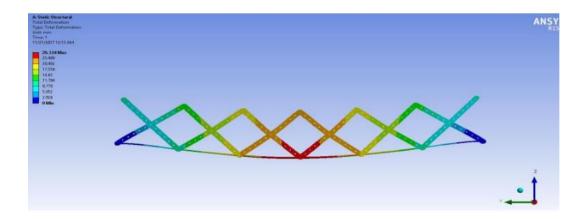


Figura 5-40. Diagrama de deformación total para el puente. *Tomada de* (Biro & Abu Bakar, 2018).

De acuerdo al análisis del movimiento por el principio de trabajo-energía se encontró que la velocidad optima de la estructura es 4,43 m/s, con la cual se requiere una mínima cantidad de fuerza para expandirse de 4 kN y la fuerza para retraerse es de 324,4 kN. La fuerza para retraerse es mayor debido al trabajo adicional para contrarrestar la fuerza gravitacional ya que el pistón necesita moverse hacia arriba.

Las especificaciones del motor por potencia, fuerza y velocidad se pueden comparar fácilmente con motores disponibles en el mercado.

El diseño de puentes plegables tipo tijera tiene un gran potencial de ser construidos con materiales FRP para que sea más liviano y portátil. El análisis del viento para este tipo de estructuras se debe tener en cuenta.

5.3 Comportamiento dinámico de puentes

El bajo peso, amortiguación y rigidez hacen que los puentes de materiales compuestos de FRP sean sensibles a la excitación dinámica, lo que genera incomodidad y una mayor amplificación dinámica del esfuerzo y deformación en comparación con materiales convencionales como el acero y el concreto. Por tal razón el diseño está gobernado por el estado límite de servicio para vibración. En tal medida se requiere una mejor compresión del comportamiento dinámico de materiales compuestos de FRP para su máximo aprovechamiento y extender su uso más allá de la practica actual (Siwowski & Rajchel, 2019).

Sobre una pasarela peatonal en forma de U con laminado Sandwich (*Figura 5-20*) se realizaron ensayos dinámicos para evaluar la importancia del parámetro de confort de pasarelas peatonales que incluyen (Pyrzowski et al., 2017):

- Ensayo con un grupo de personas caminando, corriendo y saltando.
- Excitación modal con el martillo.
- Forzamiento armónico con excitador de masa.
- Forzamiento agresivo.

De la misma manera que con la prueba estática se registró en 99 puntos de medición el comportamiento estructural durante el ensayo. A partir de esto se determinaron los parámetros dinámicos de la pasarela vacía y con la carga de las losas de concreto donde se encontraron valores de frecuencias naturales, formas modales y relación de amortiguamiento como se muestran en la *Tabla 5-3*.

Los resultados experimentales confirmaron el buen desempeño del espécimen comparado con el análisis numérico, obteniendo mejores resultados en las pruebas. La solución de la pasarela en forma de U puede ser utilizada de forma óptima en un rango de luces de 12 a 18m, manteniendo un espesor de 11 cm y un proceso de producción rápido. El peso del puente no debería exceder los 40 kN, en una longitud de 18,0m.

Tabla 5-3. Características dinámicas determinadas de los resultados del ensayo

Forma	Pasarela vacía		Pasarela cargada		
modal	Frecuencia	Amortiguamiento	Frecuencia	Amortiguamiento	
Illoual	(Hz)	(%)	(Hz)	(%)	
1	7,8	3,2	4,5	4,0	
2	9,8	2,4	8,0	1,0	
3	12,8	0,8	13,9	1,2	

Tomada de (Pyrzowski et al., 2017).

Para un puente hibrido con vigas cajón FRP y losa de concreto ligero se realizó el ensayo de carga dinámico con dos camiones atravesando el puente (*Figura 4-14*). Se determinaron los coeficientes dinámicos para varias velocidades (10, 30, 50 km/h) y se evaluaron como 1,055, 1,104, 1,163, respectivamente. Estos valores son menores que el coeficiente dinámico (1,25) utilizado en el diseño de puentes. Se obtuvo una frecuencia natural de 3,98 Hz. La relación de amortiguamiento, fue igual a 0,087 y es adecuada para la superestructura. Los buenos resultados de los ensayos y la inspección final, que no mostro ningún daño, fue el permiso de servicio emitido por la administración de carreteras.

Capítulo 6

Modelos analíticos para puentes con materiales compuestos FRP

En este capítulo se presentan las soluciones analíticas a través de expresiones matemáticas para el cálculo de fuerzas y deformaciones en materiales compuestos FRP. Algunas expresiones son tomadas de normativas y otras son validadas con resultados numéricos y experimentales.

6.1 Cálculo de fuerzas axiales a compresión para armaduras

Para realizar una comparación de la máxima fuerza axial a compresión teórica con valores experimentales, se pueden usar las fórmulas de (Clarke, 2003):

Resistencia a la compresión de la sección

$$N_{c,R} = A f_{ck} ag{6-1}$$

Donde f_{ck} es la resistencia a compresión característica en dirección longitudinal y A es el área de la sección transversal.

Resistencia al pandeo por flexión

$$N_{c,R} = \frac{\pi^2 E_k I}{l_e^2} \tag{6-2}$$

Donde I es el momento de inercia de la sección, l_e es la longitud de pandeo efectiva, E_k es el módulo de elasticidad longitudinal característico;

$$N_{c,R} = A_{eff} \sigma_{c,cr} \tag{6-3}$$

Donde A_{eff} es el área efectiva, $\sigma_{c,cr}$ es el esfuerzo critico de pandeo para tubos circulares (radio r y espesor t):

$$\sigma_{c,cr} = 0.25Etr \tag{6-4}$$

Para propósitos de comparación entre resultados teóricos y experimentales los valores promedio de la resistencia a la compresión (f_{cm}) y del módulo de elasticidad (E_{cm}) se pueden sustituir por el valor característico (f_{ck}) y E_k en las ecuaciones (6-1) y (6-2).

6.2 Cálculo de la deflexión en armaduras

En base al prototipo experimental de una armadura espacial hibrida FRP-aluminio de 12m de longitud (Zhang et al., 2014). Se desarrolla un modelo analítico simplificado para derivación teórica de las formulas (Li et al., 2015a), se hacen algunas simplificaciones y suposiciones:

- El puente es simplificado como una armadura plana (Figura 6-1).
- La simplificación de armadura plana es posible porque la relación de profundidad de la sección de los miembros armados a su longitud es menor que 1/10, los nodos del modelo de armadura plana se pueden simplificar como articulados y totalmente libres de fricción.
- En las uniones de los módulos existe un pequeño espacio "t" (185 mm), entre elementos verticales adyacentes que se puede despreciar.
- Las cargas externas y reacciones se aplican únicamente en los nodos de la armadura.

Dentro del modelo de armadura simplificada el número y longitud de unidades es igual a 4 y 3m, respectivamente; la altura de la armadura plana es 0,85m (h=0,85m), la cual es igual a la del prototipo de armadura espacial. El estado de esfuerzos de una unidad estructural bajo flexión y cortante se muestra en la *Figura 6-2*, con las siguientes expresiones:

Fuerzas axiales
$$S_x = N = \pm \frac{M}{h} \tag{6-5}$$

Fuerzas axiales
$$S_F = \pm Q \, \frac{\sqrt{h^2 + d^2}}{h} \tag{6-6} \label{eq:5.1}$$

Fuerzas axiales en los
$$S_Z=\pm Q \tag{6-7}$$
 elementos verticales

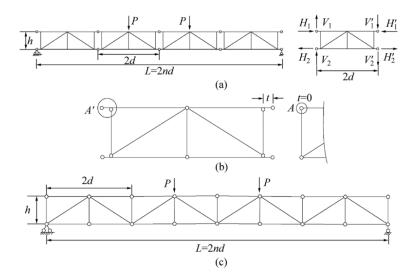


Figura 6-1. Esquema de análisis estructural del puente: (a) Modelo de armadura plana simplificada; (b) Nodos de armadura simplificados; (c) Modelo de armadura plana analítica simplificada. *Tomada de* (Li et al., 2015a).

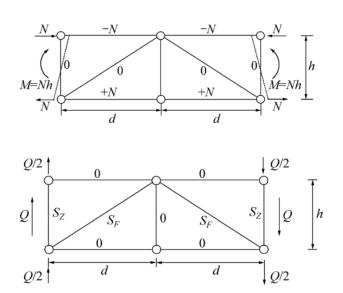


Figura 6-2. Diagrama de fuerzas internas axiales de una unidad estructural bajo flexión y cortante. *Tomada de* (Li et al., 2015a).

El desplazamiento elástico del modelo de armadura plana puede ser calculado con la fórmula de Mohr haciendo los reemplazos y simplificaciones respectivos:

La deflexión causada por deformación de los cordones:

$$\sum_{1}^{n} \frac{N_{l} N_{p}}{A_{x1}} l_{x1} = E_{1} f_{x1} = \frac{1}{A_{x1} h^{2}} \sum_{1}^{n} M_{1} M_{p} 2d$$
 (6-8)

$$\sum_{1}^{n} \frac{N_{l} N_{p}}{A_{x2}} l_{x2} = E_{21} f_{x2} = \frac{1}{A_{x2} h^{2}} \sum_{1}^{n} M_{1} M_{p} d$$
 (6-9)

La deflexión causada por la deformación de los miembros diagonales:

$$\sum_{1}^{n} \frac{N_{l} N_{p}}{A_{F}} l_{F} = E_{22} f_{F} = \frac{d^{2} + h^{2}}{A_{F} h^{2}} \sum_{1}^{n} Q_{l} Q_{p} \sqrt{d^{2} + h^{2}}$$
(6-10)

La deflexión causada por la deformación del miembro del alma vertical:

$$\sum_{1}^{n} \frac{N_{l} N_{p}}{A_{z}} l_{z} = E_{1} f_{Z} = \frac{1}{A_{Z}} \sum_{1}^{n} Q_{l} Q_{p} h$$
 (6-11)

De acuerdo al arreglo de la armadura y sus diferencias de material (p.e. módulos de elasticidad diferentes), el modelo de armadura plana simplificada se puede convertir en dos vigas de alma llena durante el proceso de derivación de las fórmulas de cálculo de la deflexión:

- Convirtiendo los miembros del cordón superior de aluminio y miembros verticales de alma en una viga de alma llena llamada SWB-1;
- Convirtiendo los miembros del alma diagonales y miembros del cordón inferior en otra viga de alma llena llamada SWB-2.

Con el cálculo de las deflexiones de las dos vigas de alma llena, se puede obtener la deflexión del modelo de la armadura plana. Después de la derivación de todas las formulaciones se pueden obtener las ecuaciones simplificadas para las vigas SWB-1 y SWB-2 de acuerdo a la *Figura 6-3*:

$$f_1 = f_{x1} + f_Z = \frac{1}{E_1 I_{01}} \Omega_M y_M + \frac{k_1 \mu}{G_1 A_{01}} \Omega_Q y_Q$$
 (6-12)

$$f_2 = f_{x2} + f_F = \frac{1}{E_2 I_{02}} \Omega_M \, y_M + \frac{k_2 \, \mu}{G_2 A_{02}} \Omega_Q \, y_Q \tag{6-13}$$

De acuerdo al cálculo de las deflexiones de los diferentes componentes del puente, se puede decir que los miembros diagonales GFRP y los cordones inferiores HFRP tienen la mayor influencia en la rigidez general del puente.

Con el objetivo de validar los resultados del modelo análitico para el cálculo de la deflexión se realiza la comparación con los resultados experimentales y numéricos de la viga espacial.

Primero se comparan los resultados de las fuerzas axiales en los elementos estudiados (N1-N3), y se observa que la solución teórica presenta resultados muy similares a los experimentales y las pequeñas discrepancias se deben a las disimilitudes de los valores "t", debido a que el modelo de elementos finitos considera los nodos articulados y el espécimen de prueba rígidos. Pero el modelo análitico simplificado es un modelo preciso para el cálculo de las fuerzas axiales.

Del mismo modo realizando la comparación de los resultados carga-desplazamiento experimentales y numéricos, se puede decir que todos presentan un comportamiento lineal muy similar con una diferencia menor a 1,5% comparada con el ensayo y menor a 4,5% comparada con el modelo de elementos finitos. Por lo tanto, las formulas derivadas basadas en el modelo analítico simplificado de armadura plana calculan la deflexión con una precisión satisfactoria.

6.3 Capacidad de conexiones pernadas con insertos mecánicos

La introducción de insertos mecánicos mejora la distribución de esfuerzos del sistema de conexión al proporcionar mejores trayectorias de carga desde el perno hasta el borde de los orificios. El inserto mecánico mejora la distribución de presión en la zona de contacto entre el perno y el orificio.

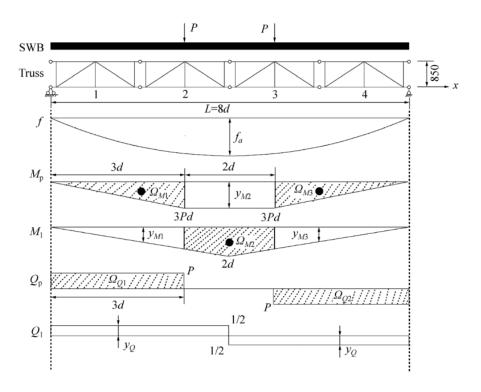


Figura 6-3. Diagrama de momento a flexión y fuerza cortante del modelo de armadura plana simplificado bajo carga a flexión de cuatro puntos. *Tomada de* (Li et al., 2015a).

A través de varios trabajos de investigación previos sobre conexiones pernadas con inserto mecánico para perfiles tubulares pultruidos GFRP (Hizam et al., 2019). Encontraron expresiones analíticas para determinar la capacidad de soporte de la conexión (R_{br}) y la capacidad máxima de la conexión (P_0):

$$R_{br} = t.d.F_{\theta}^{br} \tag{6-14}$$

$$P_0 = 2. \, m. \, R_{br} \tag{6-15}$$

donde t = espesor del material FRP (mm); d = diámetro nominal del perno (mm); m = factor de modificación; F_{θ}^{br} = resistencia característica de soporte del pasador del material FRP (MPa) y R_{br} = capacidad de soporte de la junta (kN) y P_o = capacidad máxima de la junta (kN).

6.3.1 Resistencia de miembros en tensión

Las siguientes ecuaciones (6-16) y (6-17), se pueden utilizar para determinar la resistencia axial nominal menor, P_n , asociada a la rotura por tracción en su área de sección transversal bruta.

$$P_u = \lambda \phi P_n \tag{6-16}$$

$$P_n = F_n A_g \tag{6-17}$$

donde P_u = resistencia a la tracción axial requerida debido a cargas factorizadas (N); P_n = resistencia a la tracción axial nominal (N); F_n = Resistencia a la tracción nominal del valor característico de los ensayos de la probeta (MPa); A_g = área de sección transversal bruta (mm); λ = factor de efecto de tiempo y ϕ = factor de resistencia.

En este caso la resistencia a la tracción longitudinal se toma como F_n y ϕ se toma como 0,65 para la falla de una sección de material bajo tensión.

6.3.2 Resistencia de miembros en compresión

La ecuación (6-18) se puede utilizar para determinar la fuerza axial de compresión de perfiles tubulares rectangulares de GFRP pultruidos:

$$P_u \le \lambda \phi_c P_n \le 0.7 \lambda F_L^c A_g \tag{6-18}$$

$$\phi_c P_u = \phi_c F_{cr} A_g \tag{6-19}$$

Donde P_u =resistencia a la compresión requerida debido a factores de carga (N); P_n =Resistencia a la compresión axial nominal (N); F_L^C =resistencia del material a la compresión longitudinal mínima (Mpa); A_g = área de la sección transversal gruesa (mm); λ =factor de efecto tiempo y ϕ_c =factor de resistencia para falla de una sección bajo compresión del material; y ϕ_c F_{cr} =factor de esfuerzo crítico.

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E_L}{\left(\frac{KL_e}{r}\right)^2} \ y \ \phi_c = 0.70$$
 (6-20)

$$F_{crw} = \frac{\left(\frac{\pi^2}{6}\right)\sqrt{E_{L,w}E_{T,w}} + v_{LT}E_{T,w} + 2G_{LT}}{\beta_w^2} \quad y \quad \phi_c = 0.80$$
 (6-21)

donde E_L = módulo elástico de compresión longitudinal mínimo (MPa); $E_{L,w}$ = Valor característico del módulo de compresión longitudinal del elemento considerado (MPa); $E_{T,w}$ = valor característico del módulo de compresión transversal del elemento considerado (MPa); v_{LT} = relación de Poisson asociada con la deformación transversal cuando se aplica compresión en la dirección longitudinal; G_{LT} = valor característico de la compresión transversal; r = radio de giro; L_e = longitud efectiva (distancia entre nodos de celosía); β_w = relación máxima de ancho a espesor, el que sea mayor; y K = 1 para el factor de longitud efectiva del miembro.

6.3.3 Resistencia del miembro en flexión

Para la resistencia a flexión donde no se observa ningún pandeo local o lateral-torsional en el ala o alma, se determinan las ecuaciones (6-22) y (6-23):

$$M_u \le \lambda \phi M_n \tag{6-22}$$

$$M_n = \frac{F_L I}{y} \tag{6-23}$$

Donde M_u =Resistencia a flexión requerida (N.mm); M_n =resistencia a la flexión nominal (N.mm); F_L =resistencia longitudinal característica (en tensión o compresión) del miembro (Mpa); I=Momento de inercia del miembro alrededor del eje de flexión (mm⁴); λ =Factor de efecto tiempo y ϕ =factor de resistencia para falla debido a rotura del material en tensión o compresión tomado como 0,65; y y=distancia desde el eje neutro a la fibra extrema del miembro (mm).

6.4 Modelo analítico simplificado para el cálculo de la rigidez a la flexión de armaduras espaciales FRP-Aluminio

Como alternativa a los complejos modelos numéricos que requieren el uso de una computadora para el análisis estructural de modernas estructuras, se están utilizando métodos continuos equivalentes que consisten en transformar una estructura compleja (con elementos discretos) en un modelo continuo equivalente simple, como una lámina, placa y viga, basada en el concepto de homogeneización. Estos métodos de cálculo pueden ser muy útiles en la fase de diseño preliminar donde se necesitan determinar las dimensiones globales y no los detalles estructurales. Los métodos continuos equivalentes han demostrado ser una solución práctica para el cálculo de las propiedades mecánicas equivalentes de estructuras celulares y de celosía. La clave para el modelado continuo es la determinación de las relaciones apropiadas de los materiales y las propiedades geométricas entre las estructuras complejas y el modelo continuo equivalente (Zhang, Li, et al., 2019).

Para el proceso de equivalencia primero se debe simplificar la estructura espacial de armadura-tablero en un modelo de armadura plana (*Figura 6-4*).

Para el modelo simplificado de celosía plana, se utiliza el proceso continuo equivalente que consiste en convertir las diagonales del alma de GFRP en una lámina de alma solida continúa basada en el principio de equivalencia de corte, de la misma forma para los cordones superior e inferior transformándolos en las aletas superior e inferior, respectivamente, de una viga de alma solida continua con una sección transversal tipo I constante. De esta forma se calcula la rigidez a la flexión de la viga de alma solida continua equivalente con la teoría clásica de la viga (Bao y Gong, 2006).

En este caso, a partir del cálculo de las expresiones basadas en la teoría de la elasticidad de acuerdo con la *Figura 6-5* se puede determinar el espesor equivalente t' de la lámina solida de la viga I:

$$t' = \frac{E_F}{G_F} \frac{dh}{l_F^3} A_F \tag{6-24}$$

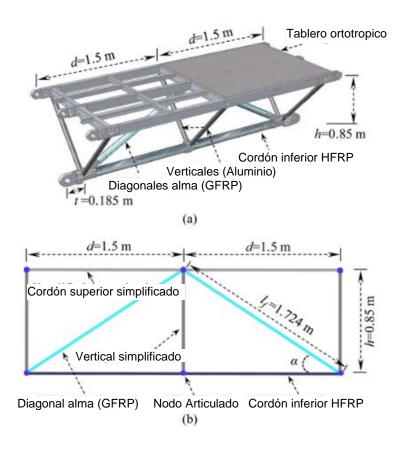


Figura 6-4. Estructura de tablero-armadura espacial dentro del modelo de una armadura plana: (a) Estructura espacial original, (b) Modelo de armadura plana simplificada. *Tomada de* (Zhang, Li, et al., 2019).

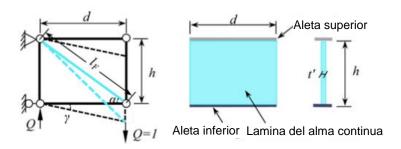


Figura 6-5. Esquema de la deformación cortante de un segmento de la celosía plana sometida a una carga cortante unitaria. *Tomada de* (Zhang, Li, et al., 2019).

Donde E_F es el módulo de elasticidad, A_F es el área de la sección transversal, G_F el modulo a corte, d es la longitud de un segmento, h es el espesor del segmento, I_F es la longitud

efectiva. El cálculo de la deflexión de la viga de alma solida equivalente tiene la componente de la carga a flexión M y la carga cortante Q, a partir de la teoría clásica de la viga:

$$f = f_M + f_Q \tag{6-25}$$

$$\frac{d^2 f_M}{dx^2} = -\frac{M}{B_0} {(6-26)}$$

En la ecuación (6-26), B₀ es la rigidez a la flexión y se calcula de la siguiente manera:

$$B_0 = E_{x1} (I_{x1} + A_{x1} h_1^2) + E_{x2} (I_{x2} + A_{x2} h_2^2)$$
(6-27)

Donde E_{x1} , E_{x2} son los módulos elásticos de las aletas superior e inferior equivalentes, de manera similar A_{x1} y A_{x2} son las áreas de sección transversal, I_{x1} y I_{x2} son los momentos de inercia seccional. Además, h_1 (o h_2) es la distancia desde el eje centroidal de la aleta superior (o aleta inferior) a la lámina del alma equivalente.

Parte de la solución simplificada es encontrar la influencia de la deformación cortante en el alma de la viga equivalente (elementos diagonales del alma GFRP), con el coeficiente de influencia de cortante ξ :

$$f = \frac{1}{\xi} f_M \tag{6-28}$$

$$\xi = \frac{1}{1 + \frac{f_Q}{f_M}}$$
 (6-29)

El coeficiente de influencia de cortante ξ , es muy importante en estructuras hibridas, y esto se debe principalmente a falta de rigidez del material y módulo de elasticidad bajo de los compuestos GFRP. Por lo tanto, la rigidez a la flexión total B de la viga de alma solida continua equivalente considerando el efecto cortante de la losa del alma de GFRP se calcula con la siguiente ecuación:

$$B = \xi B_0 \tag{6-30}$$

Por último, se puede calcular la deflexión total con la siguiente ecuación:

$$\frac{d^2f}{dx^2} = -\frac{M}{B} \tag{6-31}$$

Las formulaciones analíticas se validaron con los resultados experimentales y teóricos publicados anteriormente de un modelo de puente de 12m (Zhang et al., 2014). En este estudio se analizó el prototipo de puente con tablero y viga triangular de celosía GFRP, con una longitud de 12,0m, ancho de 1,20m y profundidad de 1,20m (Zhang, Li, et al., 2019).

La ecuación (6-31) se puede utilizar para calcular la deflexión en el tramo del centro de la viga de alma solida equivalente continua. En el cálculo teórico, las condiciones de restricción son las mismas que para el ensayo de flexión estático de cuatro puntos. Debido a que, la curva carga-desplazamiento tuvo un comportamiento lineal hasta la carga de diseño de 75 kN, se escogieron siete niveles de carga, de 20, 32, 40, 52, 60, 70 y 75 kN, en los dos pasos de carga experimentales y se realizó la comparación con las curvas teóricas.

La *Figura 6-6* muestra la gráfica carga-desplazamiento para diferentes curvas de los resultados teóricos, experimentales y numéricos. La curva con la leyenda "T1" corresponde a la ecuación *(6-31)*. La curva de la leyenda "T2" corresponde a la solución teórica de un estudio anterior *(Li, Zhang, Zhao, & Deng, 2015b)*. La curva con la leyenda "T3" corresponde a la ecuación *(6-26)* con la solución teórica sin considerar la deformación a cortante de la lámina del alma equivalente para la deflexión total de la viga I. También se presentan los resultados experimentales y numéricos mencionados anteriormente. En las soluciones teóricas T1 y T2 si se tuvo en cuenta esta deformación cortante.

La diferencia máxima entre T3 y los resultados experimentales es de 38,5%. Esto es porque no se consideró la deformación por cortante de las diagonales del alma de GFRP en la deflexión total de la estructura.

Por el contrario, a T3, La solución teórica T1 se aproxima bien a los resultados experimentales y numéricos con una diferencia extremadamente pequeña. Lo que

demuestra la validez del modelo teórico simplificado (Zhang, Li, et al., 2019). La razón de esto, es porque se consideró la deformación por cortante de la lámina del alma equivalente en la deflexión total.

Las soluciones teóricas T1 y T2 se correlacionan bien, con una diferencia máxima de aproximadamente 1,2% y resultados mayores a los experimentales, lo que indica un cálculo en exceso a la deformación vertical real.

La pequeña diferencia entre los resultados experimentales y T1, se debe principalmente a la diferencia de rigidez nodal, la configuración estructural local. También el modelado de las conexiones articuladas es diferente para los modelos numéricos y teóricos.

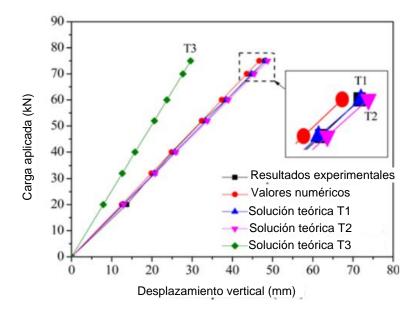


Figura 6-6. Solución teórica de la curva de carga-desplazamiento y su comparación con los resultados experimentales y las simulaciones numéricas. *Tomada de* (Zhang, Li, et al., 2019).

Capítulo 7

7.1 Implementación de materiales compuestos por polímeros reforzados con fibras en Colombia

Para utilizar los materiales compuestos en Colombia, es necesario conocer cómo está el mercado de los materiales necesarios para su producción, dado que las fibras no se producen en el país. Actualmente existen tres importadoras de fibras de vidrio en el país con precios de mercado por kilogramo de fibra de vidrio para Junio de 2020 de \$8500 pesos y también se ha registrado un aumento en el consumo de este material en un poco más de mil (1000) Toneladas para el año 2019 (Bohórquez Novoa, Diaz Parra, Hoyos Meneses, Martínez Henao, & Vargas Ceballos, 2021).

En Colombia estos materiales compuestos se están utilizando en diferentes áreas como la industrial, el mobiliario, en metalmecánica y en construcción a nivel de remodelación de viviendas, pero en realidad no se está utilizando como material principal estructural y también existen muy pocas empresas que realizan la producción de materiales compuestos por polímeros reforzados con fibras de vidrio para diferentes aplicaciones. Este panorama nos muestra que Colombia necesita más investigación en el uso de estos materiales para aplicaciones netamente estructurales sobre todo para ser usados en situaciones de emergencia por su versatilidad en las relaciones resistencia/peso ofreciendo las ventajas de una construcción modular de fácil transporte a sitios remotos y de difícil acceso.

El camino a seguir para poder empezar a utilizar los materiales compuestos por polímeros reforzados con fibras de vidrio en Colombia para aplicaciones estructurales donde los elementos principales son perfiles y paneles sándwich para vigas, losas, armaduras, es empezar con la academia a través de diferentes trabajos de investigación a nivel analítico y experimental.

Como se expone en el presente trabajo, existen diferentes trabajos de investigación a nivel internacional con casos reales de estructuras ya construidas que están funcionando actualmente sobre todo para puentes peatonales y unos pocos casos de puentes vehiculares. Existen diferentes guías y manuales de diseño a nivel internacional que pueden

ser utilizados como base para empezar a implementar la inclusión de estos materiales en las Normas Colombianas de Construcción.

El desarrollo de los puentes modulares con soluciones hibridas es una de las tendencias actuales de la investigación en países tropicales como Colombia donde se presentan diferentes situaciones de emergencia y se requieren acciones inmediatas para el transporte y suministro de medicamentos y alimentos. Una de las soluciones innovadoras es un puente de 54m de luz modular hibrido de tablero de aluminio ortotropico con vigas de celosía triangulares invertidas con elementos verticales, diagonales y cordón inferior en GFRP y HFRP, las conexiones son en acero con un sistema patentado de dientes pretensionados (PTTC). Una de las ventajas de esta solución es su peso de tan solo 162 kN (16,2 Ton) soportando una carga vehicular de 250 kN (25,0 Ton) con un tiempo de montaje estimado de tan solo 160 minutos. Este tipo de soluciones nos puede dar una idea de cuál es la tendencia para inicialmente poder adquirir esta tecnología con la compra de estas unidades y más adelante cuando se tenga el desarrollo e industrialización a gran escala en la producción de los materiales compuestos poder realizar desarrollos en el país adaptados a las condiciones locales.

7.2 Documentos de referencia para aplicación en Colombia

Existen referencias internacionales sobre el uso de materiales compuestos FRP, que pueden ser aplicados para el diseño de este tipo de estructuras.

Un documento que se publicó como una recopilación de guías de diseño en Europa para el cálculo de estructuras FRP es "Prospect for New Guidance in the Design of FRP" (Ascione et al., 2016), y es de libre acceso. El alcance de esta guía de diseño comprende:

- ✓ Aplica para partes termoestables FRP con al menos 15% de fibras en volumen.
- ✓ Se puede utilizar para el diseño de estructuras FRP de perfiles, losas, laminas y paneles sándwich.
- ✓ Estructuras en las que no se permiten microfisuras no están en el alcance de esta guía.
- ✓ La guía no incluye barras de refuerzo FRP, cables o refuerzos externos para estructuras usando FRP.

✓ Los elementos estructurales que se tienen en cuenta se realizan mediante los siguientes procesos principales de fabricación de: preimpregnado, pultrusión, moldeo por compresión, moldeo por transferencia de resina, bobinado de filamentos y laminado manual. También se incluyen las estructuras sándwich, que consisten en un núcleo (espuma, madera o panal) cubierto por láminas frontales de FRP.

También existe una guía de diseño para puentes peatonales FRP de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) "Guide Specifications for Design of FRP Pedestrian Bridges, 1st Edition, 2008", que se puede comprar en la pagina web.

Conclusiones

- Los materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras (FRP) se están utilizando cada vez más, debido al desarrollo reciente con la reducción de costos en los procesos de producción, y en la optimización del diseño gracias al avance en la investigación y en el desarrollo de guías de diseño y normativas.
- En la actualidad existe un gran número de puentes vehiculares de gran importancia construidos con materiales FRP, y en su mayoría son híbridos donde la cimentación y la subestructura son construidos con concreto, y la superestructura tiene losa de concreto y vigas FRP. Estas estructuras han tenido un buen comportamiento dada su corta edad de construcción.
- Las pasarelas peatonales también han tenido un gran desarrollo como estructuras totalmente compuestas FRP en la superestructura formada por laminados sándwich con pieles FRP y núcleos de diversos materiales con diferentes formas para luces pequeñas, y también con tableros FRP y sistemas suspendidos o atirantados para luces intermedias y grandes en sistemas combinados con materiales tradicionales.
- Para los puentes desplegables para situaciones de emergencias con materiales de polímero reforzado con fibras de vidrio (GFRP) o fibras hibridas vidrio/carbono (HFRP), se han desarrollado prototipos experimentales de armaduras espaciales con vigas de celosía triangulares invertidas como una solución eficiente desde el punto de vista de la rigidez global para la optimización en el uso de los materiales aprovechando su gran resistencia longitudinal para soportar principalmente fuerzas axiales en perfiles tubulares circulares.
- El desarrollo de las armaduras espaciales hibridas FRP-Acero con vigas de celosía triangulares invertidas ha tenido varias etapas, con la primera aplicación para un puente modular de 12m de luz, posteriormente un puente de 24m, y recientemente se está investigando un puente modular de 51m con mejoras en su resistencia a la flexión y torsión, que continua en desarrollo para la optimización del prototipo.

- Actualmente en Colombia no se producen fibras para los materiales compuestos, tales materiales son importados. También existen muy pocas empresas que producen materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras para otras áreas, pero no se están utilizando para aplicaciones estructurales.
- El presente trabajo pretende estimular el inicio de la investigación en el uso de los
 materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras en Colombia, como
 estructuras para casos de emergencia dadas sus ventajas de bajo peso y gran
 resistencia, entre otras, en comparación con materiales tradicionales. Es de resaltar
 que actualmente las mejores soluciones en la mayoría de los casos, se presentan
 como diseños y construcciones hibridas de los materiales compuestos y
 tradicionales, como el acero y el concreto.

Referencias

- Ali, H. T., Akrami, R., Fotouhi, S., Bodaghi, M., Saeedifar, M., Yusuf, M., & Fotouhi, M. (2021). Fiber reinforced polymer composites in bridge industry. *Structures*, *30*, 774–785. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.12.092
- Alocci, C., & Valvo, P. S. (2019). Feasibility study of a hybrid FRP-steel cable-stayed pedestrian swing bridge. *Engineering Structures*, 189, 359–372. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.087
- Ascione, L., Caron, J.-F., Godonou, P., van IJselmuijden, K., Knippers, J., Mottram, T., ... Tromp, L. (2016). Prospect for New Guidance in the Design of FRP. In *Eur 27666 En*. https://doi.org/10.2788/851558
- Bačinskas, D., Rimkus, A., Rumšys, D., Meškenas, A., Bielinis, S., Sokolov, A., & Merkevičius, T. (2017). Structural Analysis of GFRP Truss Bridge Model. *Procedia Engineering*, 172, 68–74. https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.02.018
- Bai, Y., & Yang, X. (2013). Novel Joint for Assembly of All-Composite Space Truss Structures: Conceptual Design and Preliminary Study. *Journal of Composites for Construction*, 17. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000304
- Biro, M. N. A., & Abu Bakar, N. Z. (2018). Design and Analysis of Collapsible Scissor Bridge. *MATEC Web of Conferences*, 152. https://doi.org/10.1051/matecconf/201815202013
- Blaga, L., Dos Santos, J. F., Bancila, R., & Amancio-Filho, S. T. (2015). Friction Riveting (FricRiveting) as a new joining technique in GFRP lightweight bridge construction.

 Construction and Building Materials, 80, 167–179. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.01.001
- Bohórquez Novoa, K. L., Diaz Parra, C. M., Hoyos Meneses, C., Martínez Henao, Y. M., & Vargas Ceballos, Y. C. (2021). *Análisis de las condiciones de importación y comercialización de fibra de vidrio para Polimet*. Retrieved from https://alejandria.poligran.edu.co/handle/10823/2908

- Bradford, N. M. (2004). Design optimization of Frp composite panel building systems: Emergency shelter applications (U. of S. Florida, ed.).
- Clarke, J. L. (2003). Structural Design of Polymer Composites: Eurocomp Design Code and Background Document. Retrieved from https://books.google.com.co/books?id=z-Vr9Outc2oC
- Connor. (2013). *Composite Bridge Decking*. Retrieved from https://www.fhwa.dot.gov/hfl/partnerships/composite_bridge/hif13029/hif13029.pdf
- Correia, J. R., Bai, Y., & Keller, T. (2015, September 1). A review of the fire behaviour of pultruded GFRP structural profiles for civil engineering applications. *Composite Structures*, Vol. 127, pp. 267–287. https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.03.006
- Croce, P. (2013). Non-linear behavior of heavy stays. *International Journal of Solids and Structures*, 50(7), 1093–1107. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2012.12.012
- Dos Santos, F. M., & Mohan, M. (2011). Train Buffeting Measurements on a Fibre-Reinforced Plastic Composite Footbridge. *Structural Engineering International*, *21*(3), 285–289. https://doi.org/10.2749/101686611X13049248220087
- GangaRao, H. (2016). Infrastructure Applications of Fiber-Reinforced Polymer Composites. In *Applied Plastics Engineering Handbook: Processing, Materials, and Applications: Second Edition* (pp. 675–695). https://doi.org/10.1016/B978-0-323-39040-8.00032-8
- Garrido, M., Correia, J. R., Keller, T., & Branco, F. A. (2015). Adhesively bonded connections between composite sandwich floor panels for building rehabilitation. *Composite Structures*, 134, 255–268. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.08.080
- Gunaydin, M., Adanur, S., Altunisik, A. C., & Sevim, B. (2015). Static and dynamic responses of Halgavor footbridge using steel and FRP materials. *Steel and Composite Structures*, *18*(1Gunaydin, M., Adanur, S., Altunisik, A. C., Sevim, B. (2015). Static and dynamic responses of Halgavor footbridge using steel and FRP materials. Steel and Composite Structures, 18(1), 51–69. https://doi.org/10.12989/scs.2015.18.1.051), 51–69.

- Hale, M., & Amir, F. (2014). Static and Fatigue Behavior of Sandwich Panels with GFRP Skins and Governed by Soft-Core Shear Failure. *Journal of Composites for Construction*, 18(2), 4013046. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000445
- Hizam, R. M., Karunasena, W., & Manalo, A. (2013). Effect of mechanical insert on the behaviour of pultruded fibre reinforced polymer (FRP) bolted joint. *Fourth Asia-Pacific Conference on FRP in Structures (APFIS)*. Melbourne, Australia: International Institute for FRP in Construction (IIFC); 2013.
- Hizam, R. M., Manalo, A. C., Karunasena, W., & Bai, Y. (2018). Effect of bolt threads on the double lap joint strength of pultruded fibre reinforced polymer composite materials.
 Construction and Building Materials, 181, 185–198.
 https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.06.061
- Hizam, R. M., Manalo, A. C., Karunasena, W., & Bai, Y. (2019). Behaviour of pultruded GFRP truss system connected using through-bolt with mechanical insert. *Composites Part B: Engineering*, *168*, 44–57. https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.12.052
- Humphreys, M. F., Erp, G. Van, & Tranberg, C. H. (1999). The Structural Behaviour of Monocoque Fibre Composite Truss Joints. Advanced Composites Letters, 8(4), 096369359900800405. https://doi.org/10.1177/096369359900800405
- Hung, H. H., Sung, Y. C., Chang, K. C., Yin, S. H., & Yeh, F. Y. (2016). Experimental testing and numerical simulation of a temporary rescue bridge using GFRP composite materials. *Construction and Building Materials*, 114, 181–193. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.199
- Keller, T., Bai, Y., & Vallée, T. (2007). Long-Term Performance of a Glass Fiber-Reinforced
 Polymer Truss Bridge. *Journal of Composites for Construction*, 11.
 https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2007)11:1(99)
- Keller, T., Schaumann, E., & Vallée, T. (2007). Flexural behavior of a hybrid FRP and lightweight concrete sandwich bridge deck. Composites Part A: Applied Science and Manufacturing,
 38(3),
 879–889.

- https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compositesa.2006.07.007
- Li, F., Zhang, D. dong, Zhao, Q. lin, & Deng, A. zhong. (2015a). A simple analytical solution for predicting deflection of a hybrid FRP-aluminum modular space truss bridge. *Journal of Central South University*, 22(11), 4414–4425. https://doi.org/10.1007/s11771-015-2989-5
- Li, F., Zhang, D., Zhao, Q., & Deng, A. (2015b). A simple analytical solution for predicting deflection of a hybrid FRP-aluminum modular space truss bridge. *Journal of Central South University*, 22, 4414–4425. https://doi.org/10.1007/s11771-015-2989-5
- Luo, F., Bai, Y., Yang, X., & Lu, Y. (2015). Bolted Sleeve Joints for Connecting Pultruded FRP Tubular Components. *Journal of Composites for Construction*, *20*, 4015024. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000580
- Luo, F., Yang, X., & Bai, Y. (2015). Member Capacity of Pultruded GFRP Tubular Profile with Bolted Sleeve Joints for Assembly of Latticed Structures. *Journal of Composites* for Construction, 20, 4015080. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000643
- Manalo, A., Aravinthan, T., Fam, A., & Benmokrane, B. (2017, February 1). State-of-the-Art Review on FRP Sandwich Systems for Lightweight Civil Infrastructure. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 21. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000729
- Mao, H., Zhang, D., Chen, L., Zhao, Q., Su, X., & Yuan, J. (2019). Flexural behaviour of a new lightweight glass fibre-reinforced polymer–metal string bridge with a box-truss composite girder. *Advances in Structural Engineering*, 136943321986608. https://doi.org/10.1177/1369433219866088
- Mejía, F., & Edgar, F. (2008). *Diseño de pasarelas de emergencia conformadas por perfiles FRP*. Retrieved from http://hdl.handle.net/2099.1/6432
- Mohamed, M., Anandan, S., Huo, Z., Birman, V., Volz, J., & Chandrashekhara, K. (2015).

 Manufacturing and characterization of polyurethane based sandwich composite structures.

 Composite Structures, 123, 169–179. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2014.12.042

- Mosallam, A., Bayraktar, A., Elmikawi, A., Mosallam, A. S., Bayraktar, A., Elmikawi, M., ... Adanur, S. (2015). *UC Irvine UC Irvine Previously Published Works Title Polymer Composites in Construction: An Overview Permalink https://escholarship.org/uc/item/5xf7s8nj Publication Date Polymer Composites in Construction: An Overview.* Retrieved from www.symbiosisonline.orgwww.symbiosisonlinepublishing.com
- Pfeil, M. S., Teixeira, A. M. A. J., & Battista, R. C. (2009). Experimental tests on GFRP truss modules for dismountable bridges. *Composite Structures*, *89*(1), 70–76. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2008.06.019
- Pyrzowski, Ł., & Miśkiewicz, M. (2017). Modern GFRP composite footbridges. *10th International Conference on Environmental Engineering, ICEE 2017*. https://doi.org/10.3846/enviro.2017.143
- Pyrzowski, Ł., Miśkiewicz, M., Chróścielewski, J., & Wilde, K. (2017). Load Testing of GFRP Composite U-Shape Footbridge. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 245(3). https://doi.org/10.1088/1757-899X/245/3/032050
- Reguera, F., & Florencia. (2013). Diseño óptimo de estructuras de pared delgada compuestas.
- Ruano, M. C., & Ruano, J. C. (2015). *Notas sobre Mecánica de Materiales Compuestos*.

 Retrieved from http://digibug.ugr.es/bitstream/handle/10481/38852/ChiachioRuano_ApuntesMecanic aCFRP.pdf;jsessionid=1AAE4AE134F14EAC096EC4C9141648E2?sequence=1
- Satasivam, S., Feng, P., Bai, Y., & Caprani, C. (2017). Composite actions within steel-FRP composite beam systems with novel blind bolt shear connections. *Engineering Structures*, *138*, 63–73. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.068
- Sidik, I., & Irawan, R. (2020). Structural behavior of open truss FRP bridge without side support. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 930(1), 012040. https://doi.org/10.1088/1757-899X/930/1/012040
- Siwowski, T., Kulpa, M., Rajchel, M., & Poneta, P. (2018). Design, manufacturing and

- structural testing of all-composite FRP bridge girder. *Composite Structures*, *206*, 814–827. https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2018.08.048
- Siwowski, T., & Rajchel, M. (2018). A Polish approach to FRP bridges. *Selected Scientific Papers Journal of Civil Engineering*, 12(2), 47–54. https://doi.org/10.1515/sspjce-2017-0018
- Siwowski, T., & Rajchel, M. (2019). Dynamic performance of a vehicular bridge with lightweight FRP composite structural elements. *MATEC Web of Conferences*, 285, 00016. https://doi.org/10.1051/matecconf/201928500016
- Teixeira, A. M. A. J., Pfeil, M. S., & Battista, R. C. (2014). Structural evaluation of a GFRP truss girder for a deployable bridge. *Composite Structures*, *110*(1), 29–38. https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2013.11.014
- Thomas, K., Jan, R., Julia, de C., & Michael, O.-A. (2014). GFRP-Balsa Sandwich Bridge Deck: Concept, Design, and Experimental Validation. *Journal of Composites for Construction*, 18(2), 4013043. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000423
- Wu, C., Bai, Y., & Mottram, J. (2015). Effect of Elevated Temperatures on the Mechanical Performance of Pultruded FRP Joints with a Single Ordinary or Blind Bolt. *Journal of Composites for Construction*, 20, 4015045. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000608
- Wu, L. E. I., Qi, Y., & Liu, W. (2018). Flexural performance of a hybrid bridge deck with pultruded fibre reinforced polymer composite sandwich panels. *Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, *13*(3), 165–191. https://doi.org/10.7250/bjrbe.2018-13.411
- Yan, X., Zhao, Q., Zhao, D., Ke, M., Zeng, Z., & Zhang, D. (2018). Experimental investigation of bending stiffness of a novel 54m FRP space truss string bridge. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 452(2). https://doi.org/10.1088/1757-899X/452/2/022103
- Yang, X., Bai, Y., & Ding, F. (2015). Structural performance of a large-scale space frame assembled using pultruded GFRP composites. *Composite Structures*, *133*, 986–996. https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.07.120

- Yeh, F. Y., Chang, K. C., Sung, Y. C., Hung, H. H., & Chou, C. C. (2015). A novel composite bridge for emergency disaster relief: Concept and verification. *Composite Structures*, 127, 199–210. https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2015.03.012
- Zhang, D., Huang, Y., Zhao, Q., Gao, Y., & Tao, J. (2016). Evaluation of the torsional mechanism by analytical solution for a hybrid fiber-reinforced polymer–aluminum triangular deck truss beam. *Advances in Structural Engineering*, *19*(5), 871–879. https://doi.org/10.1177/1369433215627158
- Zhang, D., Li, F., Shao, F., & Fan, C. (2019). Evaluation of Equivalent Bending Stiffness by Simplified Theoretical Solution for an FRP-aluminum Deck-truss Structure. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 23(1), 367–375. https://doi.org/10.1007/s12205-018-1093-4
- Zhang, D., Lv, Y., Zhao, Q., & Li, F. (2019). Development of lightweight emergency bridge using GFRP–metal composite plate-truss girder. *Engineering Structures*, 196. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109291
- Zhang, D., Yuan, J., Li, F., Lv, Y., Zhao, Q., Gao, Y., ... Yang, J. (2021). Experimental Characterization of Static Behavior of a New GFRP–Metal Space Truss Deployable Bridge: Comparative Case Study. *Journal of Bridge Engineering*, *26*(1), 05020011. https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0001650
- Zhang, D., Yuan, J., Zhao, Q., Li, F., Gao, Y., Zhu, R., & Zhao, Z. (2020). Static performance of a new GFRP–metal string truss bridge subjected to unsymmetrical loads. *Steel and Composite Structures*, *35*(5), 641–657. https://doi.org/10.12989/scs.2020.35.5.659
- Zhang, D., Zhao, Q., Huang, Y., Li, F., Chen, H., & Miao, D. (2014). Flexural properties of a lightweight hybrid FRP-aluminum modular space truss bridge system. *Composite Structures*, 108, 600–615. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2013.09.058
- Zhang, D., Zhao, Q., Li, F., & Huang, Y. (2017). Experimental and numerical study of the torsional response of a modular hybrid FRP-aluminum triangular deck-truss beam. *Engineering Structures*, 133, 172–185. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.12.007

- Zhang, D., Zhao, Q., Li, F., Tao, J., & Gao, Y. (2018). Torsional behavior of a hybrid FRP-aluminum space truss bridge: Experimental and numerical study. *Engineering Structures*, *157*, 132–143. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.12.013
- Zhou, A., & Keller, T. (2005). Joining techniques for fiber reinforced polymer composite bridge deck systems. *Composite Structures*, *69*(3), 336–345. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2004.07.016
- Zhu, L., Zhang, D., Shao, F., Xu, Q., & Zhao, Q. (2019). Structural Evaluation of Torsional Rigidity of New FRP–Aluminum Space Truss Bridge with Rigid Transverse Braces. KSCE Journal of Civil Engineering, 23(7), 3021–3029. https://doi.org/10.1007/s12205-019-1675-9