Universidad Politécnica de Madrid

**Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos**

**“Influencia de la disposición de anclajes de fibra de carbono
en la resistencia al despegue de refuerzos adheridos en
estructuras de hormigón”**

Tesis Doctoral

Ilseñ Adriana Cortez Flores

Ingeniera Civil

Madrid, 2020

Ilse Adriana Cortez Flores

Madrid, 2020

ISBN:

Departamento de Ingeniería Civil – Construcción

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y
Puertos

“Influencia de la disposición de anclajes de fibra de carbono en la resistencia al despegue de refuerzos adheridos en estructuras de hormigón”

Tesis Doctoral

por

Ilseñ Adriana Cortez Flores

Ingeniera Civil

Directores de Tesis:

Jaime Fernández Gómez

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales
y Puertos

Paula Villanueva Llaúradó

Doctora Arquitecta

Madrid, 2020

POLITÉCNICA

Tesis Doctoral

“Influencia de la disposición de anclajes de fibra de carbono en la resistencia al despegue de refuerzos adheridos en estructuras de hormigón”

Tribunal nombrado por el Magnífico y Excelentísimo Sr. Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, el día dede 2020.

Presidente:

Vocal:.....

Vocal:.....

Vocal:.....

Secretario:

Suplente:

Suplente:

Realizado el acto de defensa y lectura de Tesis el día de de 2020 en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la U.P.M.

Calificación:

EL PRESIDENTE

LOS VOCALES

EL SECRETARIO

A mis padres

Agradecimientos

Quiero mostrar mi sincero agradecimiento a todas las personas que me han ayudado, animado y acompañado durante este camino.

En primer lugar, quiero expresar un profundo agradecimiento a mis directores Jaime Fernández Gómez y Paula Villanueva Llauradó por darme la oportunidad de realizar esta tesis doctoral y acompañarme durante todo el proceso. Quiero agradecer sus valiosas aportaciones durante el desarrollo de la investigación y por su entera disposición, por el apoyo tanto técnico como moral y la paciencia durante todo el proceso.

Al profesor Francisco González, por su colaboración para la realización de los ensayos y por el optimismo contagioso en el día a día, que muchas veces era más que necesario.

Esta tesis doctoral no habría sido posible sin la ayuda de SIKA S.A.U. y la Cátedra de Edificación y Prefabricación de la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid. Un agradecimiento especial al equipo de demostradores de SIKA S.A.U., José, Jesús, Sergio y Gaby quienes hicieron posible y ameno el desarrollo del trabajo experimental, aguantando el perfeccionismo durante la instalación de los refuerzos, y todas las recomendaciones para el traslado y la manipulación de las probetas.

Me gustaría agradecer al departamento de Ingeniería Civil “Construcción” por permitirme la realización de la campaña experimental en sus instalaciones. A Alfredo y Miguel, gracias por la paciencia.

Un agradecimiento especial a quienes me han guiado, enseñado y apoyado en la estancia que he realizado en el departamento de Ingeniería Mecánica de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Oporto. Al profesor António Ferreira por su disposición. Un agradecimiento especial al profesor Marco Parente, por

acogerme en su clase como una alumna más, por las infinitas tutorías, presenciales y telemáticas, gracias por las horas de trabajo y por todos los conocimientos transmitidos.

A todos los compañeros de viaje, con quienes compartí el día a día, alegrías y frustraciones. Gracias a los chicos de TRANSyT (no menciono uno a uno porque no quiero dejarme a ninguno), por hacerme sentir una más y ser valiosísima compañía durante todo el proceso.

A mis amigos en Bolivia, que me siguen apoyando en cada paso que doy. A los amigos de aquí por el cariño infinito y por hacernos sentir en casa.

A mi familia, a mis tíos, a mis hermanos, cuñadas y sobrinos que han tenido que escuchar cien veces sobre la tesis, los artículos, los avances. Por celebrar conmigo los logros y acompañarme en los fracasos.

En recuerdo de mi abuelo, quien se fue antes de verme llegar a la meta, estoy segura de que desde donde está celebra conmigo.

Podría seguir nombrando y nombrando las maravillosas personas que me acompañaron durante todo este viaje, que de alguna u otra manera aportaron un granito de arena para conseguir llegar a la meta. A todos ellos gracias, muchas gracias.

Finalmente, las personas que se merecen mucho más que un agradecimiento, porque están siempre ahí dispuestos a darlo todo. A mi esposo Raky, por su apoyo incondicional, por cuidarme y darme siempre fuerzas para seguir. Y a mis padres, por confiar siempre en mí, por acompañarme, y por el cariño infinito. Porque simplemente se lo debo todo a ellos.

Resumen

El uso de materiales compuestos (FRP) para reparar y reforzar estructuras existentes de hormigón se ha incrementado considerablemente en los últimos tiempos convirtiéndose en una alternativa a los métodos tradicionales de refuerzo.

Los sistemas de refuerzo de FRP suelen emplearse en estructuras de hormigón existentes que se consideran estructuralmente deficientes debido a un posible deterioro, errores en la concepción del diseño o en la ejecución, o a un aumento de cargas debido a cambios de uso de la estructura.

Entre las múltiples aplicaciones de refuerzos de FRP en estructuras de hormigón destacan el confinamiento de pilares de hormigón (principalmente las de sección circular, donde adquiere la máxima eficacia), el refuerzo a flexión y cortante de vigas y los refuerzos a flexión de forjados tanto unidireccionales como bidireccionales. Se emplean tanto sistemas adheridos superficialmente como parcialmente embebidos en el soporte, siendo el primero el más utilizado.

Además de poder utilizarse en una amplia gama de aplicaciones como refuerzo estructural, el FRP ofrece múltiples ventajas sobre las técnicas de refuerzo tradicionales. Los materiales de FRP son significativamente más ligeros que la mayoría de los materiales utilizados tradicionalmente como refuerzo, tienen una elevada resistencia a tracción y una buena durabilidad si la comparamos con la durabilidad del acero.

Sin embargo, la eficacia de los refuerzos a flexión de FRP adheridos externamente se encuentra limitada por el fallo prematuro por despegue, el cual impide el aprovechamiento total de las propiedades del material. Esta limitación está contemplada en las diferentes normativas existentes para refuerzos de hormigón con FRP, que la expresan en términos de deformación máxima o de

resistencia máxima de adherencia. Esto tiene como objetivo restringir la tensión de trabajo del FRP para prevenir el fallo por despegue.

El modo de fallo por despegue ha sido reconocido como el más habitual en los refuerzos exteriores de FRP, por lo que diferentes investigadores han desarrollado métodos de ensayo y modelos de cálculo para estimar la resistencia de adherencia de la interfaz. La mayoría de los modelos incluyen también expresiones para calcular la longitud efectiva de transferencia de tensiones. Entendiendo por longitud efectiva a la longitud a partir de la cual, el incremento de la longitud adherida no produce un incremento en la resistencia. De esta forma puede estimarse la resistencia máxima de adherencia, aplicando coeficientes de minoración en los casos en los que la longitud adherida sea menor que la efectiva.

Con el objetivo de retrasar o eliminar el fallo prematuro por despegue en elementos sometidos a flexión y cortante se han desarrollado múltiples sistemas de anclaje para refuerzos de FRP. Estos sistemas buscan incrementar la capacidad de transferencia de la interfaz cuando la longitud de adherencia es menor que la efectiva, o en su caso, aportar un mecanismo de transferencia de tensiones cuando no haya longitud de adherencia disponible para prolongar el refuerzo.

Los sistemas de anclajes para refuerzos de FRP pueden clasificarse como: superficiales, embebidos o mixtos los cuales resultan de una combinación de los dos sistemas anteriores. Para definir cuál de las alternativas disponibles es la idónea, se deberá considerar la disponibilidad de superficie libre en los extremos del refuerzo y el modo de trabajo de los anclajes.

Entre las diferentes alternativas de anclajes para refuerzos de FRP, destacan los anclajes de FRP, conocidos también como *spike anchors*, que, al ser fabricados con el mismo material del refuerzo, garantizan su compatibilidad tanto con el soporte como con el refuerzo, facilitando su instalación en diferentes elementos estructurales.

La mayoría de las investigaciones relacionadas con anclajes de FRP hasta la fecha se han realizado con anclajes manufacturados por los propios autores a partir de tejidos de fibra enrollados. Alternativamente, pueden utilizarse anclajes fabricados a partir de cordones de fibra. En términos de fabricación e instalación los anclajes pueden clasificarse como: instalados en fresco y

endurecidos o pre-impregnados. La principal diferencia entre estos sistemas de instalación es el momento en el cuál, el tramo de anclaje que será embebido en el soporte es impregnado respecto al momento de su instalación.

Los esfuerzos para caracterizar el comportamiento de los anclajes de FRP han incluido ensayos de arrancamiento en conectores aislados, ensayos de corte en conectores aislados y principalmente ensayos de corte en refuerzos anclados.

Los ensayos en conectores aislados permitieron identificar algunos parámetros que afectan la resistencia unitaria de los conectores. Entre estos parámetros los más críticos son la longitud embebida, el ángulo de inserción y el radio de doblado. Por otra parte, los ensayos con refuerzos anclados han revelado la influencia de diferentes parámetros geométricos relacionados con el soporte, el refuerzo y el anclaje.

La presente tesis doctoral está conformada por dos fases experimentales que consistieron en la realización de ensayos de corte simple en refuerzos de FRP externamente adheridos y anclados, la primera en refuerzos estrechos con un único anclaje, y la segunda en refuerzos anchos con un único y múltiples anclajes. Las principales variables estudiadas son: la posición del anclaje respecto al extremo cargado, la disposición del tramo libre del anclaje y la influencia del ancho del refuerzo y el número de anclajes utilizados. En base a los resultados obtenidos se pudo establecer que la disposición de un anclaje permite resistir cargas de más del doble que las logradas con el mecanismo adherente en un refuerzo sin anclar. Se observó que tanto la posición del anclaje respecto al extremo cargado como la longitud adherida delante y detrás del anclaje afectan la carga máxima que el conjunto puede resistir. Por otra parte, disponer el tramo libre del anclaje entre dos capas de tejido no solo permite alcanzar resistencias de adherencia mayores sino también conseguir un modo de fallo más dúctil.

Para refuerzos con un único anclaje, la contribución se ve reducida cuando se incrementa el ancho del refuerzo; lo que demuestra que existe un ancho máximo de lámina de FRP que puede ser anclado óptimamente con un único conector. En términos de aprovechamiento de las propiedades del material e incremento en la resistencia, usar un único conector en refuerzos estrechos puede ser equivalente a usar múltiples anclajes en refuerzos anchos de FRP, siempre y cuando se utilice una configuración adecuada de las demás variables involucradas en el comportamiento de refuerzos anclados.

Con los resultados obtenidos en las fases experimentales y los existentes en la bibliografía se desarrolló un modelo empírico de cálculo que permite estimar la resistencia al despegue de refuerzos de FRP adheridos externamente y anclados con conectores de FRP, el modelo propuesto, considera los parámetros geométricos tanto del soporte, como del refuerzo y el anclaje involucrados en el comportamiento del conjunto. Se ha desarrollado una expresión que sirve como punto de partida para estimar la tensión de máxima en la interfaz FRP-soporte de refuerzos anclados cuando se utilizan anclajes de FRP.

Finalmente, se propuso un modelo de elementos finitos para estudiar analíticamente el comportamiento de refuerzos con fibra de carbono adheridos externamente y anclados con conectores de FRP en soportes de hormigón. Para esto se replicaron los ensayos de corte simple realizados en la campaña experimental. Esta simulación sirvió además para evaluar la capacidad predictiva del modelo empírico propuesto utilizando los resultados obtenidos en la simulación para series que no fueron ensayadas experimentalmente, observándose una buena sensibilidad para los parámetros definidos como más influyentes en el comportamiento de refuerzos anclados con conectores de FRP con una buena precisión.

Abstract

The use of fibre reinforced polymers (FRP) to strengthen and repair existing reinforced concrete structures has notably increased in recent years becoming an alternative to traditional reinforcement methods.

FRP reinforcement systems are often used in existing concrete structures that are considered structurally deficient due to possible deterioration, misconception in the design, deficiencies during execution or increased loads due to changes in the use of the structure.

The multiple applications of FRP reinforcements in concrete structures include the confinement of concrete columns (mainly the ones with circular section, with maximum efficiency), bending and shear reinforcement of beams and bending reinforcement of slabs. FRP reinforcements can be either applied as externally bonded or as near surface mounted reinforcements, being external solutions the most common application.

In addition to being able to be used in a wide range of applications as structural reinforcement, FRP materials offer multiple advantages over traditional reinforcement techniques. FRP materials are significantly lighter than most materials traditionally used as reinforcement, have high tensile strength and good durability when compared to the durability of steel.

However, the effectiveness of externally bonded FRP reinforcements is limited by premature delamination failure, which impedes the full exploitation of material properties.

This limitation is contemplated in the different existing codes for concrete retrofitting with FRP and is usually expressed in terms of either maximum strain or maximum adhesion strength. This, with the objective of limiting the stress level of the FRP to prevent debonding failure. This failure mode has been recognized as the most common in FRP external reinforcements, so different

researchers have developed test methods and calculation models to predict the bond strength of the interface.

Most models also include expressions to estimate the effective bond length, which is defined as that from which the increase in the adhered length does not produce an increase in the joint strength. In this way the maximum adhesion strength can be estimated, applying reduction coefficients in cases where the bonded length is smaller than the effective one.

With the aim of delaying or avoiding premature debonding failure in elements subjected to bend or shear, multiple anchoring systems have been developed for FRP reinforcements. These systems seek to increase the transfer capacity of the interface when the bonded length is smaller than the effective one, alternatively, they try to provide a stress transfer mechanism when there is no bonded length available to prolong the reinforcement.

Anchoring systems for FRP reinforcements can be classified as: surface systems, embedded systems or mixed systems which result from a combination of the two previous ones. To define which of the available alternatives is the best suited one, the availability of free substrate at the ends of the reinforcement and the working mode of the anchors should be considered.

Among the different alternatives of anchoring systems for FRP reinforcements the FRP anchors, also known as spike anchors, stand out since they are manufactured with the same fibre as the reinforcement, guaranteeing their compatibility with both substrate and reinforcement, simplifying their installation in different structural elements.

Most experimental campaigns to date have been conducted with hand-made anchors from rolled fibre sheets. Alternatively, to these manufacturing systems, fibre ropes can be used. In terms of manufacture and installation, it is possible to distinguish between fresh installed anchors and precured anchors. The main difference between both systems is the moment in which the portion of sheet that will become the embedded region is impregnated and rolled with respect to the moment of anchor's insertion.

The efforts to characterize the anchor's behaviour have included pull-out tests on isolated connectors, shear tests on isolated anchors and, chiefly, shear tests on anchored joints. Tests on isolated connectors allowed identifying some parameters that affect the strength of the anchors themselves. Among these

parameters, the most critical are the embedded length, the dowel angle, and the bending radius. On the other hand, tests on anchored joints have revealed the influence of different geometrical parameters regarding the substrate, the reinforcement, and the anchor.

The present PhD thesis has two experimental phases which consisted in single shear tests in anchored FRP externally bonded reinforcements, the first phase was performed in single anchored narrow FRP sheets and the second one in single and multiple anchored wide FRP sheets. The main variables considered in this phase were: the position of the anchor with respect to the loaded end of the joint, the arrangement of the free section of the anchor and the influence of the reinforcement width and the number of anchors employed. Based on the results obtained, it was possible to establish that the presence of spike anchors enhances the joint performance, reaching peak loads of more than twice the bond strength of an unanchored joint. It was also possible to observe that the anchor position with respect to the loaded end, as well as the adhered length in front of and behind the anchor affect the maximum load that the anchored joint can bear. On the other hand, expanding the anchor fan between two reinforcement plies not only allows the joint to resist higher loads but also produces a more ductile failure mode.

For single anchored FRP reinforcements, the anchor contribution to the strength reduces with an increase in the reinforcement width, being possible to determine that there exists a maximum FRP width that a single connector can optimally anchor. In terms of materials usage and strength increase, using a single connector in narrow FRP reinforcements can be equivalent to use multiple anchors in wide FRP reinforcements as long as an appropriate configuration of the other parameters involved in the behaviour of anchored joints is used.

With the results obtained in the experimental phases and the ones existing on the literature, a calculation model was developed to estimate the bond strength of FRP externally bonded reinforcements anchored with FRP connectors. This model considers the geometric parameters related to the support, the reinforcement and the anchor involved in the behaviour of the anchored joint. An expression is proposed, which serves as a starting point to estimate the maximum adhesion strength of anchored reinforcements and can be readjusted in future research that includes new experimental results which will allow an improvement in the estimation accuracy.

Finally, a finite element model was proposed to analytically study the behaviour of externally bonded carbon fibre reinforcements anchored with FRP connectors to concrete supports. For this, the single shear tests carried out in the experimental campaign were replicated. This simulation also served to assess the adequacy of the proposed model proposed by using the results obtained in the simulation for the series that were not experimentally tested, observing accuracy enough and a good sensitivity for the parameters defined as most influential in the behaviour of reinforcements anchored with FRP connectors.

Índice

Agradecimientos	VIII
Resumen	X
Abstract	XIV
Índice de figuras	XXIII
Índice de tablas	XXIX
Notación	XXXI
 Capítulo 1. Introducción	
1.1 Justificación de la tesis doctoral	1
1.2 Objetivos.....	3
1.3 Organización de la tesis.....	5
 Capítulo 2. Estado actual del conocimiento	
2.1 Introducción.....	7
2.2 Refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos	8
2.2.1 Tipos de fibra	8
2.2.2 Matrices	12
2.2.3 Adhesivos	13
2.2.4 Sistemas de fabricación e instalación.....	14
2.3 Aplicaciones de FRP como refuerzo estructural	16
2.3.1 Refuerzo de pilares	16
2.3.2 Refuerzo a cortante	17
2.3.3 Refuerzo a flexión	18
2.4 Mecanismos de fallo en elementos de hormigón armado reforzados con FRP	19
2.5 Comportamiento de la interfaz FRP-hormigón	23
2.5.1 Influencia del ancho del refuerzo y la longitud adherida	24
2.5.2 Modelos de adherencia.....	27
2.5.2.1 Modelos empíricos.....	27
2.5.2.2 Modelo Chen & Teng.....	28
2.5.2.3 Otros modelos empíricos.	29
2.5.2.4 Modelos basados en la mecánica de la factura	30
2.6 Guías y códigos de diseño de refuerzos de FRP adheridos externamente	31
2.6.1 Recomendaciones JSCE (2001).....	31

2.6.2	ACI 440.2R-08	31
2.6.3	CNR DT200 R1, (2013).....	33
2.6.4	FIB BULLETIN 14 (2001)	34
2.6.5	FIB BULLETIN 90, (2019)	37
2.7	Métodos de ensayo de adherencia	42
2.7.1	Ensayo de corte simple.....	42
2.7.2	Ensayo de corte doble	43
2.7.3	Ensayo tipo viga.....	44
2.7.4	Ensayo de tracción directa.....	45
2.8	Sistemas de anclaje para refuerzos de FRP	46
2.8.1	Sistemas de anclaje existentes para refuerzos de FRP	48
2.8.1.1	Placas de anclaje	48
2.8.1.2	Angulares anclados.....	49
2.8.1.3	Anclajes para refuerzos de FRP a flexión.....	50
2.9	Ensayos con conectores aislados.....	56
2.10	Ensayos con tejidos anclados	62
2.10.1	Tejidos simplemente anclados	62
2.10.2	Tejidos con anclajes múltiples.....	72
2.11	Modelos de cálculo para la resistencia de anclajes	78
2.11.1	Fallo adherente o mixto	80
2.11.2	Fallo en el tramo de doblado	81
2.11.3	Resistencia a tracción del anclaje.....	82
2.12	Simulación a través del método de elementos finitos de los refuerzos adheridos y anclados con conectores de FRP en soportes de hormigón	84

Capítulo 3. Plan experimental

3.1	Introducción.....	88
3.2	Configuración del ensayo	89
3.3	Materiales utilizados	91
3.4	Fabricación de los anclajes e instalación de los refuerzos	93
3.5	Parámetros estudiados	97
3.5.1	Parámetros relacionados con el anclaje	97
3.5.2	Parámetros relacionados con los refuerzos anclados	99
3.6	Configuraciones ensayadas.....	103
3.6.1	Grupo C	105
3.6.2	Grupo O.....	105

3.6.3	Grupo B.....	106
3.6.4	Grupo M.....	106
Capítulo 4. Resultados experimentales		
4.1	Ensayos en tejidos de fibra de carbono anclados.....	107
4.1.1	Carga última y modo de fallo	107
4.1.1.1	Refuerzo sin anclar	109
4.1.1.2	Refuerzo estrecho con un único anclaje	110
4.1.1.3	Refuerzo ancho con un único anclaje	112
4.1.1.4	Refuerzo ancho con anclajes múltiples.....	114
4.1.2	Respuesta caga-deslizamiento.....	115
4.1.2.1	Refuerzo sin anclar	116
4.1.2.2	Refuerzo estrecho con un único anclaje	118
4.1.2.3	Refuerzo ancho con un único anclaje	122
4.1.2.4	Refuerzo ancho con anclajes múltiples.....	125
Capítulo 5. Análisis y discusión de resultados		
5.1	Ensayos en tejidos de fibra de carbono adheridos	128
5.2	Ensayos en tejidos de fibra de carbono adheridos y anclados.....	129
5.2.1	Influencia de la posición del anclaje respecto al extremo cargado.....	129
5.2.1.1	Refuerzos estrechos	129
5.2.1.2	Refuerzos anchos.....	132
5.2.2	Influencia de la disposición del tramo libre del anclaje.....	135
5.2.2.1	Refuerzos estrechos	135
5.2.2.2	Refuerzos anchos.....	137
5.2.3	Influencia del ancho del refuerzo y el número de anclajes.....	138
5.3	Análisis de los resultados existentes en la literatura.....	141
Capítulo 6. Desarrollo de un modelo analítico para estimar la contribución de anclajes de fibra de carbono a la resistencia al despegue de refuerzos adheridos a hormigón		
6.1	Introducción.....	147
6.2	Evaluación de la bondad de ajuste de diferentes modelos existentes para estimar la resistencia al despegue de refuerzos de FRP.....	148
6.2.1	Modelos existentes para estimar la resistencia unitaria del anclaje	148
6.2.2	Resistencia por doblado en conectores aislados.....	151
6.2.3	Contribución de los anclajes a la resistencia de adherencia de refuerzos de FRP adheridos y anclados.....	154

6.2.4	Modelos existentes para estimar la resistencia de refuerzos anclados	162
6.3	Propuesta de un modelo empírico para estimar el aporte de los anclajes a la resistencia al despegue de refuerzos adheridos	167
6.3.1	Desarrollo del modelo	169
6.3.1.1	Influencia del ancho del FRP (k_w)	173
6.3.1.2	Influencia de la longitud adherida detrás del anclaje y de la posición del tramo libre del conector respecto al refuerzo.	174
6.3.2	Contribución global del anclaje (k_{glob}).....	177
6.3.3	Bondad de ajuste del modelo propuesto para refuerzos anclados con un único anclaje.....	178
6.3.4	Bondad de ajuste del modelo para refuerzos adheridos y anclados con múltiples conectores.	179

Capítulo 7. Simulación de elementos finitos para analizar el modelo empírico propuesto

7.1	Introducción.....	184
7.2	Partes y materiales utilizados.....	185
7.2.1	Modelado del hormigón	186
7.2.2	Modelado del polímero reforzado con fibra (CFRP).....	186
7.2.3	Modelado de las diferentes interfaces	189
7.3	Descripción del modelo.....	195
7.3.1	Hormigón.....	196
7.3.2	Laminado.....	197
7.3.3	Anclaje de FRP	199
7.3.4	Resina en la interfaz anclaje- soporte	200
7.3.5	Interfaz FRP-hormigón.....	201
7.3.6	Interfaz FRP-anclaje	202
7.4	Procedimiento de análisis.....	203
7.5	Verificación del modelo propuesto	204
7.5.1	Proceso de calibración y verificación.....	204
7.5.2	Refuerzos adheridos y anclados	207
7.5.2.1	Refuerzos estrechos con el tramo libre del anclaje expandido sobre el refuerzo.....	208
7.5.2.2	Refuerzos anchos con el tramo libre del anclaje expandido sobre el refuerzo.....	215

Capítulo 8. Conclusiones y futuras líneas de investigación

8.1	Introducción.....	219
-----	-------------------	-----

8.2	Conclusiones de la fase experimental refuerzos simplemente adheridos	220
8.3	Conclusiones de la fase experimental refuerzos adheridos y anclados con conectores de FRP	220
8.3.1	Influencia de la posición del anclaje respecto a la carga	220
8.3.2	Influencia de la disposición del tramo libre del anclaje	222
8.3.3	Influencia del ancho del refuerzo y el uso de múltiples anclajes	223
8.4	Conclusiones del análisis de la bondad de ajuste de los diferentes modelos existentes en la literatura para estimar la resistencia de los anclajes de FRP y su aporte a la resistencia al despegue de refuerzos adheridos externamente	224
8.5	Conclusiones del modelo empírico propuesto	226
8.6	Conclusiones del estudio del modelo empírico propuesto a través de la simulación con elementos finitos	227
8.7	Futuras líneas de investigación	228
Capítulo 9. Concluding remarks and future works		
9.1	Introduction	230
9.2	Conclusions of the experimental phase simply bonded FRP reinforcements.....	230
9.3	Conclusions of the experimental phase (bonded reinforcements anchored with FRP connectors)	231
9.3.1	Influence of anchor position with respect to the loaded end of the joint	231
9.3.2	Influence of anchor position with respect to the reinforcement	233
9.3.3	Influence of FRP width and of multiple anchors arrangement.....	234
9.4	Conclusions from the goodness of fit analysis of the different models available in literature to estimate FRP anchors strength and their contribution to the bond strength of externally bonded FRP reinforcements.	235
9.5	Conclusions of the empirical model proposed	236
9.6	Conclusions of the validation of the empirical model proposed with the finite element simulation.....	237
9.7	Future works.....	238

Índice de figuras

Figura 2.1. Tipos de fibra utilizados como refuerzo FRP.....	11
Figura 2.2 Fibra de PBO.....	11
Figura 2.3. Clasificación de matrices (Fuente: Günaslan et al., 2014).....	13
Figura 2.4. Tipos de FRP según el sistema de instalación a) wet lay up b) pre-impregnado c) prefabricado.....	15
Figura 2.5. Refuerzo de pilares con FRP	17
Figura 2.6. Tipos de refuerzo a cortante..	18
Figura 2.7 a) Refuerzo a cortante con FRP b) Refuerzo con perfiles L laminado preconformado c) Refuerzo con tiras transversales..	18
Figura 2.8. Refuerzo a flexión con FRP a) laminado preconformado b) tejido unidireccional.....	19
Figura 2.9 Modos de fallo de vigas reforzadas con FRP adherido externamente según (Fuente: Oehlers et al.,2007)..	21
Figura 2.10 Mecanismo de despegue IC (Fuente: Oehlers et al.,2007)..	21
Figura 2.11 Despegue por grietas diagonales críticas	22
Figura 2.12 Despegue en el extremo del laminado (Fuente: Oehlers et al.,2007).....	22
Figura 2.13 Distribución de deformaciones axiales a lo largo del refuerzo de FRP (Fuente: Subramaniam et al.,2007).....	24
Figura 2.14 a) Inicio de la zona de transferencia de tensiones a lo largo del FRP b) Desplazamiento de la zona de transferencia de tensiones a lo largo del FRP (Fuente: Yao et al.,2005).....	25
Figura 2.15 Distribución de las deformaciones por cizallamiento en el ancho del FRP (Fuente: Subramaniam et al.,2007).....	26
Figura 2.16 Distribución de las deformaciones por cizallamiento en el ancho del FRP (Fuente: Subramaniam et al.,2007).....	27
Figura 2.17. Ensayo de corte simple.....	43
Figura 2.18. Configuración ensayo de corte doble.....	44
Figura 2.19 Ensayo tipo viga.....	45
Figura 2.20. Ensayo de tracción directa.....	46
Figura 2.21 Clasificación de los sistemas de anclaje de acuerdo con Grelle y Sneed (2011).....	47

Figura 2.22. Diferentes configuraciones de placas de anclaje (Fuente: Grelle y Sneed, 2013).....	49
Figura 2.23 Angulares anclados.....	50
Figura 2.24 Anclaje tipo parche.....	51
Figura 2.25. a) Encamisado en U vertical b) Encamisado en U inclinado.....	53
Figura 2.26. Sistema híbrido de anclaje propuesto por Wu & Huang (2008).....	54
Figura 2.27. Partes de un anclaje FRP (Fuente: Villanueva, 2017).....	55
Figura 2.28. Estudio paramétrico del arrancamiento.....	59
Figura 2.29. Influencia de diferentes variables estudiadas por Villanueva (2017) en la resistencia de los conectores.....	61
Figura 2.30. Curva genérica carga-deslizamiento para refuerzos anclados y sin anclar. (Fuente: Zhang et al. 2012).....	66
Figura 2.31. Comparación de la respuesta carga-deslizamiento según el modelo de Zhang et al. (2012) y los resultados experimentales obtenidos por Villanueva (2017) (Fuente: Villanueva, 2017).....	71
Figura 2.32 Forma general del modelo propuesto por Villanueva (2017) para conectores aislados.....	72
Figura 2.33. Distribución de deformaciones en el frente de anclaje para refuerzos a) con un único anclaje, b) para refuerzos con dos anclajes.....	74
Figura 2.34. Ubicación y distribución de anclajes estudiada por Ozbakkaloglu et al. (2017).....	75
Figura 2.35. Modos de fallo en anclajes sometidos a corte	79
Figura 3.1. Configuración del ensayo.....	90
Figura 3.2. Sistemas de fabricación e instalación de anclajes.	94
Figura 3.3. Fabricación del anclaje.	95
Figura 3.4. Fresado, perforación y suavizado del borde de la perforación.....	95
Figura 3.5. Suavizado del borde, limpieza de la perforación, nivelación del soporte.	96
Figura 3.6. Replanteo e instalación del refuerzo.	96
Figura 3.7. Parámetros relacionados al tramo embebido del anclaje.....	98
Figura 3.8. Variables relacionadas con el comportamiento de refuerzos anclados.	99

Figura 3.9. Series de control ensayadas.	100
Figura 3.10. Disposiciones del tramo libre del anclaje..	101
Figura 3.11. Posiciones del anclaje respecto al extremo cargado..	102
Figura 3.12. Anclajes múltiples distribuidos transversalmente.....	103
Figura 3.13. Código de series.....	104
Figura 4.1. Modos de fallo observados.....	109
Figura 4.2 Respuesta carga-deslizamiento Serie C-100.....	117
Figura 4.3 Respuesta carga-deslizamiento Serie C-200..	117
Figura 4.4 Respuesta carga-deslizamiento Serie O-100-0.....	118
Figura 4.5 Respuesta carga-deslizamiento Serie O-100-50..	119
Figura 4.6 Respuesta carga-deslizamiento Serie O-100-100.....	119
Figura 4.7 Respuesta carga-deslizamiento Serie B-100-0.	121
Figura 4.8 Respuesta carga-deslizamiento Serie B-100-50.....	121
Figura 4.9 Respuesta carga-deslizamiento Serie B-100-100.....	121
Figura 4.10 Respuesta carga-deslizamiento Serie O-200-0..	123
Figura 4.11 Respuesta carga-deslizamiento Serie B-200-0.....	124
Figura 4.12 Respuesta carga-deslizamiento Serie B-200-50.....	124
Figura 4.13 Respuesta carga-deslizamiento Serie B-200-100.....	124
Figura 4.14 Respuesta carga-deslizamiento Serie M-200-50..	126
Figura 4.15 Respuesta carga-deslizamiento Serie M-200-100..	126
Figura 5.1 Incremento de la carga última respecto a la serie de control ocasionado por la presencia de anclajes.....	130
Figura 5.2 Distribución de los modos de fallo observados en refuerzos estrechos con un único anclaje con el abanico del conector expandido sobre el refuerzo.....	131
Figura 5.3 Distribución de los modos de fallo observados en refuerzos estrechos con un único anclaje con el abanico del conector expandido entre dos capas de refuerzo..	131
Figura 5.4 Incremento de la carga última respecto a la serie de control ocasionado por la presencia de anclajes.	133
Figura 5.5 Distribución de los modos de fallo observados en refuerzos anchos con un único anclaje con el abanico del conector expandido entre dos capas de refuerzo..	134

Figura 5.6 Comparación de los modos de fallo registrados dependiendo de la disposición del tramo libre del anclaje en refuerzos estrechos con un único anclaje.	136
Figura 5.7 Comparación de los modos de fallo observados en función de la disposición del tramo libre del anclaje en refuerzos anchos con un único anclaje.	138
Figura 5.8 Incremento de carga última en refuerzos estrechos con un único anclaje (a) y refuerzos anchos con un único y múltiples anclajes (b).	140
Figura 5.9 Comparación de cargas últimas anclajes ubicados a 50 y 100 mm del extremo libre con el abanico expandido entre dos capas de refuerzo.	140
Figura 5.10 Relación entre el ancho del refuerzo y el aprovechamiento de las propiedades del FRP.	144
Figura 5.11 Comparación de cargas últimas.	144
Figura 5.12 Eficiencia vs Carga última a tracción del FRP.	145
Figura 5.13 Carga última experimental vs ancho del FRP.	146
Figura 6.1. Parámetros relacionados al conector involucrados en su resistencia.	148
Figura 6.2. Resistencia de doblado experimental ($P_{anc}/T.S$) vs predicha ($P_{ben}/T.S$) en conectores aislados (Aplicando el modelo propuesto por: a) Villanueva et al. (2017) b) Del Rey et al. (2019), c) Sun et al. (2018))	153
Figure 6.3 Fracción de la resistencia a tracción experimental vs predicha para los tres modelos analizados.	160
Figura 6.4. Comparación entre la resistencia al despegue experimental y predicha de refuerzos adheridos y anclados.	164
Figura 6.5. Comparación entre carga máxima experimental y predicha en refuerzos adheridos y anclados.	165
Figura 6.6 Coeficiente K_{exp} correspondiente a las diferentes campañas experimentales.	169
Figura 6.7 a) k_w para $S_{rat} < 1.5$ b) k_w para $S_{rat} > 1.5$...	174
Figura 6.8. k_{lend} $S_{rat} < 1.5$ a) series con el tramo libre del anclaje expandido sobre el refuerzo) series con el tramo libre del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo.	175
Figura 6.9. k_{lend} $S_{rat} > 1.5$ a) series con el tramo libre del anclaje expandido sobre el refuerzo b) series con el tramo libre del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo.	176
Figura 6.10. a) k_{glob} observado vs predicho b) Residuos estandarizados del modelo.	178

Figura 6.11. a) P_{joint} experimental vs predicho b) Residuos estandarizados.....	179
Figura 6.12 a) P_{joint} experimental vs predicho b) Residuos estandarizados.....	181
Figura 6.13. a) P_{joint} experimental vs predicho para un único y múltiples anclajes b) Residuos estandarizados.. ..	182
Figura 6.14 Esquema de cálculo de k_{glob}	182
Figura 7.1 Partes utilizadas en la simulación de refuerzos adheridos y anclados. a) Bloque de hormigón. b) laminado de CFRP. c) resina entre el anclaje y el soporte dentro de la perforación. d) anclaje fabricado a partir de cordón de fibra de carbono.....	186
Figura 7.2 Diagrama variable de daño-desplazamiento.....	189
Figura 7.3 Diagrama esfuerzo equivalente-desplazamiento equivalente.. ..	189
Figura 7.4 Zona – elementos cohesivos a lo largo de la interfaz entre dos materiales (Fuente: Kregting,2005).. ..	190
Figura 7.5 Curva tracción-separación típica (ABAQUS,2019).. ..	191
Figura 7.6 Ley cohesiva o curva tracción-separación definidas por Abaqus	193
Figura 7.7 Criterios de evolución del daño.	194
Figura 7.8 Curvas tracción separación para la evolución del daño disponibles en Abaqus	195
Figura 7.9 Vista en planta y alzado del bloque de hormigón.....	196
Figura 7.10 Laminado de fibra de carbono, con la perforación para la inserción del anclaje.....	198
Figura 7.11 Simulación realizara para verificar las propiedades asumidas para el FRP. a) Discretización y configuración de la carga b) Curva carga-tiempo de la simulación.....	198
Figura 7.12 Discretización del tramo embebido y del abanico del anclaje.....	200
Figura7.13. Resina embebida en la perforación, entre el anclaje y el hormigón....	201
Figura 7.14 Curvas carga deslizamiento experimental y obtenida con el modelo propuesto para refuerzos estrechos (100mm).. ..	206
Figura 7.15 Curvas carga deslizamiento experimental y obtenida con el modelo propuesto para refuerzos anchos (200mm)	206
Figura 7.16. Influencia de la posición del anclaje respecto al extremo cargado en la carga última en refuerzos estrechos.....	209
Figura 7.17 Ajuste del modelo propuesto comparado con los resultados experimentales de las series: a) O-100-0, b) O-100-50 y c) O-100-100.	210

Figura 7.18 Respuesta carga-tiempo para la serie O-100-50.....	212
Figura 7.19. Propagación del despegue serie O-100-50 a) A 0.2 seg. b) A 0.31 seg y c) A 0.40 seg.....	213
Figura 7.20 Respuesta carga-tiempo serie O-100-100.. ..	214
Figura 7.21 Propagación del despegue serie O-100-100.	215
Figura 7.22 Configuración del FRP y del anclaje para las series con un único anclaje y refuerzo ancho (200 mm)... ..	216
Figura 7.23 Respuestas carga-deslizamiento obtenidas experimentalmente y registradas con el modelo propuesto para la serie O-200-50.....	217
Figura 7.24 Influencia de la posición del anclaje respecto al extremo cargado en la carga última en refuerzos anchos.....	218

Índice de tablas

Tabla 2.1. Propiedades características de los distintos tipos de fibra.....	12
Tabla 2.2 comparación entre adhesivos epoxi y adhesivos de poliéster	14
Tabla 2.3 Expresiones desarrolladas por diferentes autores para estimar la resistencia de adherencia (Fuente: Kotynia, 2019).	29
Tabla 2.4. Expresiones para estimar la resistencia máxima de adherencia.....	30
Tabla 2.5. Expresiones propuestas por diferentes autores para estimar la longitud efectiva.....	42
Tabla 3.1. Resistencia a compresión del hormigón.....	91
Tabla 3.2. Propiedades del tejido de refuerzo.....	91
Tabla 3.3. Propiedades mecánicas de los cordones.....	92
Tabla 3.4 Longitudes efectivas según diferentes modelos existentes.....	99
Tabla 3.5. Matriz de ensayos.....	105
Tabla 4.1. Carga última y modo de fallo series de control (“C”)	109
Tabla 4.2 Carga última y modo de fallo series “O-100” con un único anclaje.....	110
Tabla 4.3 Carga última y modo de fallo series “B-100”	111
Tabla 4.4 Carga última y modo de fallo series “O-200”	112
Tabla 4.5 Carga última y modo de fallo series “B-200”	113
Tabla 4.6 Carga última y modo de fallo series “B-200”	114
Tabla 4.7 Cargas y deslizamientos de los límites entre zonas series “C-100 y C-200”	116
Tabla 4.8 Cargas y deslizamientos de los límites entre zonas series “O-100”	120
Tabla 4.9 Cargas y deslizamientos de los límites entre zonas series “B-100”	122
Tabla 4.10 Cargas y deslizamientos de los límites entre zonas serie “O-200”	123
Tabla 4.11 Cargas y deslizamientos de los límites entre zonas series “B-200”	125
Tabla 4.12 Cargas y deslizamientos de los límites entre zonas series “M-200”	127
Tabla 5.1 Incremento de la carga última comparado con los refuerzos simplemente adheridos y modo de fallo en refuerzos estrechos con un único anclaje.....	135
Tabla 5.2 Incremento de la carga última comparado con los refuerzos simplemente adheridos y modo de fallo en refuerzos anchos con un único anclaje.....	137

Tabla 5.3 Resultados existentes en la literatura para refuerzos de FRP anclados con múltiples conectores.....	142
Tabla 6.1 Comparación de la resistencia por doblado en conectores aislados.....	152
Tabla 6.2. Resistencia de los anclajes.....	155
Tabla 6.3. Comparación entre la fracción de resistencia a tracción obtenida experimentalmente y la predicha por los diferentes modelos.....	157
Tabla 6.4. Indicadores estadísticos de la comparación entre la resistencia experimental del anclaje y la resistencia por doblado predicha por los diferentes modelos.....	161
Tabla 6.5 Resultados con un único anclaje existentes en la literatura junto a los valores predichos por el modelo propuesto.....	170
Tabla 6.6. Estadísticos correspondientes a los diferentes modelos propuestos.....	177
Tabla 6.7. Resultados experimentales y valores predichos para refuerzos anclados con múltiples conectores.	180
Tabla 7.1 Valores utilizados para definir las propiedades del hormigón.....	197
Tabla 7.2 Propiedades asignadas al FRP	199
Tabla 7.3 Propiedades del anclaje.....	200
Tabla 7.4 Propiedades utilizadas para definir la resina entre el anclaje y el soporte en el tramo embebido.	201
Tabla 7.5 Parámetros utilizados en la interfaz cohesiva entre el FRP y el hormigón.....	202
Tabla 7.6 Parámetros utilizados en la interfaz cohesiva entre el laminado y el abanico del anclaje	202
Tabla 7.7 Comparación de resultados obtenidos con refuerzos simplemente adheridos en la calibración.....	207
Tabla 7.8 Comparativa de carga última experimental, predicción con el modelo empírico y con MEF para refuerzos de 100 mm con un anclaje expandido sobre el refuerzo.....	209
Tabla 7.9 Comparativa de carga última experimental, predicción con el modelo empírico y con MEF para refuerzos de 200 mm con un anclaje expandido sobre el refuerzo.....	217

Notación

Mayúsculas romanas

A_{dowel}	Sección transversal del anclaje
E_{FRP}	Módulo elástico del refuerzo
E_c	Módulo elástico del hormigón
G_{epoxy}	Módulo cortante de la resina de impregnación
G_f	Energía de fractura
G_{Fk}	Energía de fractura específica del soporte
G_n	Energía de fractura de la interfaz en dirección normal
G_s	Energía de fractura a corte de la interfaz
K_{nn}	Rigidez correspondiente a la curva tracción-separación (dirección normal)
K_{tt}	Rigidez correspondiente a la curva tracción-separación (tangencial dirección 1)
K_{ss}	Rigidez correspondiente a la curva tracción-separación (tangencial dirección 2)
L_{eff}	Longitud efectiva de adherencia
L_{end}	Longitud adherida detrás del anclaje
P_{anc}	Resistencia nominal de anclajes de FRP
P_{ben}	Resistencia por doblado de anclajes de FRP
$P_{máx}$	Resistencia máxima de adherencia
P_{joint}	Resistencia de adherencia refuerzos de FRP adheridos y anclados
P_{db}	Resistencia de adherencia refuerzos adheridos
R_a	Radio del anclaje
R_{dob}	Radio de doblado
S_{ratio}	Ratio de resistencias (resistencia del anclaje/ resistencia del FRP)
$T.S$	Resistencia nominal a tracción del anclaje
$U.T.L.$	Resistencia última a tracción del anclaje
W_{FRP}	Ancho del refuerzo

Minúsculas romanas

f'_c	Resistencia a compresión del hormigón
f_{ctm}	Resistencia a tracción del hormigón
b_f	Ancho del refuerzo (FRP)
b_c	Ancho del soporte

d_0	Diámetro de la perforación
d_a	Diámetro del anclaje
h_{emb}	Profundidad embebida del anclaje
h_{eff}	Profundidad efectiva
k_{exp}	Coeficiente obtenido de los resultados experimentales
k_w	Coeficiente que contempla la influencia del ancho del FRP
k_{lend}	Coeficiente que contempla la influencia de la longitud adherida detrás del anclaje
k_{glob}	Coeficiente de minoración de la resistencia del anclaje de FRP
l_{ab}	Longitud del tramo libre de expansión de anclajes de FRP
r_b	Ratio de doblado (radio de doblado/diámetro del anclaje)
t_c	Espesor del hormigón afectado por el despegue del refuerzo
t_{epoxy}	Espesor de la resina epoxy
t_f	Espesor del FRP
t_n	Resistencia a tracción de la interfaz
t_s	Resistencia a corte de la interfaz

Minúsculas griegas

α	Ángulo de doblado de anclajes de FRP
β	Ángulo de expansión de anclajes de FRP
σ_{fmax}	Tensión máxima de diseño en el refuerzo
τ_b	Tensión tangencial media entre dos secciones en la interfaz FRP-soporte
τ_u	Tensión tangencial media en la interfaz adhesivo-hormigón en las perforaciones
ε_{fdb}	Deformación máxima de diseño
ε_{fu}	Deformación de rotura del FRP

Capítulo 1

Introducción

1.1 Justificación de la tesis doctoral

Los materiales compuestos FRP (fibre reinforced polymers) son cada vez más utilizados como refuerzo en estructuras existentes gracias a sus múltiples ventajas entre las que destacan su alta relación resistencia/peso y su flexibilidad de uso. Suelen emplearse como refuerzo estructural externo en elementos tanto a compresión por confinamiento como a flexión y a cortante. Hoy en día, son considerados como una de las alternativas más habituales de refuerzo ya que, al tratarse de un sistema superficial, permite mejorar la integridad del elemento reforzado con una reparación y sustitución relativamente sencillas en caso de deterioro. Sin embargo, en el caso de refuerzos a flexión y cortante, la eficacia del sistema se ve comprometida por el despegue prematuro del refuerzo ocasionado generalmente por la degradación de la adherencia en la interfaz refuerzo-soporte. Diferentes códigos existentes para el diseño de refuerzos de FRP han considerado esta limitación y suelen expresarla en términos de deformación máxima o máxima tensión de adherencia, las cuales dependen de diferentes parámetros entre los que se encuentran la resistencia del soporte, el ancho y espesor del refuerzo y el tipo de fibra utilizada.

Con el objetivo de retrasar el fallo prematuro por despegue o deslaminación empezaron a emplearse diferentes sistemas de anclajes para refuerzos de FRP los cuales pueden clasificarse en superficiales y embebidos, o en algunos casos, en sistemas mixtos que unen estas dos tecnologías. Entre las diferentes alternativas existentes destacan los anclajes de FRP conocidos como “*spike anchors*” que al ser fabricados con el mismo material que el refuerzo garantizan su compatibilidad con éste y con el soporte. A pesar de que se ha demostrado en una serie de campañas experimentales realizadas por diversos autores la mejora en la resistencia del refuerzo con la presencia de este tipo de

anclajes, su uso en aplicaciones de rehabilitación y refuerzo sigue estando condicionado a ensayos que demuestren su apropiado funcionamiento al no existir una guía de diseño para los mismos.

En el afán de establecer los parámetros principales involucrados en el comportamiento de los anclajes y de los tejidos anclados, diversos autores han venido realizando campañas experimentales utilizando en su mayoría anclajes fabricados manualmente a partir de láminas de tejido enrolladas, realizando ensayos de *pull-out* y corte en conectores aislados y ensayos de corte y flexión en tejidos anclados.

Con relación al comportamiento de los conectores aislados, las conclusiones establecidas por diferentes autores definen la geometría de la perforación y la del anclaje como variables decisivas en su comportamiento. Respecto al tramo embebido del anclaje, las principales variables a considerar son el diámetro del conector, la profundidad embebida, el diámetro de la perforación y el ángulo de esta.

A día de hoy no se han estudiado suficientemente diferentes variables involucradas en los mecanismos de interacción anclaje-refuerzo por lo que no se puede estimar con precisión el aporte de los anclajes a la resistencia al despegue de los refuerzos anclados comparados con refuerzos simplemente adheridos. Como los ensayos de corte representan los esfuerzos máximos para el mecanismo adherente en la interfaz refuerzo-soporte, estos permiten el estudio de la interacción soporte-laminado, y fueron utilizados en la presente tesis para estudiar la influencia de parámetros relacionados con la conexión entre el anclaje y el refuerzo como la disposición del tramo libre del anclaje, la longitud adherida, la posición del anclaje respecto al extremo cargado y la influencia del ancho y el número de anclajes utilizados.

La presente tesis busca definir la influencia de estos parámetros en el comportamiento de refuerzos anclados, y a partir de los resultados de las fases experimentales y de los existentes en la literatura, aportar un modelo de cálculo que permita estimar la resistencia del despegue de refuerzos de FRP anclados con conectores de fibra de carbono.

1.2 Objetivos

El objetivo principal de esta tesis doctoral es estudiar la influencia de la disposición de anclajes de fibra de carbono en la resistencia al despegue de refuerzos adheridos en estructuras de hormigón, analizando la influencia de diferentes variables involucradas en el comportamiento de los refuerzos anclados. Para así formular un modelo de cálculo y recomendaciones de diseño que permitan estimar la resistencia de los refuerzos anclados.

Para conseguir este objetivo se han distinguido dos fases experimentales. La primera realizada en refuerzos estrechos con un único anclaje y la segunda en refuerzos anchos con un único y múltiples anclajes.

La primera fase experimental tuvo como objetivos específicos:

- Obtener experimentalmente la resistencia al despegue de refuerzos simplemente adheridos.
- Analizar la influencia de la posición del anclaje respecto al extremo cargado, ubicando el anclaje:
 - En el extremo libre del refuerzo.
 - A 260 mm del extremo cargado.
 - A 210 mm del extremo cargado.
- Determinar la influencia de la disposición del tramo libre del anclaje en la resistencia del refuerzo anclado.
 - Expandiendo el abanico del anclaje sobre el refuerzo.
 - Con el abanico expandido entre dos capas de refuerzo.
- Establecer la respuesta carga-deslizamiento de refuerzos estrechos simplemente adheridos y refuerzos estrechos adheridos y anclados.

La segunda fase experimental toma como referencia los resultados obtenidos en la primera, por lo que únicamente contempla una serie de ensayos en tejidos anchos con el tramo libre del anclaje expandido sobre el refuerzo, tras verificar que al igual que en tejidos estrechos, esta disposición produce peores resultados. Por otra parte, la segunda fase experimental tiene además de los mencionados anteriormente, los siguientes objetivos específicos:

-
- Evaluar la influencia de la relación ancho tejido/ancho soporte en la resistencia del refuerzo anclado.
 - Valorar la influencia del uso de múltiples anclajes: dos anclajes distribuidos transversalmente en el tejido.

A través de los objetivos mencionados anteriormente, se pretende cuantificar la repercusión de las diferentes variables estudiadas en la resistencia al despegue de refuerzos de FRP adheridos y anclados en estructuras de hormigón, para desarrollar un modelo de cálculo que permita estimar la resistencia de refuerzos anclados considerando la configuración geométrica del soporte, del refuerzo y del anclaje. Para el desarrollo de este modelo se han tenido que conseguir una serie de objetivos específicos:

- Elaborar una base de datos de diferentes estudios existentes en la literatura que contienen ensayos de corte simple en refuerzos de FRP adheridos y anclados.
- Complementar la base de datos existentes con los resultados obtenidos en las fases experimentales.
- Analizar los diferentes modelos existentes en la literatura para el cálculo de la resistencia de los anclajes de fibra de carbono.
- Formular un modelo empírico utilizando como base un modelo existente en la literatura, incluyendo en el mismo las variables más influyentes en el comportamiento de tejidos anclados definidas a partir de los resultados obtenidos en las fases experimentales, para estimar la resistencia al despegue de refuerzos de FRP adheridos y anclados.
- Verificar el ajuste del modelo propuesto con la base de datos ampliada.
- Realizar una verificación de la capacidad predictiva del modelo empírico propuesto a través de simulaciones con elementos finitos utilizando el programa ABAQUS.

La expresión propuesta en el modelo de cálculo se basa en resultados experimentales y permite estimar la resistencia de adherencia de refuerzos anclados considerando la resistencia de adherencia del laminado y la contribución de los anclajes, sin embargo, al estar respaldada por una base de datos limitada puede requerir futuros ajustes o complementaciones. La capacidad predictiva del modelo empírico propuesto fue evaluada utilizando los resultados obtenidos en la simulación de elementos finitos para series que no

fueron estudiadas experimentalmente, observando una buena sensibilidad a los parámetros definidos como los más influyentes en el comportamiento de refuerzos anclados con conectores de FRP, mostrando además una buena precisión.

El fin último se fija en el diseño de refuerzos optimizados con el uso de anclajes que permitan alcanzar ciertas resistencias con un adecuado aprovechamiento de las propiedades del material, para así poder ser utilizados en proyectos reales de rehabilitación y refuerzo de estructuras con FRP.

1.3 Organización de la tesis

La tesis se ha estructurado en 8 capítulos principales, un capítulo adicional que refleja las conclusiones y futuras líneas de investigación en inglés y 3 anexos. En este Capítulo 1 se han presentado la motivación, justificación y los objetivos de la misma. El contenido de los siguientes capítulos se presenta a continuación:

Capítulo 2. Estado actual del conocimiento. Este capítulo describe los conceptos generales del refuerzo de estructuras con materiales compuestos (FRP), los modos de fallo más frecuentes en este sistema, el desarrollo de diferentes sistemas de anclaje para estos refuerzos y los modelos existentes para el cálculo de la resistencia de los anclajes.

Capítulo 3. Plan experimental. En este capítulo se define el plan de trabajo para ambas fases experimentales. Se presentan los parámetros estudiados, los materiales empleados y las diferentes configuraciones consideradas. Además, contempla los mecanismos de fabricación de anclajes y el procedimiento de instalación empleado, junto con la configuración del ensayo y la correspondiente instrumentación.

Capítulo 4. Resultados experimentales. Se exponen los resultados obtenidos en las dos fases experimentales, incluyendo los modos de fallo, las resistencias máximas y la respuesta carga-deslizamiento de todas las probetas ensayadas correspondientes a las series de refuerzos simplemente adheridos o series de control, y a las series de refuerzos anclados en las diferentes configuraciones estudiadas.

Capítulo 5. Análisis y discusión de resultados. Se realiza un análisis de la influencia de las diferentes variables consideradas en el estudio en la resistencia al despegue de los refuerzos de FRP anclados, en su modo de fallo y en su

respuesta carga-deslizamiento. Además, se realiza una comparación entre refuerzos anclados y refuerzos simplemente adheridos conforme a los parámetros estudiados expuestos en el capítulo 3.

Capítulo 6. Desarrollo de un modelo empírico para estimar la contribución de anclajes de fibra de carbono a la resistencia al despegue de refuerzos adheridos a hormigón. En este capítulo se presenta un análisis de la bondad de ajuste de los diferentes modelos existentes en la literatura para estimar la resistencia unitaria de conectores de FRP. Partiendo de los resultados obtenidos se propone una nueva expresión de cálculo para estimar la resistencia al despegue de refuerzos anclados asumida como la resistencia al despegue del refuerzo y un aporte del anclaje.

Capítulo 7. Estudio analítico del comportamiento de refuerzos de FRP adheridos y anclados a través de un modelo de elementos finitos. Este capítulo presenta un modelo de elementos finitos que permite validar analíticamente las variables definidas a partir de los resultados experimentales como las más influyentes en el comportamiento de refuerzos de fibra de carbono adheridos y anclados con conectores de FRP. Además, permite evaluar la capacidad predictiva del modelo empírico propuesto a través de los resultados correspondientes a configuraciones no estudiadas experimentalmente.

Capítulo 8 y 9. Conclusiones y futuras líneas de investigación. Se presentan las conclusiones obtenidas en la investigación, tanto en las fases experimentales como en el desarrollo del modelo de cálculo propuesto. Se exponen cuestiones de posible interés para futuras líneas de investigación sobre la contribución de anclajes de fibra de carbono en la resistencia al despegue de refuerzos adheridos externamente para su pronta inclusión en proyectos reales de reparación y refuerzo de estructuras.

Anexo A. Recoge imágenes detalladas de los diferentes modos de fallo registrados en la campaña experimental.

Anexo B. Se detalla el proceso de fabricación de los anclajes, incluyendo todas las alternativas estudiadas previamente. Además, se detalla el proceso de instalación de los refuerzos y anclajes en soportes de hormigón.

Anexo C. Este anexo presenta las fichas técnicas de los materiales utilizados para la instalación de los refuerzos. (Tejidos, cordones y resinas).

Capítulo 2

Estado actual del conocimiento

2.1 Introducción

Como una alternativa a los materiales tradicionalmente utilizados como refuerzo de estructuras de hormigón, surgen los polímeros reforzados con fibras (FRP) cuyas buenas propiedades mecánicas, junto a su baja densidad y elevada resistencia a la corrosión, han permitido que su uso se haya incrementado en los últimos años.

Estos materiales están formados por un elemento fibroso encargado de aportar resistencia y una matriz flexible cuya función principal es la de transmitir los esfuerzos de unas fibras a otras. En función a la posición del refuerzo, estos pueden clasificarse como: adheridos externamente (EB) y sistemas parcialmente embebidos (NSM). La selección sobre cuál de estas dos técnicas utilizar dependerá de la calidad del soporte y su estado actual y de la facilidad de aplicación en el elemento, entre otros factores.

Los refuerzos adheridos externamente se utilizan con mayor frecuencia debido a su facilidad de instalación y a que apenas alteran el soporte, permitiendo, además, cubrir superficies más grandes, mejorando la integridad estructural del elemento reforzado. A pesar de sus múltiples ventajas, esta tecnología presenta un fallo prematuro por despegue en la interfaz entre el refuerzo y el soporte, el cual impide el aprovechamiento total de las propiedades del material (Díaz, 2006; Sayed et al. 2009)

Esta limitación ha sido contemplada en las diferentes guías existentes para el diseño de refuerzos de FRP adheridos externamente (ACI440.2R, 2008, TR55 2012, CNR-DT200, 2013, boletín FIB-90, 2019) y suelen expresarla en términos de deformación máxima o máxima tensión de adherencia.

Para retrasar o en lo posible eliminar este tipo de fallo se han desarrollado diferentes alternativas de anclajes (Kalfat et al. 2013; Kalfat et al. 2018), entre las que destacan los anclajes de FRP que han demostrado mejorar considerablemente la resistencia al despegue de los refuerzos, incluso provocando cambios en el modo de fallo de los mismos. Sin embargo, a pesar de haberse demostrado su correcto funcionamiento en una serie de investigaciones realizadas por diferentes autores, a día de hoy su uso en aplicaciones de rehabilitación sigue sujeto a ensayos que demuestren su adecuado funcionamiento, al no encontrarse contemplados en ninguna guía de diseño para refuerzo de estructuras con FRP.

2.2 Refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos

Los refuerzos de FRP pueden clasificarse de acuerdo con el sistema de fabricación e instalación utilizado, y sus características mecánicas dependerán principalmente del tipo de fibra utilizado. A continuación, se presentan los tipos de fibras más comúnmente utilizadas junto a los diferentes sistemas de fabricación e instalación para refuerzos de estructuras de hormigón con FRP:

2.2.1 Tipos de fibra

Como se ha mencionado anteriormente, en los materiales compuestos (FRP) la función principal de las fibras es aportar resistencia, mientras que la matriz se encarga de transmitir los esfuerzos entre fibras y entre éstas y el soporte al que están adheridas.

Las fibras más utilizadas como refuerzo con materiales compuestos son las de carbono, vidrio y aramida, presentando todas ellas un comportamiento elástico hasta la rotura. A continuación, se presentan algunos de los tipos de fibras más comúnmente utilizados como refuerzos estructurales:

Fibra de Carbono (CFRP)

Son fibras de origen orgánico compuestas por polímeros sintéticos sometidos a un proceso de carbonización. Se obtienen mediante un proceso de pirólisis controlada de las fibras de poliacrilonitrilo.

Durante el proceso de fabricación se pueden optimizar sus propiedades físicas controlando la disposición y el alineamiento de las capas de grafito. Las características mecánicas de las fibras obtenidas dependerán también de la

temperatura de tratamiento durante su fabricación, ya que a mayores temperaturas se obtendrán fibras con mayores módulos elásticos y mayores resistencias a tracción.

Actualmente pueden considerarse las fibras más utilizadas como refuerzo en estructuras de hormigón debido a que sus propiedades son muy superiores comparadas con las del resto de fibras, lo que compensa su elevado coste.

Fibra de Vidrio (GFRP)

El vidrio utilizado para la obtención de fibra de vidrio presenta ciertas variaciones en la composición respecto al vidrio común. Por una parte, estas modificaciones en la composición tienen como objetivo elevar las propiedades mecánicas de las fibras y, por la otra, proporcionar a los distintos tipos de fibra sus características particulares (mayor resistencia química a entornos agresivos, mayor capacidad de aislamiento, etc.).

El procedimiento más comúnmente utilizado para la fabricación de fibra de vidrio continuo se denomina “por fusión directa”, el cual se basa en el estiramiento a muy alta temperatura, por tracción mecánica o por acción de fluidos en movimiento, de una veta de vidrio fundido y su inmediata solidificación.

Los diferentes procedimientos de fabricación de las fibras de vidrio suelen estar compuestos por las siguientes fases: composición-fusión, fibrado y encimado. El diámetro de este tipo de fibras suele estar comprendido entre las 3 y 25 micras.

Existen diferentes tipos de fibras de vidrio, siendo el más común el vidrio E, con una resistencia a tracción entre los 1900 y los 3000 MPa y un módulo de elasticidad de 70 GPa. Por su parte, los vidrios S tienen una relación resistencia/peso más alta y son más caros que los vidrios E. Su resistencia a tracción está sobre los 3500 MPa y poseen un módulo de elasticidad de 85 GPa.

A diferencia de las fibras de carbono y aramida, las fibras de vidrio son isótropas, al estar su resistencia y módulo elástico determinados en principio por la estructura tridimensional de los óxidos constituyentes.

Fibra de Aramida (AFRP)

Son las fibras orgánicas más comunes en el mercado. Se obtienen por hilado de poliamidas aromáticas consiguiéndose dos tipos de fibras: fibras de bajo módulo (en torno a 70 GPa) y fibras de alto módulo (120 GPa). Su estructura interna anisótropa permite que tengan una elevada resistencia y rigidez en la dirección de la fibra.

Sus propiedades pueden ser modificadas en función al procedimiento de fabricación, por ejemplo, añadiendo aditivos al solvente, variando las condiciones de hilado o utilizando tratamientos térmicos después del hilado.

Entre sus ventajas destacan su buena resistencia al impacto y su ductilidad, admitiendo deformaciones importantes sin fallar. También presentan desventajas como su baja resistencia a compresión y su escasa adherencia a algunas matrices, principalmente termoplásticas.

Son menos utilizadas que los otros tipos de fibra al verse afectadas por ácidos, bases y humedad, siendo también muy vulnerables a radiaciones ultravioletas.

Fibra de Basalto (BFRP)

Es una de las tecnologías más recientes en polímeros reforzados con fibras (FRP) y compuestos estructurales, cuya principal ventaja es su elevada resistencia a altas temperaturas y esfuerzos de compresión.

Tiene una composición química similar a la fibra de vidrio, pero con mejores características de resistencia, y a diferencia de la mayoría de las fibras de vidrio, es muy resistente a los alcalinos, ácidos y al ataque de la sal, lo que la convierte en una buena alternativa para estructuras de hormigón y estructuras expuestas a ambiente marino. En comparación con la fibra de carbono y la fibra de aramida, la fibra de basalto tiene una gama más amplia de temperaturas de aplicación -269° C a 650 °C, una superior resistencia a la oxidación, mayor resistencia a la radiación y una mayor resistencia a la compresión.

En la figura 2.1 pueden observarse los tipos de fibra mencionados anteriormente.

Figura 2.1. Tipos de fibra utilizados como refuerzo FRP

Fibra de PBO

Las fibras de PBO (poliparafenilen benzobisoxazol) son una nueva generación de fibras de alto rendimiento. Son fibras poliméricas altamente anisotrópicas con excelentes propiedades, tales como elevada resistencia, rigidez y baja densidad, lo que las convierte en una alternativa idónea para aplicaciones estructurales de alto rendimiento. La estructura anisotrópica de la fibra, responsable de las excelentes propiedades a tracción, hace que las fibras de PBO sean relativamente débiles bajo compresión axial, y por tanto su resistencia a compresión sea varios órdenes de magnitud inferior a su resistencia a tracción.

Suelen utilizarse con mayor frecuencia con matrices inorgánicas, en las que la interacción fibras-matriz puede ser deficiente, con objeto de mejorar la interacción fibras-matriz-soporte.

Figura 2.2 Fibra de PBO

Dependiendo de los requerimientos de la actuación y del emplazamiento de esta se podrá utilizar alguno de los tipos de fibras mencionados anteriormente. La Tabla 2.1 presenta las propiedades características de las mismas de acuerdo con el Boletín 90 de la FIB:

Tabla 2.1. Propiedades características de los distintos tipos de fibra (A partir de Boletín 90 FIB)

Tipo de fibra	Módulo elástico (GPa)	Resistencia a tracción (MPa)	Deformación última (%)
Carbono			
Alta resistencia	215 - 235	3500 - 4800	1.4 - 2.0
Ultra alta resistencia	215 - 235	4800 - 6000	2.0 - 2.3
Alto módulo	350 - 500	2500 - 3100	0.5 - 0.9
Ultra alto módulo	500 - 700	2100 - 2400	0.2 - 0.4
Vidrio			
Vidrio tipo E	70	1900 - 3000	3.0 - 4.5
Vidrio tipo S	85 - 90	3500 - 4800	4.5 - 5.5
Aramida			
Bajo módulo de elasticidad	70 - 80	3500 - 4100	4.3 - 5.0
Alto módulo de elasticidad	115 - 130	3500 - 4000	2.5 - 3.5
Basalto	80 - 90	2500 - 3200	3.0 - 3.
Acero	185	3070	1.7

2.2.2 Matrices

Las matrices son el segundo componente en orden de importancia en el material compuesto y se pueden clasificar como se muestra en la figura 2.3. La selección de una matriz adecuada está relacionada con las propiedades mecánicas del laminado obtenido. Los objetivos principales de la matriz son: mantener las fibras juntas, transferir las cargas a las fibras, transferir las cargas de las fibras al soporte y proteger a las fibras de factores externos.

Figura 2.3. Clasificación de matrices (Fuente: Günaslan et al., 2014)

En refuerzos de FRP suelen utilizarse resinas de tipo termoestable, ya que estos polímeros tienen una buena resistencia química y propiedades de relajación y fluencia reducidas si las comparamos con las resinas termoplásticas, además de presentar una buena estabilidad térmica a temperaturas de servicio. Sin embargo, al elevarse la temperatura por encima de la denominada temperatura de transición vítrea T_g , los polímeros termoestables se degradan de manera irreversible, perdiendo rigidez y su capacidad de soportar cargas.

La resina epoxi es la más utilizada en los FRP en aplicaciones de construcción, por su resistencia a la humedad y a las agresiones químicas. Sin embargo, su temperatura de transición vítrea es muy baja, produciéndose un deterioro en sus propiedades a partir de 60°C , lo que genera la necesidad utilizar sistemas de protección, principalmente para refuerzos que se encuentran a la intemperie.

2.2.3 Adhesivos

Los adhesivos tienen como principal función garantizar la adhesión del FRP al soporte, proporcionando una resistencia tangencial que permita resistir los esfuerzos rasantes correspondientes a la transmisión de tensiones en la interfaz refuerzo-soporte. Se utilizan también para unir entre sí varias capas de FRP, por lo que el adhesivo utilizado deberá garantizar una buena adhesión tanto con el soporte como con el refuerzo.

Los adhesivos más comunes de tipo estructural son epoxi y poliéster. La Tabla 2.2 presenta una comparación de las principales características de ambos:

Tabla 2.2 comparación entre adhesivos epoxi y adhesivos de poliéster

Adhesivos epoxi	Adhesivos de poliéster
Elevado coste	Bajo coste
Buenas propiedades eléctricas	Buena resistencia mecánica
Elevada tensión de adherencia	Buenas propiedades eléctricas
Resistente a elevadas temperaturas	Baja viscosidad y versatilidad
Baja retracción durante el curado	Buena resistencia al calor
Mejor adherencia fibra-matriz	Aplicación en frío y caliente
Resistencia a agresiones químicas y la humedad	Temperatura de curado 120°C
Resistencia a la fluencia y a la fatiga	Fácil de manipular/usar
Temperatura límite de aplicación 175°C	Baja resistencia química
Elevado coeficiente de expansión térmica	Elevada retracción de curado.
Peligroso en contacto directo con la piel	Resistencia a la intemperie media

A partir de (Günaşlan et al., 2014)

2.2.4 Sistemas de fabricación e instalación

Existen tres sistemas de fabricación de refuerzo de FRP adheridos externamente reconocidos por las guías de diseño para refuerzos en estructuras de hormigón: instalación manual en húmedo (*wet layup*), pre-impregnado y prefabricado.

- a) Instalación manual en húmedo. Con este sistema el tejido de fibra es impregnado con resina y curado in situ, con lo que la matriz y el adhesivo son el mismo compuesto y se aplican simultáneamente. Los tejidos pueden ser de fibra de carbono, aramida o vidrio, entre otros, tienen normalmente entre el 95 y el 98% de fibras en dirección longitudinal (tejidos unidireccionales) y entre el 2% y el 5% en la dirección transversal. Suelen tener un espesor entre 0.1 y 0.5 mm y se presentan en rollos con anchos entre 200 y 600 mm que se cortarán en obra de acuerdo con las dimensiones requeridas. Para su instalación se aplica una capa de resina en el elemento a reforzar seguida de una capa de FRP que se adhiere con la ayuda de rodillos estriados que se pasan repetidas veces para eliminar

el aire y asegurar una impregnación homogénea de las fibras. Una última capa de resina es aplicada sobre la capa de FRP para completar la impregnación.

- b) Pre-impregnado. A diferencia del sistema de instalación manual en húmedo, los tejidos de fibra son previamente impregnados con resina y transportados a obra en rollos. En algunas ocasiones suele requerirse resina adicional para adherir el tejido impregnado a la superficie del elemento a reforzar. El curado se realiza in situ con determinadas condiciones de calor para asegurar la calidad del refuerzo.
- c) Prefabricado. El FRP es impregnado y curado en fábrica. Se presenta habitualmente en forma de laminados con las fibras dispuestas unidireccionalmente, tiene un espesor entre 1 y 2 mm y un ancho entre 50 y 150 mm, con fracciones volumétricas de fibras comprendidas entre el 40% y el 70% de la sección. Se adhieren al elemento a ser reforzado utilizando resinas, teniendo los cuidados necesarios para evitar la presencia de burbujas de aire o excesos de resina que puedan poner en riesgo la adherencia del refuerzo. Al tratarse de un sistema prefabricado bajo condiciones controladas, suelen tener propiedades más homogéneas.

Figura 2.4. Tipos de FRP según el sistema de instalación a) *wet lay up* b) pre-impregnado, c) prefabricado

2.3 Aplicaciones de FRP como refuerzo estructural

Los refuerzos con materiales compuestos FRP pueden utilizarse en un amplio rango de aplicaciones y ofrecen una serie de ventajas comparados con las técnicas tradicionales de refuerzo. Son significativamente más ligeros que las pletinas metálicas y los recrecidos de hormigón, lo que les proporciona una facilidad de instalación. Por otra parte, este tipo de refuerzos puede adaptarse con relativa facilidad a aplicaciones específicas, tal es el caso de los refuerzos de FRP aplicados utilizando el sistema de instalación manual en húmedo, para el cual solamente se deberá cortar el tejido en las dimensiones requeridas y con la ayuda de una resina se podrá instalar en el elemento que se desea reforzar.

2.3.1 Refuerzo de pilares

Una de las aplicaciones más comunes del FRP es el refuerzo de pilares para incrementar su resistencia y ductilidad frente a cargas verticales a través del confinamiento de la sección de hormigón. Esta acción de confinamiento puede ser activa o pasiva, siendo los refuerzos pasivos los más habituales. En los refuerzos pasivos, la presión de confinamiento resulta de la acción del encamisado contra la expansión lateral de la sección transversal del pilar cuando éste es comprimido axialmente, mientras que en los refuerzos activos las fibras se ponen en tensión previamente a la puesta en servicio, ya sea pretensándolas o inyectando un mortero expansivo entre el encamisado y el pilar (De Diego et al., 2015).

A diferencia del acero, que aplica una presión de confinamiento constante después de plastificar, el FRP tiene un comportamiento elástico hasta rotura y por lo tanto ejerce una acción de confinamiento continuamente creciente. Inicialmente el comportamiento es similar al del hormigón sin confinar, ya que la presión de confinamiento ejercida por el FRP es muy pequeña. Una vez alcanzada la resistencia a compresión del hormigón sin confinar, este se fisura incrementando su deformación transversal, activando así la acción de confinamiento del FRP.

Entre las principales ventajas del refuerzo de pilares con FRP se encuentra la facilidad y rapidez de ejecución, interrumpiendo mínimamente el servicio de la estructura. Además de conservar las dimensiones originales del pilar sin incrementar su peso propio.

El nivel de confinamiento conseguido depende de varios factores, entre los que destaca la forma del pilar; las investigaciones al respecto respaldan la hipótesis de que el confinamiento es más eficaz en pilares de sección circular, mientras que se ve muy limitado en pilares apantallados. Entre otras consideraciones, se recomienda realizar un redondeo de las esquinas de los pilares para conseguir un mejor comportamiento del refuerzo. En la literatura existen diversos modelos para evaluar la eficacia del refuerzo frente a cargas axiales por confinamiento. Además, este tipo de refuerzo se encuentra contemplado en las diferentes normativas existentes de refuerzo con FRP.

Figura 2.5. Refuerzo de pilares con FRP

2.3.2 Refuerzo a cortante

El refuerzo con FRP de elementos de hormigón armado a cortante puede realizarse a través de tres configuraciones: en las caras laterales del elemento, en forma de U, o envolviendo completamente la sección como se muestra en la figura 2.6. Esta tercera alternativa es la más eficiente al no depender de la adherencia, sin embargo, en la práctica no siempre es posible envolver completamente el elemento, por lo que se suele optar por la segunda alternativa.

Las tres configuraciones consisten en aplicar láminas de tejido de cubran todas las caras del elemento o tiras de tejido separadas entre sí. Cuando se opta por utilizar tiras de tejido éstas son instaladas con un espaciamiento determinado y la mayoría de las veces con un ángulo de inclinación de forma similar a las barras inclinadas o los estribos de acero que se utilizan en el hormigón armado tradicional. Suelen emplearse tejidos de fibra por su flexibilidad de adaptación a la sección del elemento reforzado, aunque también existen perfiles L de laminado preconformado.

El fallo más común cuando no es posible envolver completamente el elemento es el despegue del FRP en la interfaz refuerzo-soporte, ya que en los refuerzos a cortante la longitud de anclaje suele estar muy limitada. El cálculo de este tipo de refuerzos exige la comprobación de múltiples modos de fallo asociados, que exigen análisis independientes. Las guías de diseño para este tipo de refuerzos proponen procedimientos de cálculo que se basan en la limitación de la deformación efectiva del refuerzo.

Figura 2.6. Tipos de refuerzo a cortante

Figura 2.7 a) Refuerzo a cortante con FRP b) Refuerzo con perfiles L laminado preconformado c) Refuerzo con tiras transversales

2.3.3 Refuerzo a flexión

De igual manera, los materiales compuestos FRP pueden utilizarse para el refuerzo de elementos de hormigón sometidos a flexión, ya sea en laminados prefabricados o tejidos unidireccionales, los cuales se adhieren en las zonas de tracción, con la dirección de las fibras paralela al eje del elemento para su mejor aprovechamiento.

La capacidad a flexión de elementos reforzados, pretensados y postensados puede aumentar hasta un 70 % (Pérez, 2014). Colocando el

refuerzo de FRP a lo largo de la longitud del elemento a reforzar, de la misma manera que un refuerzo de acero de longitudinal convencional.

Este tipo de refuerzo también pueden aplicarse sobre muros de hormigón, e incluso de fábrica, para incrementar la resistencia frente a cargas fuera del plano, cargas de viento, presión del suelo, presión de fluidos en tanques y voladuras. También puede aplicarse en la cara contraria del elemento en las zonas de momentos negativos para aumentar su capacidad portante.

El diseño de refuerzos de FRP adheridos externamente se refleja en diferentes guías y códigos de diseño, y se basa en los mismos principios que el de los refuerzos con chapas de acero, considerando el comportamiento elástico lineal del FRP y analizando los posibles modos de fallo presentados en el siguiente apartado.

La figura 2.8 a continuación presenta las dos alternativas de refuerzo a flexión con FRP más comúnmente utilizadas (laminados prefabricados y tejidos unidireccionales).

Figura 2.8. Refuerzo a flexión con FRP a) laminado preconformado b) tejido unidireccional

2.4 Mecanismos de fallo en elementos de hormigón armado reforzados con FRP

De acuerdo con ACI 440 (2008) y el Boletín FIB 90 (2019), el fallo de los refuerzos de FRP en vigas de hormigón armado se divide en dos categorías: la primera, donde se desarrolla la acción completa de la viga compuesta y la segunda, cuando ocurre el desprendimiento prematuro del FRP. Estas dos categorías se agrupan en los seis modos de fallo que se presentan en la figura 2.9 a continuación:

Cuando se desarrolla toda la acción compuesta los fallos son:

- a) Fallo a flexión del elemento con deformación plástica del acero, seguida por la rotura del FRP.
- b) Aplastamiento del hormigón a compresión antes de la plastificación del acero, o fluencia del acero seguido del aplastamiento del hormigón sin daños en el FRP.

Por su parte, el despegue prematuro conduce a la pérdida de acción compuesta entre el soporte (generalmente hormigón) y el FRP, impidiendo que la viga alcance su resistencia última a flexión. Dentro de esta categoría se encuentran:

- a) Desprendimiento del recubrimiento de hormigón, que se debe a la formación de una fisura en el hormigón en la zona próxima al extremo del refuerzo, la cual se propaga horizontalmente, ocasionando el despegue del recubrimiento.
- b) Despegue en la interfaz FRP-hormigón en el extremo del refuerzo, cuando el fallo ocurre en la capa de hormigón adyacente a la interfaz hormigón-adhesivo. Es producido por el elevado cortante en la interfaz y las tensiones normales cerca del extremo del compuesto, las cuales exceden la resistencia del hormigón.
- c) Despegue intermedio inducido por fractura, donde el fallo se debe a la propagación de fisuras por flexión en el hormigón. Se inicia en la porción de refuerzo críticamente tensionado para extenderse hacia uno de sus extremos.
- d) Fallo por cortante del hormigón, aunque no es un típicamente un despegue del refuerzo, se encuentra incluido en esta categoría porque impide el desarrollo total de la sección compuesta.

Por su parte, Oehlers et al. 2007, clasifican en tres grandes grupos (IC, CDC y PE) los mecanismos de despegue del FRP, y relacionan el despegue con una concentración de tensiones:

Figura 2.9 Modos de fallo de vigas reforzadas con FRP adherido externamente según (Fuente: Oehlers et al.,2007)

Despegue por fisuras intermedias (IC)

El mecanismo IC se induce cuando una fisura por flexión intercepta el laminado. A medida que la fisura se ensancha, la concentración de tensiones en este punto ocasiona el despegue del refuerzo en la interfaz FRP-soporte. Generalmente este fallo se origina en la región de momento flector máximo, asociado a las fisuras de flexión más amplias y a las mayores deformaciones del FRP.

Figura 2.10 Mecanismo de despegue IC (Fuente: Oehlers et al., 2007)

Despegue por grietas diagonales críticas (flector cortante)

El segundo modo de fallo denominado CDC ocurre cuando una fisura intercepta el laminado y se ensancha debido a las concentraciones de esfuerzo cortante en la intersección fisura-refuerzo, provocando un despegue abrupto del laminado.

Figura 2.11 Despegue por grietas diagonales críticas (Fuente: Oehlers et al.,2007)

Despegue en el extremo del laminado (PE)

El despegue del refuerzo en la interfaz FRP-hormigón en el extremo del FRP se produce debido a la concentración de tensiones de corte y normales cerca del FRP y a la discontinuidad del laminado ocasionada por la curvatura.

Figura 2.12 Despegue en el extremo del laminado (Fuente: Oehlers et al.,2007)

Cuando la curvatura aumenta, la fuerza de tracción axial A_p en el laminado aparece con la fuerza normal N_p inducida por el momento flector. El despegue del FRP comienza en su extremo y se propaga hacia el máximo momento flector.

Generalmente, el plano de fallo se localiza en el hormigón, con una capa delgada del mismo permaneciendo unida al laminado.

2.5 Comportamiento de la interfaz FRP-hormigón

Como se ha mencionado anteriormente, en los refuerzos de FRP adheridos externamente, el comportamiento de la interfaz entre el refuerzo y el soporte suele estar gobernado por la frágil pérdida de adherencia entre el FRP y el hormigón, que puede presentarse en el adhesivo, en la superficie del hormigón o menos comúnmente, dentro del propio refuerzo. Por lo general, la resistencia del adhesivo es considerablemente mayor que la resistencia a tracción del hormigón, lo que provoca que el fallo por despegue tenga lugar dentro del hormigón, con una pequeña capa de este permaneciendo adherida en el refuerzo, lo que se denomina en algunos textos como fallo cohesivo (Zhang, 2013).

Fallo en el adhesivo

Este modo de fallo ocurre muy raramente, está relacionado con la degradación del material por altas temperaturas o con deficiencias existentes durante la ejecución del refuerzo.

Fallo cohesivo en la interfaz FRP-soporte

Este modo de fallo se caracteriza por el desprendimiento de una capa superficial del soporte, generalmente de escasos milímetros, ocasionado por la menor resistencia a tracción del soporte comparada con la del adhesivo. En elementos en los que existe un plano débil, el fallo cohesivo suele iniciarse en dicho plano.

Fallo interlaminar a cortante en el FRP

Al ser el FRP un material compuesto, la deslaminación también puede ocurrir en el propio material. Este mecanismo de fallo inicia cuando el esfuerzo cortante máximo en el FRP alcanza la resistencia última del mismo. Sin embargo, las matrices poliméricas utilizadas frecuentemente tienen elevadas resistencias a corte, por lo que éste suele considerarse un modo de fallo inusual.

2.5.1 Influencia del ancho del refuerzo y la longitud adherida

Diferentes investigadores han demostrado que el incremento en el ancho del FRP produce un incremento en la resistencia de adherencia del refuerzo. Sin embargo, Subramaniam et al. (2007) a través de una técnica óptica en ensayos de corte simple han observado que existe una zona de transferencia de tensiones a lo largo del FRP, independiente del ancho del mismo. La longitud de esta zona es fija para una rigidez de refuerzo y resistencia del soporte y está limitada por FRP libre de deformaciones axiales por una parte y por el tramo de FRP que ya se ha despegado del soporte por la otra. La Figura 2.13 a continuación presenta las deformaciones axiales medidas en el eje, a lo largo del FRP, para un refuerzo con 25 mm de ancho (Subramaniam et al., 2007).

Figura 2.13 Distribución de deformaciones axiales a lo largo del refuerzo de FRP (Fuente: Subramaniam et al., 2007)

A medida que se incrementa la carga, y una vez que se ha definido la zona de transferencia de tensiones, ésta se mantiene constante y se va desplazando a lo largo del refuerzo hacia el extremo libre como puede verse en las figuras 2.14 a) y 2.14 b) que muestran el desplazamiento de la zona de transferencia de tensiones observado por Yao et al. (2005).

La tensión desarrollada en el laminado se transfiere principalmente a través de tensiones de corte en el adhesivo en la zona próxima a la aplicación de carga. De los diferentes resultados existentes en la literatura se puede observar que la tensión aplicada en el laminado se reduce en dirección al extremo libre del mismo.

A medida que el hormigón se va fisurando en la zona próxima a la aplicación de la carga, desaparece la transmisión de fuerzas del laminado al hormigón en esta zona, desplazándolas a nuevas zonas más alejadas del punto de aplicación de la carga. El desplazamiento de la zona activa de adherencia significa que en cualquier momento sólo una parte del refuerzo es efectiva. A esa zona se la denomina longitud efectiva de adherencia, que es la mínima longitud adherida de FRP que asegura una máxima transmisión de tensiones entre el soporte y el refuerzo.

Figura 2.14 a) Inicio de la zona de transferencia de tensiones a lo largo del FRP b) Desplazamiento de la zona de transferencia de tensiones a lo largo del FRP (Fuente: Yao et al., 2005)

Las figuras 2.14 a) y b) presentan la distribución de tensiones sobre la longitud normalizada de FRP donde: L_e es la longitud efectiva de adherencia de acuerdo con el modelo de Chen y Teng (2001), (cuyo desarrollo se presenta en el siguiente apartado), y x es la distancia medida desde el extremo cargado.

Una vez que la zona de transferencia de tensiones llega al extremo libre del FRP, se produce el despegue completo del refuerzo. Este concepto es importante ya que, a pesar de que longitudes adheridas mayores no producen un incremento en la resistencia de adherencia, mayores longitudes adheridas prolongan la duración del despegue, incrementando así la ductilidad del refuerzo (Yao et al., 2005).

Con respecto a las deformaciones transversales en el refuerzo, las figuras 2.15 y 2.16 muestran 3 zonas definidas por Subramaniam et al. (2007): la zona central (bs), las zonas de borde (bd) y las regiones fuera de las zonas de borde. La zona central está definida por deformaciones de cizallamiento nulas y por las deformaciones axiales máximas constantes. Las zonas de borde tienen un ancho constante y son el área fuera de la zona central compuesta por deformaciones axiales y de cizallamiento elevadas. Finalmente, las regiones fuera de las zonas de borde no presentan deformaciones de ningún tipo.

Figura 2.15 Distribución de las deformaciones por cizallamiento en el ancho del FRP (Fuente: Subramaniam et al., 2007)

Figura 2.16 Distribución de las deformaciones por cizallamiento en el ancho del FRP (Fuente: Subramaniam et al., 2007)

Al ser la deformación axial en la región central considerablemente mayor que las regiones de borde, Subramaniam et al. (2007) definen a esta zona como la responsable de la transferencia del esfuerzo cortante entre el FRP y el soporte. Los autores, además, asumen que las zonas de borde se mantienen constantes para cualquier ancho de FRP, por lo que el ancho de la región central aumentará al incrementarse el ancho del refuerzo, lo que explica el incremento de la resistencia al despegue con el incremento del ancho del FRP.

2.5.2 Modelos de adherencia

Para estimar la resistencia de adherencia de los refuerzos de FRP adheridos externamente, diferentes autores han desarrollado modelos empíricos basados en ensayos realizados, modelos basados en la mecánica de la fractura y modelos elaborados a través de elementos finitos. Estos modelos han servido como base a los métodos de cálculo de las diferentes guías de diseño existentes, y permiten evaluar la resistencia máxima de adherencia correspondiente a la longitud efectiva, y, además, la resistencia de adherencia para longitudes adheridas inferiores.

2.5.2.1 Modelos empíricos

Son modelos basados en ensayos realizados para calibrar numéricamente curvas y ajustarlas a las nubes de puntos obtenidas en las correspondientes campañas experimentales.

Modelo Chen & Teng

Partiendo de resultados experimentales Chen y Teng (2001) desarrollaron un modelo para estimar la tensión de adherencia considerando la longitud efectiva para este tipo de refuerzo. Un aspecto fundamental para tener en cuenta es que en el refuerzo de estructuras de hormigón armado con FRP existe una longitud efectiva de adherencia, como se ha mencionado en el apartado 2.5, a partir de la cual un incremento en la longitud adherida no produce un incremento en la tensión de adherencia. De acuerdo con Chen y Teng (2001) la longitud efectiva está dada por:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_{frp} t_f}{\sqrt{f'_c}}} \quad (2.1)$$

Donde:

L_e = longitud efectiva de adherencia (mm)

E_{frp} = módulo de elasticidad del FRP (MPa).

t_f = espesor del FRP (mm)

f'_c = resistencia a compresión del hormigón (MPa).

Otro factor importante a tomar en cuenta en el refuerzo de estructuras de hormigón armado con FRP es el hecho de que un incremento en el ancho del refuerzo produce un incremento en la tensión de adherencia. Para considerar este hecho, Chen y Teng (2001) definieron un coeficiente de ancho, β_p , el cual toma en cuenta los anchos tanto del refuerzo como del elemento reforzado.

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2 \frac{b_f}{b_c}}{1 + \frac{b_f}{b_c}}} \quad (2.2)$$

Donde:

b_f es el ancho del refuerzo (mm) y b_c el ancho del soporte (mm)

Empleando estos dos parámetros Chen y Teng (2001) propusieron una expresión para estimar la tensión de adherencia última, P_u , la cual se define como la fuerza en el laminado en el fallo.

$$P_u = 0.427 \beta_p \beta_L \sqrt{f'_c} b_f L_e \quad (2.3)$$

Donde:

P_u es la tensión de adherencia última (N)

β_p es el coeficiente del ancho del refuerzo

$\beta_L=1$ si $L \geq L_e$ coeficiente de la longitud adherida

$$\beta_L = \sin\left(\frac{\pi L}{2L_e}\right) \text{ si } L \leq L_e$$

Como se puede observar en las expresiones propuestas por Chen y Teng, la tensión de adherencia de refuerzos de FRP adheridos externamente depende principalmente de: la resistencia del hormigón, la relación ancho refuerzo/ancho soporte y de la longitud efectiva de adherencia.

Otros modelos empíricos.

Al igual que con la longitud efectiva de adherencia, diferentes autores desarrollaron expresiones empíricas basadas en resultados experimentales que permiten estimar la resistencia de adherencia de los refuerzos de FRP. En la Tabla 2.3 se presentan algunas de estas expresiones:

Tabla 2.3 Expresiones desarrolladas por diferentes autores para estimar la resistencia de adherencia. (Kotynia, 2019)

Referencia	Resistencia de adherencia
Van Gemert (1980)	$N_f = 0.5b_f L_b f_{ctm}$
Tanaka (1996)	$N_f = b_f L_b (6.13 - \ln(L_b))$
Hiroiyuki and Wu (1997)	$N_f = b_f L_b 5.88 L_b^{-0.669}$
Maeda et al. (1997)	$N_f = b_f L_e 110.2 E_f t_f \times 10^{-6}$ $L_e = e^{6.13 - 0.580 \ln(E_f t_f)}$
Brosens and van Gemert (1997)	$N_f = 0.5b_f L_e f_{ctm}$
Khalifa et al. (1998)	$N_f = b_f L_e \left[\frac{110.2}{10^6} \left(\frac{f'_c}{42} \right)^{\frac{2}{3}} \right] E_f t_f$
Adhikary and Mutsuyoshi (2001)	$N_f = b_f L_e 0.25 f_{ck}^{2/3}$
Izumo's (JCI,2003)	$N_f = \left(3.8 f'_c^{\frac{2}{3}} + 15.2 \right) b_f L_b E_f t_f * 10^{-3}$ para CFRP $N_f = \left(3.4 f'_c^{\frac{2}{3}} + 15.2 \right) b_f L_b E_f t_f * 10^{-3}$ para AFRP

N_f resistencia máxima (N); b_c ancho del soporte (mm); b_f ancho del FRP (mm); L_e longitud efectiva de adherencia (mm); t_f espesor del FRP (mm); E_f módulo de elasticidad del FRP (MPa); f_{ctm} resistencia a tracción del hormigón (MPa); f'_c resistencia a compresión del hormigón (MPa)

2.5.2.2 Modelos basados en la mecánica de la fractura

Holzenkaempfer (1994) investigó la resistencia de adherencia entre placas de acero y hormigón utilizando la mecánica de fractura no lineal (NLFM) desarrollando expresiones que permiten estimar la resistencia de adherencia de las placas en función de la energía de fractura y de la longitud adherida de las mismas. Por su parte Neubauer y Rostasy (1997) realizaron ensayos de corte doble en refuerzos de fibra de carbono (CFRP) adheridos a hormigón, concluyendo que, tanto para el fallo por fractura del hormigón como para el fallo por despegue del refuerzo, la relación tensión cortante-deslizamiento puede ser representada por un modelo rectangular.

Yuan y Wu (1999), estudiaron la resistencia de adherencia entre laminados de FRP y hormigón a través de la mecánica de fractura elástica lineal (LEFM), desarrollando expresiones que consideran el efecto de los anchos tanto del refuerzo como del elemento de hormigón en la resistencia al despegue.

La Tabla 2.4 presenta las expresiones desarrolladas por estos autores a partir de la mecánica de la fractura para estimar la resistencia máxima de adherencia de refuerzos de FRP adheridos externamente.

Tabla 2.4. Expresiones para estimar la resistencia máxima de adherencia

Referencia	Resistencia de adherencia
Holzenkampfer (1994)	$P_{max} = b_f \sqrt{2G_f E_f t_f} \quad \text{si } L_b \geq L_e$ $P_{max} = b_f \sqrt{2G_f E_f t_f} \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L_b}{L_e}\right) \quad \text{si } L_b < L_e$ $L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{4f_{ctm}}} \quad G_f = c_f \beta_p^2 \quad \beta_p = \sqrt{1.125 \frac{2 - b_f/b_c}{1 + b_f/400}}$
Neubauer y Rostásy (1997)	$P_{max} = 0.64 \beta_p b_f \sqrt{E_f t_f f_t} \quad \text{si } L_b \geq L_e$ $P_{max} = 0.64 \beta_p b_f \sqrt{E_f t_f f_t} \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L_b}{L_e}\right) \quad \text{si } L_b < L_e$ $L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2f_{ctm}}} f_t = 1.4 \left(\frac{f'_c - 8}{10}\right)^{\frac{2}{3}}$

Yuan & Wu (1999)	$P_{max} = \sqrt{\frac{2E_f t_f G_f}{1 + \alpha_\gamma}} b_f$ $\alpha_\gamma = \frac{b_p E_p t_p}{b_c E_c t_c}$
------------------	---

2.6 Guías y códigos de diseño de refuerzos de FRP adheridos externamente

Como se ha mencionado anteriormente, el fallo prematuro por despegue puede considerarse la principal limitación de este sistema de refuerzo, por lo que, para su diseño, la mayoría de las guías o códigos existentes limitan la resistencia del laminado o su deformación con el fin de asegurar una determinada resistencia evitando este tipo de fallo.

A continuación, se presentan diferentes expresiones para estimar la longitud efectiva de adherencia de acuerdo con diferentes autores y a las principales guías de diseño existentes:

2.6.1 Recomendaciones JSCE (2001)

Las recomendaciones de la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles para la reparación de estructuras de hormigón con FRP (JSCE, 2001) limita la tensión y deformación máxima en el refuerzo para evitar el fallo prematuro por despegue, admitiendo como tensión y deformación máxima:

$$\sigma_{fmax} \leq \sqrt{\frac{2G_f E_f}{t_f}} \quad \varepsilon_{fd} = \sqrt{\frac{2G_f}{E_f t_f}} \quad (2.4)$$

2.6.2 ACI 440.2R-08

Por su parte, ACI 440.2R-08 (2008) establece que la longitud efectiva de transferencia de tensiones depende del módulo de elasticidad, espesor y número de capas de refuerzo utilizadas y está dada por:

$$L_e = \frac{23300}{(E_f t_f n_f)^{0.58}} \quad (2.5)$$

Dónde: n_f es el número de capas de FRP con un espesor de t_f en cada capa.

La guía americana para refuerzos de estructuras de hormigón con FRP distingue entre el despegue entre fisuras y el despegue en el extremo del refuerzo.

Para el caso del despegue entre fisuras, ACI 440.2R-08 (2008) propone limitar la deformación del FRP para evitar el despegue en tramos con fisuras intermedias de elementos de hormigón armado sometidos a flexión reforzados con FRP adherido externamente. Estableciendo que la deformación máxima admisible depende del espesor y módulo elástico del refuerzo y de la resistencia del soporte:

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_ft_f}} \leq 0.9\varepsilon_{fu} \quad (2.6)$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (2.7)$$

Donde ε_{fu} es la deformación de rotura del FRP

Las recomendaciones de ACI 440.2R (2008) establecen que, para laminados con mayor rigidez, la limitación de la deformación se vuelve más restrictiva. Por otra parte, es importante observar que en esta recomendación ACI no contempla el efecto de refuerzos longitudinales internos, o de acero transversal.

En caso de cizallamiento o refuerzo axial puro, la máxima tensión de adherencia se calcula de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004$$

$$k_v = \frac{k_1 k_2 l_e}{11900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad (2.8)$$

Donde K_v es un coeficiente empírico que limita la deformación última del FRP.

Para el caso de despegue progresivo desde el extremo del refuerzo, la guía recomienda el uso de anclajes internos con barra embebida, o como alternativa propone unificar el refuerzo a flexión y cortante con encamisado en U.

La guía recomienda el uso de un refuerzo transversal siempre que la tensión en la interfaz supere 2/3 de la resistencia a cortante del soporte. O Como alternativa plantea que:

- Para vigas simplemente apoyadas, los refuerzos de una capa deben contar con una longitud de anclaje igual a la longitud efectiva de transferencia de tensiones del modelo de Chen y Teng. (2001) a partir del punto en que el momento flector es igual al de fisuración. Cuando exista más de una capa, los puntos de terminación de las mismas deberán solaparse al menos 150 mm.
- Para vigas continuas, los refuerzos de una capa deberán prolongarse al menos 150 mm respecto al punto de momento nulo. Y en el caso de múltiples capas, se deben realizar solapes análogos a los mencionados para vigas simplemente apoyadas.

2.6.3 CNR DT200 R1, (2013)

Es la versión más reciente de las guías italianas, que comparada con su versión anterior propone modificaciones a las expresiones para mejorar su precisión. Entre estas modificaciones presenta una nueva ecuación para el cálculo de la energía de fractura, la cual tiene diferentes valores dependiendo del material utilizado y la longitud efectiva de adherencia entre otros. Al igual que las guías presentadas anteriormente, ésta limita la tensión en el FRP para evitar el fallo por despegue incluyendo expresiones para el cálculo de la longitud de anclaje y la prevención del fallo por despegue basadas en modelos de mecánica de la fractura, tanto para soportes de fábrica como para estructuras de hormigón.

En el caso de soportes de hormigón, esta guía define la longitud efectiva como:

$$l_e = \min \left\{ \frac{1}{\gamma_{f,d} \cdot f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot G_{Fk}}{2}}, 200 \right\} \quad (2.9)$$

Donde:

E_f y t_f son el módulo de elasticidad y espesor del refuerzo, G_{Fk} es la energía específica de fractura del soporte, $f_{bd} = \frac{2 \cdot G_{Fk}}{s_u}$, para $s_u = 0.25$ mm (valor último de deslizamiento en la interfaz) y el coeficiente de corrección $\gamma_{f,d} = 1.25$

La energía específica de fractura se obtiene de:

$$G_{Fk} = \frac{\beta_p \cdot k_G}{F_C} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}} \quad (2.10)$$

Siendo f_{cm} y f_{ctm} las resistencias medias a compresión y tracción del soporte obtenidas in situ. En caso de no contar con datos experimentales, la resistencia a tracción puede estimarse según normativa vigente. FC es un factor de seguridad y β_p es el mismo coeficiente del modelo de Chen y Teng (2011) que considera la influencia del ratio ancho refuerzo/ancho soporte. Por su parte, kG es coeficiente de corrección adicional, calibrado en base a resultados experimentales, siendo 0.023 o 0.037 para aplicaciones pre-curadas o in situ, respectivamente.

Entonces, la resistencia de adherencia para refuerzos con longitudes adheridas iguales o mayores a la efectiva está dada por:

$$f_{fdd} = \frac{k_{cr}}{\gamma_{f,d}} \sqrt{\frac{2E_f G_{Fk}}{t_f}} \quad (2.11)$$

Mientras que, para longitudes adheridas menores a la efectiva, la tensión máxima admisible en el FRP puede calcularse a partir de:

$$f_{fdd,rid} = f_{fdd} \frac{l_b}{l_e} \left(2 - \frac{l_b}{l_e}\right) \quad (2.12)$$

2.6.4 FIB BULLETIN 14 (2001)

Es el primer código para el diseño y cálculo de refuerzos de FRP. Para el cálculo se precisa la comprobación del estado límite último y del estado límite de servicio del elemento reforzado, partiendo de las cargas actuantes y del estado de la estructura original (por lo general se considerará el hormigón fisurado).

La expresión propuesta por FIB BULLETIN 14 (2001) y CNR- DT 200 (2004) para estimar la longitud efectiva es:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2f_{ctm}}} \quad (2.13)$$

Dónde: E_f , t_f son el módulo de elasticidad y el espesor del FRP, respectivamente y f_{ctm} es la resistencia media a tracción del hormigón.

Por otra parte, el boletín incluye tres enfoques diferentes para tratar el fallo por despegue en el extremo del laminado: limitación de la deformación última a tracción del refuerzo, cálculo del máximo incremento de tensión a

tracción que se puede transferir entre fisuras y limitación de la tensión tangencial media en la interfaz refuerzo-soporte.

Enfoque 1: Limitación de la deformación última a tracción del refuerzo.

La máxima fuerza axial que el FRP puede resistir junto con su longitud de anclaje requerida L_{bmax} , es:

$$N_{fmax} = \alpha c_1 k_c k_b b_f \sqrt{E_f t_f f_{ctm}} \quad (2.14)$$

$$L_{bmax} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{c_2 f_{ctm}}} \quad (2.15)$$

Donde α es el factor de reducción que considera la influencia de grietas inclinadas en la tensión de adherencia, generalmente $\alpha=0.9$ o $\alpha=1$ para vigas con suficiente refuerzo interno. K_c es el factor que considera la compactación del hormigón. Siendo $K_c=1$ cuando el FRP se adhiere a caras de encofrado y $K_c=0.67$ cuando se adhiere a caras que no eran del encofrado, b es el ancho de la viga, f_{ctm} la resistencia a tracción del hormigón, y c_1 y c_2 son factores empíricos determinados para CFRP y valen 0.64 y 2.0 respectivamente.

$$\beta_p = 1.06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1.0 \quad (2.16)$$

Entonces la máxima resistencia a tracción en el FRP y su deformación en el despegue se pueden estimar como:

$$N_f = E_f \varepsilon_f t_f b_f \quad (2.17)$$

$$\varepsilon_{fdb} = \alpha c_1 k_c \beta_p \sqrt{\frac{f_{ctm}}{E_f t_f}} \quad (2.18)$$

Esta limitación de deformaciones suele darse en un rango entre 0.65 y 0.85%, resultando conservador en ciertos casos, ya que el nivel de deformación al cual se inicia el despegue varía considerablemente en función de diferentes factores como las propiedades del laminado y del soporte y el patrón de cargas entre otros.

Enfoque 2: Máximo incremento de tensión a tracción que se puede transferir entre fisuras

El segundo enfoque consiste en determinar el incremento de tensión crítico en el FRP, transferido por la tensión de adherencia entre fisuras por flexión adyacentes. Para esto se deberá determinar el espaciamiento entre fisuras más desfavorable, la carga a tracción del laminado entre dos fisuras consecutivas y finalmente, el máximo incremento de tensiones posible en el laminado entre fisuras consecutivas. El esfuerzo máximo y la máxima deformación admitidas por el FRP son:

$$\sigma_{fmax} = c_1 \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_{ctm} f'_c}}{t_f}} \quad (2.19)$$

$$\varepsilon_{fdb} = c_1 \sqrt{\frac{\sqrt{f_{ctm} f'_c}}{E_f t_f}} \quad (2.20)$$

$$L_{bmax} = c_2 \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_{ctm} f'_c}}} \quad (2.21)$$

Donde f'_c es la resistencia a compresión del hormigón, $c_1=0.23$ y $c_2=1.44$ para CFRP.

Si la longitud adherida es menor que la efectiva L_{bmax} , la capacidad el FRP será reducida en ambos enfoques por el siguiente factor:

$$\frac{L_b}{L_{bmax}} \left(2 - \frac{L_b}{L_{bmax}} \right) \quad (2.22)$$

Enfoque 3: Limitación de la tensión tangencial media en la interfaz refuerzo-soporte

El tercer enfoque contiene dos pasos. El primero involucra la verificación del anclaje en el extremo del refuerzo según el enfoque 1. El segundo comprende la verificación de que el soporte puede transferir los esfuerzos de cizallamiento desarrollados en la interfaz hormigón-FRP. El principal supuesto en este caso es que, si la tensión de corte se mantiene por debajo de la resistencia a cortante del hormigón, las fisuras a flexión no provocarán el despegue. Sin embargo, este enfoque ha sido considerado poco seguro, ya que solo depende de la resistencia del hormigón, presentando poca capacidad de discriminación.

2.6.5 FIB BULLETIN 90, (2019)

De acuerdo con el Boletín 90 de la FIB, una respuesta genérica tensión-deslizamiento (τ_{b-s}) se caracteriza por una rama suavizada que termina en el deslizamiento último s_0 . Por lo que la longitud efectiva de adherencia es aquella necesaria para permitir un deslizamiento s_0 en el extremo cargado del refuerzo y se define como:

$$L_e = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_f t_f s_0}{8 G_f}} \quad (2.23)$$

Donde G_f es la energía de fractura:

$$G_f = \frac{\tau_{b1} s_0}{2} \quad (2.24)$$

y τ_{b1} es la tensión tangencial de adherencia ($\tau_{m\acute{a}x}$)

En general para cualquier relación τ_{b-s} , la energía de fractura depende de las propiedades del hormigón y del adhesivo y de las características de la superficie de hormigón. En particular, si el FRP ha sido instalado correctamente, el despegue ocurre en el hormigón y la energía de fractura puede expresarse en función de la tensión tangencial de adherencia τ_{b1} . Como esta depende de la resistencia de hormigón, la energía de fractura puede expresarse directamente como una función de la resistencia a tracción media del hormigón, f_{ctm} o de su resistencia media a compresión, f_{cm} :

$$G_f = k^2 k_f^2 f_{cm}^{2/3} \quad (2.25)$$

$$k_f = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b_c}}{1 + \frac{b_f}{b_c}}} \quad (2.26)$$

Por lo que la longitud efectiva de adherencia podrá estimarse a partir de la siguiente expresión:

$$L_e = \frac{\pi s_0}{k_b k} \sqrt{\frac{E_f t_f}{8 f_{cm}^{2/3}}} \quad (2.27)$$

Los valores para el coeficiente k pueden asumirse como 0.25 para el valor medio o 0.17 para el valor característico (5%) de la resistencia a compresión del

hormigón. Entonces la longitud efectiva de adherencia estimada a partir de la resistencia media del hormigón estará dada por:

$$L_e = \frac{\pi}{\beta_p} \sqrt{\frac{E_f t_f}{8 f_{cm}^{2/3}}} \quad (2.28)$$

Mientras que para una resistencia característica (5%):

$$L_e = \frac{0.25\pi}{0.17k_b} \sqrt{\frac{E_f t_f}{8 f_{cm}^{2/3}}} \approx 1.5 \frac{\pi}{\beta_p} \sqrt{\frac{E_f t_f}{8 f_{cm}^{2/3}}} \quad (2.29)$$

El boletín FIB 90 (2019) es la más reciente actualización de las diferentes guías de diseño de este sistema de refuerzo y plantea los siguientes enfoques:

Enfoque 1: Máxima resistencia al despegue en la zona de anclaje

La principal suposición de este enfoque es que el efecto predominante es el esfuerzo cortante en la interfaz, por lo que los esfuerzos normales pueden despreciarse.

La tensión máxima de tracción f_{fb} y la correspondiente fuerza de despegue en el FRP se obtienen con las siguientes expresiones:

$$f_{fb}(l_b) = \beta_1(l_b) \sqrt{\frac{2E_f G_f}{t_f}} \quad (2.30)$$

$$F_{fb}(l_b) = \beta_1(l_b) b_f \sqrt{2E_f t_f G_f} \quad (2.31)$$

Donde β_1 es un factor que depende de la longitud adherida y está dado por:

$$\beta_1 = \frac{l_b}{l_e} \left(2 - \frac{l_b}{l_e}\right) < 1 \quad \text{si} \quad l_b < l_e \quad (2.32)$$

Para esto se plantean dos alternativas diferentes de solución:

Solución con la relación bilineal tensión de adherencia-deslizamiento

Asumiendo el modelo de adherencia bilineal, la energía de fractura es:

$$G_f = \frac{\tau_{b1} s_0}{2} \quad (2.33)$$

Y la tensión máxima en el FRP en el momento de despegue será:

$$f_{fb}(l_b) = \beta_1(l_b) \sqrt{\frac{2E_f s_0 \tau_{b1}}{t_f}} \quad (2.34)$$

Solución basada en el enfoque diseño en base a resultados experimentales

Para el despegue en el extremo de la zona de anclaje, el valor medio, característico (5%) y el de diseño de la tensión de adherencia están dados por:

$$f_{fbm} = k_m k_f \beta_1 \sqrt{\frac{2E_f}{t_f} f_{cm}^{2/3}} \quad (2.35)$$

$$f_{fbk} = k_k k_f \beta_1 \sqrt{\frac{2E_f}{t_f} f_{cm}^{2/3}} \quad (2.36)$$

$$f_{fbd} = \frac{k_k}{\gamma_{fb}} k_f \beta_1 \sqrt{\frac{2E_f}{t_f} f_{cm}^{2/3}} \quad (2.37)$$

Donde $\gamma_{fb} = 1.5$, $k_m = 0.25$ y $k_k = 0.17$

Por lo tanto, la resistencia a tracción del FRP en el momento del despegue se puede calcular como:

$$F_{fbm} = b_f k_m k_f \beta_1 \sqrt{2E_f t_f f_{cm}^{2/3}} \quad (2.38)$$

Enfoque 2: Máxima resistencia al despegue en fisuras intermedias

Para prevenir el despegue entre fisuras intermedias se analizan 4 perspectivas diferentes:

- a) Una aproximación simplificada basada en la máxima deformación del FRP.
- b) Una aproximación más precisa basada en la transferencia de tensión de adherencia entre fisuras en elementos de hormigón.
- c) Una aproximación basada en la interacción flexión-cortante.
- d) Una aproximación basada en la transmisión de cortante entre el hormigón y el refuerzo externo de FRP.

Las dos primeras son consideradas como las alternativas principales y se desarrollan a continuación:

Aproximación basada en la deformación máxima admisible en el FRP

De acuerdo con esta aproximación, el momento flector máximo en elementos reforzados a flexión para el estado límite último se puede calcular asumiendo que en el FRP el esfuerzo de tracción no excede el valor frágil más bajo (5%) de la tensión de adherencia, $f_{bd,IC}$, obtenido por el correspondiente valor medio, $f_{bm,IC}$ aplicando las siguientes expresiones:

$$f_{fbm,IC} = k_{cr,m} \cdot f_{fbm} \quad (2.39)$$

$$f_{fbk,IC} = k_{cr,k} \cdot f_{fbk} \quad (2.40)$$

$$f_{fbd,IC} = \frac{f_{fbk,IC}}{\gamma_{fb}} \quad (2.41)$$

Donde los valores medio y característico de la tensión de adherencia, f_{bm} y f_{bk} se obtienen con las expresiones 2.36 y 2.36. Los coeficientes $k_{cr,m}$ y $k_{cr,k}$ se asumen como 2.1 y 1.8 respectivamente en caso de no existir valores específicos disponibles, y el factor de seguridad γ_{fb} puede asumirse igual a 1.5.

Entonces el valor de deformación de diseño para el FRP está dado por:

$$\varepsilon_{fbd,IC} = \frac{f_{fbd,IC}}{E_f} \quad (2.42)$$

Esta deformación límite en el FRP deberá adoptarse en secciones críticas del elemento reforzado, como por ejemplo la zona de máximo momento flector.

Transferencia de tensiones de adherencia entre fisuras en elementos de hormigón

En esta aproximación, la variación de tensiones en el FRP entre dos fisuras adyacentes $\Delta\sigma_f$ no debe exceder $\Delta\sigma_R$ que es el máximo incremento en la tensión de tracción que puede transmitirse por medio de la adherencia a lo largo del espaciamiento entre fisuras. El valor de $\Delta\sigma_R$ generalmente depende de la ley constitutiva de adherencia, de la distancia entre fisuras, s_r y del estado tensional en el FRP $\Delta\sigma_f$ bajo condiciones de carga última.

El análisis de refuerzo a flexión de elementos no pretensados puede simplificarse usando esfuerzos genéricos en el FRP. En esta aproximación, el

análisis de la transmisión de la fuerza de adherencia entre fisuras no es necesaria.

La tensión en el FRP en estado límite último se puede calcular como:

$$\sigma_{fd} = \min\{f_{fd,IC}, f_{fd}\}$$

Donde $f_{fd,IC}$ es la tensión de adherencia del FRP correspondiente al despegue por fisuración intermedia con $\beta_1 = 1$

$$f_{fd,IC} = \frac{k_{cr,k} k_k k_f \sqrt{\frac{2E_f}{t_f} f_{cm}^{2/3}}}{\gamma_{fb}} \quad (2.43)$$

$$\text{Donde } k_{cr,k} = 1.8, k_k = 0.17, \quad k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \geq 1 \quad (2.44)$$

Método más preciso

Este método comprende la verificación de la transmisión de tensiones de adherencia entre fisuras en los elementos. Para esta verificación, debe comprobarse que el incremento en la fuerza de tracción en el FRP ΔF_{fEd} es menor que su resistencia ΔF_{fRd} en cada elemento de hormigón comprendido entre fisuras:

$$\Delta F_{fEd} \leq \Delta F_{fRd} \quad (2.45)$$

El incremento de la fuerza de tracción en el FRP entre fisuras puede estimarse a partir de la diferencia entre las fuerzas de tracción en cada una de ellas:

$$\Delta F_{fEd} = \Delta F_{fEd}(x + s_r) - \Delta F_{fEd}(x) \quad (2.46)$$

Donde s_r es el espaciamiento entre fisuras. Una vez determinado este incremento, se puede realizar un análisis detallado o simplificado de la transmisión de tensiones entre elementos.

Además de las expresiones propuestas por las diferentes guías presentadas anteriormente, diferentes autores propusieron expresiones

propias para la estimación de la longitud efectiva de adherencia en refuerzos de FRP. La Tabla 2.5 a continuación presenta algunas de éstas:

Tabla 2.5. Expresiones propuestas por diferentes autores para estimar la longitud efectiva

Referencia	Longitud efectiva
<i>Holzenkaempfer (1994)</i>	$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2E_{ctm}}}$ <p>Donde E_{ctm} es el módulo de elasticidad del hormigón.</p>
<i>Faella et al. (2002)</i>	$L_e = s_u \sqrt{\frac{\pi^2 E_f t_f}{8G_f}}$ $s_u = 0.41 \frac{k_f}{\sqrt{f_{ctm}}}$ $G_f = 0.03 k_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}$
<i>Pellegrino et al. (2008)</i>	$L_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{c_2 f_{ctm}}} \leq 140 \text{ mm}$ $c_2 = 2.15$

2.7 Métodos de ensayo de adherencia

Al ser el fallo por despegue prematuro la principal limitación de los refuerzos de FRP, se han venido investigando los diferentes parámetros involucrados en el comportamiento de la interfaz FRP-soporte. Para esto existen en la literatura 4 configuraciones principales de ensayo que permiten estudiar la adherencia de la interfaz (Mukhtar y Faysal, 2018). A continuación, se presentan cada una de ellas junto a sus principales ventajas y desventajas:

2.7.1 Ensayo de corte simple

Los ensayos de corte representan el estado tensional más desfavorable en cuanto a esfuerzos rasantes en la interfaz FRP-soporte. Para el ensayo de corte simple, el soporte está sometido a fuerzas de tracción a través del FRP que se encuentra adherido a una de las caras del mismo.

La superficie del soporte se prepara, retirando en el caso del hormigón, la capa de mortero más débil utilizando técnicas de tratamiento de superficie como chorro de agua, chorro de arena o aguja mecánica (Toutanji y Ortiz, 2001; Mazzotti et al., 2009). Por lo general, una pequeña longitud del FRP en las proximidades al extremo cargado suele dejarse sin adherir para evitar posibles daños prematuros al refuerzo por giros en el soporte (McGuirk y Breña, 2012; Zhang y Smith, 2012). Por otra parte, la longitud adherida deberá ser al menos la longitud efectiva para desarrollar el potencial óptimo del FRP.

Durante el ensayo, se restringe el movimiento de la probeta con la ayuda de placas de acero y barras o pernos, dependiendo de la configuración utilizada. Finalmente, el tramo libre del FRP se introduce en las mordazas de la prensa donde se aplicará la carga, la cual por lo general suele estar controlada por el desplazamiento.

La figura 2.17 muestra la configuración de este tipo de ensayo

Figura 2.17. Ensayo de corte simple

2.7.2 Ensayo de corte doble

En esta configuración, la fuerza de tracción es aplicada simultáneamente en dos láminas de FRP adheridas en caras opuestas de dos bloques posicionados en serie. La preparación de la superficie y el procedimiento de instalación es el mismo que en los ensayos de corte simple. Una barra de acero se inserta parcialmente para facilitar la aplicación de la carga a lo largo de cada bloque de hormigón. Este método ha sido utilizado por diferentes autores como Cao et al.

(2007), Zheng et al.(2015), Raoof & Borunas (2017), entre otros. En su caso, Zhang et al. (2015), utilizaron moldes de acero especialmente fabricados para mantener la barra de acero correctamente alineada. Además, utilizaron una abrazadera de acero para garantizar que las láminas de FRP permanecieran en el mismo plano mientras se conectaban a los bloques de hormigón.

Eliminar completamente cualquier posible excentricidad en los ensayos de corte doble puede resultar difícil, particularmente en cargas cíclicas, que causan un momento de rotación y movimientos laterales que afectan el resultado de la prueba.

Otra configuración para este método de ensayo consiste en someter a los bloques de hormigón a una fuerza de empuje en lugar de a una fuerza de tracción (Carillo, 2012). Este empuje se genera al colocar y operar un gato hidráulico entre los bloques unidos con el FRP (Shadravan y Tehrani, 2017).

Figura 2.18. Configuración ensayo de corte doble

2.7.3 Ensayo tipo viga

En esta configuración la viga está reforzada en su cara inferior con FRP y es sometida a cargas de flexión. Este tipo de ensayo permite una mejor evaluación de las condiciones de fisuración del soporte comparado con los ensayos de corte, sin embargo, pueden presentar problemas relacionados con el factor de escala.

En algunas ocasiones pueden realizarse ensayos en escala real del elemento estructural, los cuales permiten evaluar además de la resistencia a despegue, la resistencia global de la viga y su modo de fallo.

Diferentes estudios sobre el comportamiento de la interfaz FRP-soporte han utilizado este método de ensayo con ligeras variaciones entre sí. Por ejemplo, Tatar y Hamilton (2016) usaron tres puntos de carga en lugar de la configuración más común de los cuatro puntos. Por su parte, Lorentizs et al. (2001), Pellegrino et al. (2008) y Silva y Biscaia (2008) usaron una bisagra metálica en el centro de vano para controlar la ubicación de las fisuras por flexión. Al contrario, Gartner et al.(2010), en lugar de utilizar la bisagra, realizaron un corte con sierra radial en el centro del vano antes de aplicar el refuerzo de FRP.

Figura 2.19 Ensayo tipo viga

2.7.4 Ensayo de tracción directa

La figura 2.20 muestra la configuración del ensayo de tracción directa. Se considera un método simplificado y útil para garantizar la calidad mientras se aplica el FRP (Mirmiran et al. 2004). El ensayo consiste en unir una placa de acero sobre el FRP que ya se encuentra adherido al soporte. Luego se realizan rozas alrededor del FRP adherido y se aplica una fuerza de tracción para intentar arrancar la placa del soporte.

La principal limitación de este método de ensayo es que la interfaz FRP-hormigón no está nunca sometida únicamente a tracción directa, por lo que se recomienda realizar ensayos complementarios (Mata y Atadero, 2013).

Figura 2.20. Ensayo de tracción directa

2.8 Sistemas de anclaje para refuerzos de FRP

Como se ha mencionado anteriormente, la principal limitación de los refuerzos de FRP adheridos externamente es su prematuro despegue del soporte, el cual impide el aprovechamiento total de las propiedades del material. Para prevenir y en lo posible retrasar este tipo de fallo, diversos investigadores han planteado alternativas de anclaje que buscan conseguir un mejor aprovechamiento del material y en algunos casos, mejorar la ductilidad de los elementos de hormigón reforzados con FRP.

Grelle y Sneed (2011) clasifican los sistemas de anclaje para refuerzo de FRP adheridos en tres grandes grupos de acuerdo con el objetivo para el cual sean empleados. Estos suelen utilizarse para cumplir uno o más de uno de los siguientes propósitos: a) prevenir o retrasar la propagación de fisuras, b) incrementar la capacidad de transmisión de tensiones, o c) proporcionar un mecanismo de transferencia de tensiones cuando no existe longitud adherida disponible más allá de la sección crítica.

En la figura 2.21 se presentan los anclajes mencionados, los cuales se clasifican en anclajes tipo I, anclajes tipo II y anclajes tipo III:

Figura 2.21 Clasificación de los sistemas de anclaje de acuerdo con Grelle y Sneed (2011)

Anclajes tipo I

Se utilizan para prevenir o retrasar la apertura de fisuras en la unión soporte-refuerzo o para evitar el fallo del soporte debido a fuerzas normales de tracción asociadas con determinados fallos por despegue como el despegue en el extremo del refuerzo o la separación del recubrimiento de hormigón. Son el tipo de anclaje más comúnmente utilizados en los extremos de los refuerzos de FRP adheridos externamente, incluso llegándose a utilizar distribuidos en todo el largo del refuerzo. Un ejemplo de este tipo de anclaje se muestra en la figura 2.21, donde el refuerzo a flexión del FRP está anclado en sus extremos para evitar cualquiera de los dos fallos mencionados anteriormente.

Anclajes tipo II

La función de este tipo de anclajes es mejorar la capacidad de transferencia de tensiones en la interfaz. Esto se consigue con un incremento del área de refuerzo, que permitirá una redistribución de las tensiones en una superficie mayor. Esta configuración suele utilizarse cuando la longitud adherida es menor que la longitud efectiva por las condiciones geométricas del elemento.

Anclajes tipo III

Representan una alternativa de transferencia de tensiones cuando no existe longitud adherida disponible más allá de la sección crítica. Esta condición suele presentarse cuando la sección crítica de diseño está ubicada en el extremo del refuerzo o cerca de un cambio brusco en la dirección en la fibra, tal es el caso de dos elementos estructurales ortogonales.

Este tipo de anclajes presentan una dificultad especial ya que el aporte del refuerzo está condicionado a su existencia, en caso de no contar con anclajes el incremento de resistencia proporcionado por la presencia del FRP algunas veces puede resultar despreciable (Grelle y Sneed, 2011).

Presentan características similares a los anclajes tipo I y II, sin embargo, debe observarse que las fuerzas de anclaje en los anclajes tipo III se transfieren más allá de la longitud adherida.

2.8.1 Sistemas de anclaje existentes para refuerzos de FRP

La búsqueda de alternativas de anclaje para refuerzos de FRP adheridos externamente ha incluido el estudio de anclajes de FRP, conocidos también como *spike anchors*, encamisados en U, anclajes en U, anclajes tipo parche, angulares atornillados, secciones huecas cilíndricas, entre otros. Cada uno de estos sistemas tiene determinadas características geométricas, limitaciones de instalación y un mecanismo propio de transferencia de tensiones.

2.8.1.1 Placas de anclaje

Placas metálicas o de FRP han sido utilizadas como una alternativa de anclaje para refuerzos de FRP adheridos externamente. Las configuraciones de uso pueden variar entre sí, pero en general consisten en placas simplemente adheridas o adheridas al refuerzo y atornilladas al soporte como se muestran en la figura 2.22.

Figura 2.22. Diferentes configuraciones de placas de anclaje (Fuente: Grelle y Sneed, 2013)

Este sistema de anclaje representa una combinación de los anclajes tipo I y tipo II, dependiendo de su instalación. La placa suele ir adherida al FRP por lo que los esfuerzos de corte se transfieren en la interfaz FRP-placa. Luego, la placa se encarga de transmitirlos al soporte a través del mecanismo de conexión que se haya utilizado, pudiendo ser a través de los tornillos o de la misma placa en la superficie adherida fuera del FRP.

A partir de sus resultados experimentales, Ceroni et al. (2008) concluyeron que el anclaje de refuerzos de FRP utilizando placas permite alcanzar mejores resistencias de adherencia comparado con anclajes U o con elementos reforzados sin anclar ensayados bajo las mismas condiciones. Por su parte, Ortega (2009) propuso una modificación a la configuración de las placas atornilladas prolongando el refuerzo para que rodee la placa e introduciendo una segunda placa sobre el tramo doblado para posteriormente fijar ambas con pernos como se muestra en la figura 2.22.

2.8.1.2 Angulares anclados

Surgieron como alternativa para encuentros perpendiculares en elementos reforzados con FRP (arranque de cimentación, encuentro de vigas en voladizo con pilares), o en su caso para el anclaje de refuerzos en vigas T. Los angulares suelen adherirse al FRP en la intersección de los elementos y atornillarse al soporte atravesando el refuerzo como se observa en la figura 2.23.

Figura 2.23 Angulares anclados

Por su facilidad de fabricación, los angulares fueron en un determinado momento considerados como una excelente alternativa de anclaje, sin embargo, este sistema presenta una serie de limitaciones entre las que se encuentran el riesgo de corrosión y la concentración de tensiones en la esquina del angular, la cual puede ocasionar un fallo prematuro del FRP.

Angulares atornillados han sido utilizados como anclajes tipo III por diferentes autores como Foo et al. (2001), Hall et al. (2002), Hiotakis (2004) entre otros. Hall et al. (2002) ensayaron refuerzos anclados con angulares atornillados, comprobando que los angulares con 90° en la esquina ocasionaban un fallo prematuro del FRP por concentración de tensiones. Como una alternativa, los autores fabricaron angulares con las esquinas redondeadas, obteniendo una mejora considerable tanto en la resistencia al despegue como en la ductilidad.

2.8.1.3 Anclajes para refuerzos de FRP a flexión

Para la presente investigación, los refuerzos de FRP a flexión y cortante son de principal importancia, ya que en ambos casos prevalece el fallo por despegue del refuerzo impidiendo su total aprovechamiento, convirtiéndose el uso de sistemas de anclajes en una necesidad.

Para el caso particular de refuerzos a flexión con FRP, Kalfat et al. (2013), agrupan en tres grandes categorías las alternativas de anclaje que se han estudiado hasta la fecha:

- Anclajes superficiales (anclajes en U y tipo parche)
- Anclajes metálicos con fijación mecánica
- Anclajes de FRP

A continuación, se presentan las características principales de estos tipos de anclajes, obtenidas en diferentes investigaciones existentes en la literatura.

2.8.1.3.1 Anclajes Superficiales

Anclaje con Parches

El anclaje con parches consiste en la aplicación de capas extras de FRP sobre el área adherida del refuerzo como se muestra en la figura 2.24. Pueden utilizarse láminas de tejido unidireccional o bidireccional. En su investigación Kalfat (2011), utiliza ambas alternativas para mejorar la adherencia entre el refuerzo de FRP y el hormigón, consiguiendo incrementos de hasta 165.9 % de la tensión de adherencia de refuerzos sin anclar.

La mejora conseguida con este tipo de anclajes se debe a una redistribución de las tensiones en la interfaz refuerzo-soporte, que, en vez de estar localizadas únicamente en el ancho del refuerzo, pasan a distribuirse en un área considerablemente mayor (Baggio, 2013).

Figura 2.24 Anclaje tipo parche

Encamisado en U

El encamisado en U consiste en la aplicación de tejido unidireccional o bidireccional en los extremos de los refuerzos a flexión con FRP adherido externamente, para retrasar o en lo posible eliminar el fallo por despegue iniciado en los extremos del refuerzo. Alternativamente, puede colocarse distribuido o continuo a lo largo de todo el elemento para evitar el despegue iniciado en cualquier otra zona que pueda resultar crítica.

La función principal del encamisado en U es proporcionar el confinamiento necesario para resistir los esfuerzos de despegue a tracción y la propagación de fisuras longitudinales próximas al refuerzo.

Khan & Ayub (2010), investigaron la influencia de la altura del anclaje, concluyendo que, para encamisados con alturas comprendidas entre 100 y 200 mm, la influencia de esta variable puede considerarse despreciable ya que ambas configuraciones presentaron la misma eficacia.

Por su parte, Al-Amery y Al-Mahaidi (2006) determinaron que el uso de camisas de fibra de carbono con un espaciamiento de 200 mm a lo largo de la viga reduce el deslizamiento entre el refuerzo de FRP y el soporte a la décima parte. En esta investigación, los encamisados en U permitieron un mejor aprovechamiento de las propiedades del material. Además, los resultados obtenidos demostraron un incremento en la resistencia a flexión de hasta 95% por la presencia de este tipo de anclajes.

Resultados incluso más prometedores se obtuvieron en diferentes investigaciones realizadas con encamisados en U inclinados, los cuales muestran que además de prevenir el despegue en el extremo del refuerzo, pueden cambiar el modo de fallo a rotura del FRP o agotamiento del hormigón.

Finalmente, los encamisados en U pretensados son una alternativa que ha sido estudiada por Pham y Al Mahaidi (2006) entre otros, demostrándose que la misma permite alcanzar un mayor nivel de confinamiento y mejorar la resistencia a corte del elemento comparada con los encamisados simplemente adheridos.

Entre sus principales ventajas destaca el hecho de que al ser fabricado con el mismo material del refuerzo elimina el riesgo de corrosión. Sin embargo, en algunos casos su instalación puede resultar problemática ya sea por la geometría del elemento a reforzar o por el acceso a sus caras laterales. Se

considera que los encamisados verticales presentan el comportamiento de un anclaje Tipo I, mientras que los inclinados representan una combinación de los anclajes tipo I y tipo II por la orientación de las fibras.

Figura 2.25. a) Encamisado en U vertical b) Encamisado en U inclinado

2.8.1.3.2 Anclajes metálicos con fijación metálica

Son una de las primeras alternativas estudiadas como anclaje para refuerzos de FRP (Sharif et al. 1994; Jensen et al. 1999). Se han realizado investigaciones en placas metálicas simplemente adheridas, placas metálicas adheridas y ancladas con sujetadores metálicos, y encamisados en U metálicos entre otros.

En las investigaciones realizadas por Garden and Hollaway (1998), Spadea et al. (1998), Duthinh y Starnes (2001) y Wu y Huang (2008) se ha demostrado que el uso de anclajes metálicos proporciona un aumento significativo en la resistencia de adherencia además de mejorar la ductilidad del elemento reforzado.

En la búsqueda de un sistema optimizado de anclaje, Wu y Huang (2008) probaron combinar los beneficios de los anclajes con sujeción mecánica con los de los anclajes en superficie adheridos externamente, derivando en el sistema híbrido de anclaje presentado en la figura 2.26. Los autores observaron un incremento de la resistencia de adherencia entre el 184.9 % y el 268.2 % en refuerzos con 4 y 6 capas de FRP ancladas, comparados con elementos reforzados con 2 capas de FRP sin anclar. Sin embargo, el uso de anclajes de

acero para refuerzos de FRP está limitado por factores como el coste, su poca practicidad y principalmente su durabilidad. La perforación del elemento para la instalación de varillas roscadas o anclajes expansivos, además de requerir tiempo, pueden dañar el refuerzo comprometiendo su eficacia.

Figura 2.26. Sistema híbrido de anclaje propuesto por Wu y Huang (2008).

2.8.1.3.3 Anclajes de FRP

Los anclajes de FRP conocidos también como *spike anchors*, son un mecanismo de anclaje mecánico para refuerzos superficiales. Suelen fabricarse manualmente a partir de tejidos de fibra enrollados o utilizando cordones de fibra. Por lo general están hechos a partir de fibra de carbono o de vidrio, utilizándose el mismo tipo de fibra tanto para el refuerzo como para el anclaje. Entre sus principales ventajas destacan su compatibilidad con el refuerzo y el soporte además de su flexibilidad de uso, pudiendo aplicarse en diferentes elementos y situaciones constructivas.

Como se muestra en la figura 2.27, los anclajes de FRP se encuentran formados por tres tramos principales: el tramo que va embebido en el soporte, conocido como *anchor dowel*, el tramo de doblado, y el tramo libre, el cual es el encargado de transferir las tensiones del refuerzo al soporte, expandiéndose en forma de abanico sobre el mismo (*anchor fan*). Dependiendo de la configuración de refuerzo utilizada, la disposición del tramo libre del anclaje podrá modificarse, quedando el abanico expandido entre dos o más capas de refuerzo.

Figura 2.27. Partes de un anclaje FRP (Fuente: Villanueva, 2017)

Las técnicas de instalación de los anclajes de FRP pueden clasificarse en instalación en fresco e instalación endurecida. La principal diferencia entre estos dos sistemas es el momento en el que se impregna el tramo del anclaje que será embebido respecto al momento de su instalación.

Özdemir (2005) y Eshwar et al. (2008) utilizaron anclajes endurecidos en sus investigaciones, buscando crear un tramo rígido que permitiera una fácil introducción del conector en la perforación, evitando así el doblado de las fibras. En esta técnica de instalación, la porción del anclaje que será embebida es impregnada con resina al menos 24 horas antes de su instalación. Para aumentar la rigidez de este tramo, y asegurar una adecuada orientación de las fibras, algunos autores utilizaron ejes metálicos o de silicona.

En el caso de los anclajes instalados en estado fresco, las fibras son impregnadas en el momento de su instalación. En el extremo del tramo embebido del anclaje suele utilizarse una brida, que mantiene unidas a las fibras y que con la ayuda de un alambre permitirá la introducción del anclaje en la perforación. Este sistema de instalación ha sido utilizado por autores como Orton et al. (2008) y Niemitz (2008) en sus investigaciones.

Hu (2011) identificó cuatro razones principales para la constante investigación sobre el funcionamiento de los anclajes de FRP, siendo estas: su facilidad de adaptación a cualquier elemento de hormigón, que al estar hecho del mismo material que el refuerzo (FRP) aseguran su compatibilidad con el mismo, el hecho de que esta técnica no introduce tensiones excesivas entre el anclaje y el refuerzo y finalmente, que los anclajes de FRP pueden ser instalados in situ en el mismo momento de la instalación del refuerzo.

2.9 Ensayos con conectores aislados

Para determinar los factores principales que influyen en el comportamiento de los anclajes se han realizado campañas experimentales con ensayos de arrancamiento por tracción directa (*pull-out*) y ensayos de corte en conectores aislados basándose en conocimientos relativos a anclajes químicos.

A continuación, se presentan algunas de estas campañas junto a sus conclusiones más relevantes:

Özdemir (2005)

En su campaña experimental, Özdemir (2005) utilizó anclajes fabricados manualmente a partir de tejido de fibra de carbono con tres anchos diferentes 80mm, 120mm y 160mm, los cuales fueron instalados en perforaciones con profundidades comprendidas entre 50 mm y 150 mm. Con el fin de conseguir una correcta orientación de las fibras e incrementar la rigidez del tramo embebido, el tejido previamente impregnado fue enrollado alrededor de dos varillas del mismo diámetro, una de acero y otra de silicona. La longitud del anclaje enrollada alrededor de la varilla de silicona (tramo embebido) fue ligeramente más larga que la profundidad embebida, para prevenir la formación de una sección menos resistente en la boquilla de la perforación donde puede existir concentración de tensiones.

La variación en la profundidad embebida permitió al autor observar la influencia de la resistencia del hormigón y de la profundidad embebida en soportes poco resistentes (10 MPa y 16 MPa) estableciendo que profundidades embebidas iguales o menores a 50 mm producen el fallo por cono de hormigón. Obteniendo, además, las mejores resistencias para una profundidad embebida de 100 mm.

Eshwar et al. (2008)

Por su parte, Eshwar et al. (2008), realizaron ensayos de arrancamiento en anclajes de fibra de vidrio fabricados manualmente. Para su fabricación agruparon aproximadamente el 70% del diámetro requerido de fibras de vidrio. La mitad de la longitud de las fibras fue cubierta con un plástico y cinta adhesiva, mientras que el tramo restante fue impregnado con resina. Las fibras impregnadas pasaron a través de una perforación circular de acero para obtener el diámetro deseado y se dejaron curar a temperatura ambiente durante 24-48 horas.

El principal parámetro estudiado por estos autores fue la influencia de la profundidad embebida, analizando el comportamiento de profundidades comprendidas entre los 25 y 50 mm. A partir de los resultados obtenidos, Eshwar et al. (2008) recomiendan utilizar anclajes de al menos 10 mm de diámetro instalados en perforaciones con profundidades embebidas iguales o mayores a 50 mm para evitar el fallo por cono de hormigón.

Ozbakkaloglu y Saatcioglu (2009)

Además de estudiar la influencia de la profundidad embebida y del diámetro del anclaje, Ozbakkaloglu y Saatcioglu (2009), consideraron la influencia del ángulo de la perforación respecto a la carga, aproximándose a un comportamiento a corte.

Ensayaron un total de 81 anclajes con diámetros de 12.7, 15.9 y 19.1 mm, instalados en perforaciones con profundidades entre 40 y 60 mm.

A partir de los resultados obtenidos, los autores afirman que los anclajes de FRP pueden diseñarse para resistir elevadas cargas de arrancamiento, por lo que pueden emplearse de manera efectiva para prevenir o retrasar la deslaminación de refuerzos de FRP adheridos externamente.

En sus resultados observaron que los anclajes de FRP permiten alcanzar tensiones de adherencia uniformes entre los 10 y los 15 MPa, dependiendo del diámetro del anclaje y de la profundidad embebida. La tensión de adherencia disminuye al incrementar el diámetro del anclaje debido al efecto de Poisson, ya que al someter a los anclajes a tensiones axiales el diámetro del anclaje disminuye, efecto que se acentúa con el incremento del diámetro del conector.

Con respecto a la inclinación de la perforación, los autores observaron que su influencia puede considerarse despreciable hasta los 15°, momento en el cual aumenta, provocando cambios en el modo de fallo y una disminución de las resistencias máximas obtenidas comparadas con profundidades embebidas iguales en perforaciones alineadas con la carga.

Finalmente, los autores resaltaron la importancia del procedimiento de fabricación e instalación de los conectores, cuya resistencia puede verse comprometida por una deficiente preparación de la perforación o problemas de ejecución durante su instalación.

Kim y Smith (2009, 2010)

Kim y Smith (2009) realizaron ensayos de arrancamiento con anclajes de FRP fabricados manualmente a partir de fibra de carbono. Para su fabricación, el tejido de dimensiones requeridas fue impregnado con resina epoxi y enrollado alrededor de una varilla de 3 mm de diámetro, la cual fue cortada en la mitad para asegurar que fuera el FRP el encargado de resistir las solicitaciones de tracción.

Estudiaron tres diámetros de anclajes diferentes (12, 14 y 16 mm), instalados en perforaciones con tres profundidades (20, 40 y 60 mm), observando que todos los anclajes con una profundidad embebida de 60 mm presentaron un fallo a tracción de las fibras, lo que les permitió concluir que para un hormigón de alrededor de 30 MPa de resistencia a compresión, y los diámetros ensayados, la profundidad embebida de 60 mm permite optimizar la resistencia de los anclajes a tracción pura.

Por otra parte, en base a los resultados de tres campañas experimentales, Kim y Smith (2010), realizaron un modelo calibrado empíricamente, el cual se basa en los modelos existentes para anclajes químicos (Cook, 1993). Este modelo parte de la carga teórica que produciría el fallo por rotura de cono, fallo mixto o la rotura del anclaje por tracción, y establece la carga máxima del anclaje como la menor de ellas.

$$N_{cc} = 9.68 \cdot h_{eff}^{1.5} \sqrt{f'c} \quad (2.47)$$

$$N_{cb} = 4.62 \cdot \pi \cdot d_0 \cdot h_{eff}, \quad f'c < 20MPa \quad (2.48)$$

$$N_{cb} = 9.07 \cdot \pi \cdot d_0 \cdot h_{eff}, \quad f'c \geq 20MPa \quad (2.49)$$

$$N_{ar} = 0.59 \cdot w_{FRP}^{1.5} \cdot t_{FRP} \cdot f_{FRP} \quad (2.50)$$

Donde:

h_{eff} es la profundidad embebida del anclaje

d_0 es el diámetro de la perforación

w_{FRP} - t_{FRP} son el ancho y espesor del tejido utilizado en la fabricación del anclaje

f_{FRP} es la capacidad nominal del anclaje

La figura 2.28 a continuación muestra las curvas de interacción del modelo propuesto por Kim y Smith (2010), para anclajes instalados en un soporte de resistencia media $f'_c=30$ MPa. Según el modelo propuesto por los autores, diámetros de perforación mayores a 18 mm producirían un fallo por rotura del cono de hormigón, y no un fallo mixto, independientemente de la profundidad embebida del conector. La cara superior del cubo representa el fallo por rotura de anclaje (AR), mientras que la rotura de cono (CC) y el fallo mixto (CB) se presentan como ramas descendentes. La diferencia del grosor en las líneas que representan estos fallos permite observar claramente el cambio de pendiente y curvatura respecto al primer tramo.

Figura 2.28. Estudio paramétrico del arranque (Fuente: Kim y Smith,2010)

Villanueva et al. (2017)

Partiendo de los datos existentes en la bibliografía, y con el objetivo de identificar las variables con mayor influencia en el comportamiento de anclajes de FRP, Villanueva et al. (2017) llevaron a cabo una campaña experimental en la que ensayaron a corte cordones de fibra de carbono embebidos en soportes de hormigón sin refuerzo adherido.

Las principales variables estudiadas por los autores incluyen: el diámetro de la perforación, la profundidad de la perforación y el ángulo de la perforación con respecto a la carga aplicada. Además, consideraron la influencia de las variables de ejecución e instalación de los conectores.

Los anclajes fueron fabricados a partir de cordón de fibra de carbono con un diámetro impregnado de 10 mm, e instalados en perforaciones de 16 y 20 mm de diámetro. Las profundidades embebidas estudiadas fueron: 50,75, 100 y 120 mm con inclinaciones de 90°, 120° y 135°.

Con relación a las variables de ejecución, se centraron en la preparación del soporte para reducir la concentración de tensiones en el tramo de doblado, por una parte, y en la fabricación e instalación de los anclajes por otra. Utilizaron dos técnicas de avellanado: avellanado con sierra radial y avellanado con una broca avellanadora diseñada y construida por los autores, las cuales fueron comparadas con una serie de control sin ningún tratamiento.

En lo que respecta a la fabricación e instalación de los anclajes, compararon dos técnicas diferentes. La primera consistió en la instalación en fresco de los conectores, donde las fibras fueron impregnadas inmediatamente antes de su introducción en la perforación y el sistema alternativo o endurecido, en el que el tramo de fibras a ser embebido fue impregnado al menos 24 horas antes de su instalación.

Como puede verse en la Figura 2.29 a), en base a los resultados obtenidos experimentalmente, los autores observaron un incremento prácticamente lineal de la resistencia con la profundidad embebida, sin apreciar diferencias significativas entre las dos técnicas de instalación utilizadas, considerando que ambas serían válidas.

La figura 2.29 b) presenta el impacto de la inclinación de la perforación respecto a la carga, donde los conectores con un ángulo de perforación de 135° son más eficientes en cuanto a la limitación de la concentración de tensiones por acodamiento en el tramo de doblado, presentando un incremento de 22% en la resistencia respecto a perforaciones a 90° .

Los mejores resultados se obtuvieron para el avellanado con sierra radial con un incremento de 24 % en la resistencia frente al 5 % obtenido con la broca avellanadora. Como puede verse en la Figura 2.29c). Sin embargo, el avellanado con broca presentó una menor dispersión en los resultados.

La influencia del diámetro de la perforación está relacionada con dos variables importantes: el ratio entre el diámetro del anclaje y el de la perforación, el cual condiciona el espesor de la resina entre el conector y el soporte, y la influencia del diámetro en el radio de doblado el cual está directamente relacionado con la concentración de tensiones por acodamiento. Como se observa en la figura 2.29 d), se obtuvieron resistencias máximas superiores en perforaciones de 20 mm de diámetro, observando, además que para diámetros menores (16 mm) existe una mayor influencia del avellanado en la resistencia de los conectores.

El tratamiento del filo de la perforación y el ángulo de inserción, fueron definidas como las principales variables relacionadas al modo de fallo de las probetas, ya que ambas presentan una influencia semejante en cuanto a la prevención de la concentración de tensiones por acodamiento. Con relación a la influencia en el modo de fallo de la profundidad embebida, los autores establecieron que profundidades iguales o menores a 50 mm resultan insuficientes para el correcto desarrollo de la adherencia de la resina a las paredes del soporte, ocasionando el deslizamiento del conector.

La Figura 2.29 a continuación presenta la influencia de las diferentes variables estudiadas por Villanueva (2017).

Figura 2.29. Influencia de diferentes variables estudiadas por Villanueva (2017) en la resistencia de los conectores

Como se ha podido observar, las conclusiones establecidas por los diferentes autores a partir de los resultados obtenidos en sus campañas experimentales permiten identificar a la profundidad embebida, el diámetro de la perforación y la inclinación de la misma, como las variables más influyentes en el comportamiento de anclajes de FRP (Villanueva et al. 2017b).

2.10 Ensayos con tejidos anclados

Entre las diferentes configuraciones de ensayo existentes en la literatura para estudiar la interacción entre el FRP y el soporte, el ensayo de corte simple es una de las más utilizadas debido a su simplicidad, repetitividad y a la facilidad que presenta en el manejo de probetas. Este ensayo representa las máximas tensiones para el mecanismo adherente en la interfaz refuerzo-soporte y la sollicitación pésima para los anclajes debido a la concentración de tensiones en el tramo de doblado, por lo que permite trabajar del lado de la seguridad obteniendo resultados conservadores.

Las campañas experimentales con refuerzos anclados, estudian principalmente la carga máxima resistida, el deslizamiento del refuerzo respecto al soporte y el modo de fallo que presentan las probetas. Cabe resaltar que el modo de fallo de los refuerzos anclados suele ser complejo, ya que se produce en varias etapas dependiendo de si la carga es resistida por el mecanismo adherente en el extremo cargado, por los anclajes o por una combinación de los anclajes y el tramo adherido detrás de ellos.

2.10.1 Tejidos simplemente anclados

A continuación, se presentan los resultados obtenidos en diferentes campañas experimentales en refuerzos anclados con un único anclaje. Las conclusiones más relevantes de esta literatura para el presente trabajo se presentan en los siguientes apartados.

Orton et al. (2008)

En su campaña experimental, Orton et al. (2008) evalúan la influencia de diferentes parámetros como el diámetro del anclaje, la profundidad embebida, el tipo de material utilizado en la fabricación del anclaje y el ángulo de inserción. Para esto utiliza dos tejidos de fibra de carbono con propiedades diferentes con los cuales fabrica los anclajes manualmente.

Los anclajes fueron instalados en estado fresco, saturando las fibras en el momento de su instalación. Estudiaron dos profundidades embebidas: 130 y 150 mm, consideradas suficientes para asegurar que al menos 5 cm del anclaje estén dentro de la primera capa de refuerzo. Los anclajes fueron fabricados a partir de tejidos con 4 anchos diferentes, consiguiendo anclajes con diámetros de 10, 13, 14 y 16 mm.

El principal modo de fallo observado por los autores es la rotura de las fibras a tracción, lo que no siempre significa el aprovechamiento total de las mismas, sino que puede ocurrir de manera prematura por distintas causas, como el acodamiento.

Dentro de sus conclusiones principales Orton et al. (2008) establecen que la sección del anclaje deberá ser al menos dos veces mayor que la sección transversal del tejido. Además, recomiendan que la profundidad embebida de los anclajes sea suficiente para permitir que al menos 50 milímetros de este estén dentro del núcleo de hormigón. Finalmente, sugieren un tratamiento del borde de la perforación que permita conseguir un radio de doblado igual o mayor a cuatro veces el diámetro del anclaje para evitar el fallo prematuro por rotura del anclaje en el tramo de doblado debido a la concentración de tensiones en este punto (lo que no siempre es posible en las diferentes situaciones constructivas).

Niemitz (2008)

En su campaña experimental, Niemitz (2008) emplea anclajes de tejido unidireccional de fibra de carbono fabricados manualmente a partir de tejidos con tres anchos diferentes, lo que deriva en anclajes con diámetros de 6.4, 13 y 19 mm. Se estudian dos longitudes de anclaje diferentes, lo que le permite variar la profundidad embebida y la longitud del abanico de expansión.

Realizó ensayos de corte simple en tejido anclado, observando que los principales modos de fallo se debieron al deslizamiento de los anclajes o a la rotura de las fibras en el tramo de doblado.

En base a los resultados obtenidos, el autor establece que el diámetro del anclaje se relaciona directamente con la fuerza que se transfiere de la lámina de FRP al hormigón, afirmando que el ángulo de expansión del abanico determina el ancho de tejido que el conector puede anclar. Esto lleva a la recomendación de que, para lograr la máxima eficacia de los anclajes, el abanico deberá cubrir el ancho total del refuerzo. Cuando un solo anclaje resulte insuficiente podrá optarse por el uso de anclajes múltiples.

Eshwar et al. (2008)

En su campaña experimental, Eshwar et al. (2008) ensayaron a corte doble refuerzos de FRP adheridos y anclados con anclajes de fibra de vidrio de 10 mm de diámetro fabricados manualmente e instalados en estado endurecido. El

tramo libre del anclaje se expandió sobre el refuerzo en forma circular y una segunda capa de refuerzo fue instalada sobre el mismo.

El modo de fallo observado por los autores en los refuerzos anclados con un único conector corresponde a un fallo frágil, que inicia con el despegue del refuerzo seguido de la rotura del anclaje en el tramo de doblado. La presencia de un único anclaje ocasionó un incremento en la resistencia del 25 % comparado con las series de control (sin anclar) ensayadas.

A partir de los resultados obtenidos, Eshwar et al. (2008) recomiendan utilizar un anclaje con un diámetro mínimo de 10 mm e instalarlo en perforaciones de al menos 50 mm de profundidad cuando se instalan en soportes de hormigón.

Zhang et al. (2012)

Zhang et al. realizaron ensayos de corte simple en refuerzos de FRP adheridos y anclados para estudiar principalmente la influencia de: el tipo de fibra (carbono o vidrio), el contenido de fibra del anclaje (fabricados con tejidos de 134, 200 y 259 mm de ancho) y la influencia del método de fabricación e instalación del anclaje (en estado fresco o endurecido).

Los anclajes fueron instalados en bloques de hormigón con tres capas de refuerzo de 50 mm de ancho y 250 mm de longitud adherida. Los conectores se ubicaron a 75 mm del extremo cargado, dejando una longitud adherida detrás del anclaje de 175 mm la cual es mayor que la longitud efectiva para esa configuración de ensayo obtenida por los autores de acuerdo con el modelo de Chen y Teng (2001). Por otra parte, la profundidad embebida y el diámetro de la perforación se mantuvieron constantes siendo 40 mm y 14 mm respectivamente.

Un análisis a las resistencias máximas obtenidas en los ensayos permite a los autores establecer que los anclajes fabricados a partir de fibra de carbono presentan un mejor comportamiento que los anclajes de fibra de vidrio, el cual es atribuido principalmente a su mayor resistencia y mayor módulo de elasticidad.

Contrariamente a lo esperado, los anclajes fabricados con un mayor contenido de fibra no son los que presentan el mejor comportamiento, resistiendo cargas máximas menores que otras configuraciones estudiadas. Sin embargo, este tipo de anclaje obtuvo las mejores resistencias post-pico. Los

deslizamientos correspondientes a la carga máxima son muy similares para los diferentes anclajes estudiados tanto para anclajes instalados en fresco como endurecidos. En cambio, los deslizamientos máximos fueron mayores en los anclajes instalados en fresco gracias a su mayor facilidad de deformación especialmente en la zona de doblado.

En general, los resultados obtenidos con anclajes instalados en fresco son mejores que los correspondientes a anclajes instalados endurecidos alcanzando mejores resistencias y permitiendo mayores deslizamientos previos al fallo.

La figura 2.30 a continuación presenta una propuesta genérica de Zhang et al. (2012) para representar la respuesta carga-deslizamiento de refuerzos anclados y refuerzos sin anclar, que servirá de base para el desarrollo de un modelo de carga-deslizamiento.

El tramo lineal A-B de la curva presenta una pendiente similar a la de los refuerzos sin anclar, siendo en algunos casos ligeramente más rígida debido a la presencia de anclajes y a que el refuerzo se ve rigidizado por el abanico del anclaje, con una mayor cuantía de fibras en esa zona. El cambio de pendiente en el punto B se debe al despegue del refuerzo, el cual inicia en el extremo cargado y se propaga hacia el extremo libre. El inicio del despegue ocurre en cargas (P_{db}) similares a las de los refuerzos sin anclar, pero a un deslizamiento S_{db} menor.

En el tramo B-C se puede evidenciar la contribución del anclaje el cual ha sido puesto en carga cuando la propagación de las fisuras de despegue ha alcanzado su ubicación. La resistencia del refuerzo anclado se debe a la combinación de la resistencia de adherencia proporcionada por el tramo de FRP que permanece adherido al soporte, la resistencia y rigidez del anclaje y a la fricción entre el tramo del refuerzo que ya se ha despegado y el soporte.

El punto C corresponde al despegue total del FRP, para este momento el anclaje permanece intacto. La carga y el deslizamiento en este punto ($P_{máx1}, S_{máx1}$) son considerablemente mayores que los correspondientes en refuerzos sin anclar. En las series de control, la carga permanece aproximadamente constante una vez que se ha iniciado el despegue debido a que la longitud adherida es considerablemente superior a la efectiva, en la figura 2.30 este comportamiento se observa en la línea B-B`.

El tramo C-D representa el deslizamiento del refuerzo que puede deberse a dos razones principales: el movimiento del refuerzo debido al despegue

completo o al acortamiento elástico del refuerzo ocasionado por la liberación repentina de carga al despegar por completo.

La región D-E corresponde al incremento de resistencia de adherencia proporcionado por la fricción entre el refuerzo y el soporte una vez despegado el refuerzo, y al aporte de resistencia debido a la presencia del conector. El efecto de sujeción proporcionado por el anclaje permitió que el refuerzo permaneciera en contacto con el soporte.

De acuerdo a los autores, la carga máxima y el deslizamiento después del despegue ($P_{máx2}, S_{máx2}$), depende de la cantidad de fibra utilizada en la fabricación del anclaje y del método de fabricación e instalación de los mismos.

Finalmente, el tramo comprendido entre E-F depende del modo de fallo del refuerzo anclado. Observándose una brusca reducción de carga ante la rotura del anclaje, mientras que cuando se produce el arrancamiento del conector, la disminución de la carga es más gradual.

Fig. 15. Generic load-slip responses for unanchored and anchored joints.

Figura 2.30. Curva genérica carga-deslizamiento para refuerzos anclados y sin anclar. (Fuente: Zhang et al. 2012)

Zhang y Smith (2012)

Zhang y Smith (2012) dedicaron una campaña experimental a estudiar la variación de la resistencia en función del ángulo de inclinación de la perforación respecto a la superficie del soporte y la influencia de la disposición del tramo

libre del anclaje. Para esto llevaron a cabo ensayos de corte simple en refuerzos de tres capas de FRP con 50 mm de ancho y 250 mm de longitud adherida en bloques de hormigón con una resistencia a compresión de 51 MPa.

Para estudiar la influencia de la disposición del tramo libre del anclaje los conectores fueron instalados en forma de abanico orientado en la dirección de la carga, en forma de abanico orientado en dirección contraria a la carga, y en *bow-tie* (es decir, con dos abanicos simétricos alineados con la carga predominante). En todos los casos con un ángulo de expansión de 60° y una longitud libre igual al ancho del refuerzo. Además, estudiaron 8 ángulos de inclinación diferentes, comprendidos entre los 45° y los 157.5° ya que los ángulos fuera de estos límites resultan muy difíciles de ejecutar en los soportes.

En los resultados obtenidos se observó que los anclajes con el abanico expandido en dirección de la carga funcionan en gran medida de manera similar a los anclajes *bow-tie*, estando estos últimos fabricados con el doble de fibra. Sin embargo, la configuración *bow-tie* de los anclajes permite deslizamientos mayores entre el FRP y el soporte antes del fallo. En relación a la influencia del ángulo de inclinación de la perforación, se observó un incremento de la resistencia con el incremento del ángulo, alcanzándose resistencias de 160% de las obtenidas en la serie de control.

La existencia de una relación lineal simple entre el ángulo de la perforación y el incremento de la resistencia de adherencia en el refuerzo se estableció de acuerdo con la siguiente expresión obtenida empíricamente por los autores:

$$k = 2.34 \left(\frac{\beta_{anc}}{2\pi} \right) - 0.33 \quad (2.51)$$

Donde k es el incremento de resistencia ocasionado por la presencia de un anclaje y β_{anc} es el ángulo de inclinación de la perforación.

Cabe resaltar que la expresión propuesta por los autores es únicamente aplicable para ángulos comprendidos entre: $0.25 \leq \frac{\beta_{anc}}{2\pi} \leq 0.88$.

Zhang (2013)

Zhang realizó diferentes campañas experimentales con refuerzos anclados para establecer la influencia de: el tipo de anclaje, la disposición del tramo libre del anclaje, la posición del anclaje, la longitud adherida detrás del anclaje, la

longitud adherida del refuerzo, el ancho del refuerzo y el espesor y módulo de elasticidad del refuerzo. Los resultados de muchas de estas campañas ya han sido presentados en los apartados anteriores, al haber sido publicados previamente, por lo que a continuación se presentan las principales conclusiones de las campañas que hasta ahora no han sido presentadas.

En sus diferentes campañas, Zhang (2013) utilizó anclajes fabricados manualmente a partir de tejido de fibra enrollado para anclar refuerzos de 50 mm de ancho y 250 mm de longitud adherida (con excepción de las series cuyo objetivo fue determinar la influencia de estas variables).

Influencia del tipo de anclaje

Para estudiar el tipo de anclaje las variables consideradas fueron: el material de fabricación, el contenido de fibra y el método de fabricación. De sus resultados Zhang (2013) concluye que los anclajes fabricados a partir de tejidos de fibra de carbono presentan un mejor comportamiento que los anclajes fabricados a partir de anclajes de fibra de vidrio en los dos sistemas de fabricación de anclajes propuestos. Por otra parte, incrementar el contenido de fibra de 200 mm a 260 mm no ocasiona mejoras en la resistencia del refuerzo anclado, por lo que no se considera un parámetro decisivo en el comportamiento del conjunto. Finalmente, la comparación entre anclajes instalados en estado fresco y anclajes endurecidos muestra que los anclajes endurecidos presentan una resistencia ligeramente mayor, mientras que los anclajes instalados en fresco permiten resistir deslizamientos mayores después del despegue.

Influencia de la posición del anclaje

De acuerdo con los resultados obtenidos en las series con anclajes instalados en diferentes posiciones, Zhang (2013) observó que ubicar el anclaje más próximo al extremo cargado del refuerzo permite conseguir mejores resistencias de adherencia. Por el contrario, ubicar el anclaje próximo al extremo libre produce una disminución de la misma. De igual manera, incrementar la longitud adherida detrás del anclaje permitiría alcanzar mejores resistencias.

Influencia de la longitud adherida y la longitud adherida detrás del anclaje

Los resultados obtenidos en esta serie muestran que, sin importar la longitud adherida delante del anclaje, los refuerzos con iguales longitudes

adheridas detrás del mismo alcanzarán resistencias similares. Los peores resultados fueron obtenidos en las configuraciones con menores longitudes adheridas detrás del anclaje, verificándose una vez más que el incremento de la longitud adherida detrás del anclaje produce un incremento en la resistencia del refuerzo anclado. Sin embargo, este incremento en la resistencia con el incremento de la longitud adherida detrás del anclaje parece estar limitado (en el caso de Zhang (2013) se observó el límite de mejora para 200 mm).

Influencia del ancho del refuerzo

El incremento de resistencia ocasionado por la presencia de un anclaje se reduce a medida que se incrementa el ancho del refuerzo, obteniendo los mejores resultados para refuerzos de 50 mm de ancho. Ante esta situación, Zhang (2013) sugiere el uso de anclajes múltiples distribuidos transversalmente en el ancho del refuerzo, tanto para mejorar la eficiencia en el uso de las propiedades del material como para mantener el comportamiento post pico observado en refuerzos anclados.

Influencia del espesor y el módulo elástico del refuerzo

Tanto el espesor del refuerzo como el módulo elástico del mismo resultaron ser variables con poca influencia en la resistencia de los refuerzos anclados ya que el incremento en el número de capas utilizado como refuerzo no derivó en un incremento significativo de la resistencia de adherencia. La principal observación relacionada a estos dos parámetros es que refuerzos más delgados (con menor número de capas) podrían resultar más eficientes en términos de deformación.

Villanueva (2017)

Villanueva (2017) aplicó las conclusiones obtenidas en su campaña experimental realizada en cordones aislados para el estudio del comportamiento de tejido anclados a través de ensayos de corte simple. Para esto utilizó anclajes de cordón de fibra de carbono con un diámetro de 10 mm instalados en perforaciones de 20 mm de diámetro, con 100 mm de profundidad y una inclinación de 135°. Los anclajes fueron instalados en estado fresco y realizó un suavizado del borde de la perforación con sierra radial. Consideró también tres disposiciones para el tramo libre del anclaje: expandido sobre el refuerzo, entre dos capas de refuerzo y con las fibras del tramo libre embebidas en rozas radiales. Construyó además refuerzos simplemente adheridos con el

mismo ancho (150 mm) y longitud adherida (260 mm) que los refuerzos anclados para usarlos como referencia y a partir de estos determinar el aporte de los anclajes en la resistencia del conjunto.

Los modos de fallo observados en la campaña experimental fueron clasificados como: despegue del refuerzo, rotura del refuerzo a tracción, aplastamiento o fallo a tracción puntual del soporte y rotura del anclaje.

Los resultados obtenidos permitieron a Villanueva (2017) afirmar que tanto la configuración del anclaje como su posición respecto al refuerzo están relacionados con el modo de fallo y la carga máxima de refuerzos anclados. Los peores resultados fueron los obtenidos en las probetas con el anclaje embebido en rozas radiales, ya que el anclaje no consiguió evitar el despegue del refuerzo, exhibiendo una resistencia de 124% la de la serie de control, mientras que los anclajes expandidos entre dos capas de refuerzo permitieron alcanzar cargas máximas de 141% la resistencia de adherencia. El mejor comportamiento de esta configuración puede atribuirse a una mejor interacción entre las fibras del anclaje y las del tejido, y porque esta disposición refuerza la zona debilitada del laminado en el punto de inserción del conector.

Con respecto a la respuesta carga-deslizamiento, Villanueva (2017) observó que tanto los tejidos anclados como los simplemente adheridos presentaron una primera rama prácticamente lineal previa al despegue. La máxima carga alcanzada antes del despegue seguida de un descenso de la carga máxima como consecuencia de la pérdida de transferencia de tensiones en la interfaz y del deterioro del comportamiento en conjunto del refuerzo y el soporte. Tras el despegue del refuerzo (que puede ser parcial o total como en la mayoría de los casos), se observó una resistencia post-pico ocasionada por la presencia de anclajes, la cual supuso un incremento de la carga máxima respecto al mecanismo adherente (principalmente en la serie con los anclajes expandidos entre dos capas de refuerzo).

Villanueva (2017) comparó el modelo genérico de Zhang et al. (2012) con la respuesta generalizada de sus probetas de la serie de control y de la serie con los abanicos del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo; concluyendo que esta configuración permite alcanzar una carga post-pico superior a la de despegue como puede observarse en la figura 2.31.

Figura 2.31. Comparación de la respuesta carga-deslizamiento según el modelo de Zhang et al. (2012) y los resultados experimentales obtenidos por Villanueva (2017) (Fuente Villanueva, 2017)

En la Figura 2.31 se presentan en gris las curvas genéricas propuestas por Zhang et al. (2012) y en naranja las tendencias observadas por Villanueva (2017) en la serie con el tramo libre del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo. El punto de inflexión a partir del cual pueden observarse mayores diferencias es el valor pico $P_{máx1}$, ya que en el modelo de referencia la resistencia post-pico del anclaje es sustancialmente menor que $P_{máx1}$, mientras que en los resultados experimentales obtenidos por Villanueva se observó un crecimiento de la resistencia de hasta 17% tras la caída provocada por el inicio del despegue.

La autora asume como posible explicación a este fenómeno el hecho de que los anclajes ensayados por Zhang et al. (2012) no tenían una configuración optimizada (profundidad embebida, ángulo de inserción), lo que pudo provocar que su resistencia unitaria sea bastante menor que la de adherencia del laminado.

Finalmente, Villanueva et al. (2017a) propusieron un modelo empírico de cálculo para la resistencia unitaria del anclaje el cual incorpora dos comportamientos principales, adherente y de acodalamiento, y un máximo, la resistencia a tracción. El comportamiento adherente, correspondiente al fallo mixto adherente, fue denominado P_{mix} . Estando el valor de P_{mix} determinado por la geometría de la perforación y la resistencia del soporte. Por su parte, y de acuerdo con las expresiones existentes para refuerzos internos con doblado, el comportamiento de acodalamiento se identifica como $P_{dob}/P_{últ}$, el cual

representa la reducción de la resistencia a tracción del conector por concentración de tensiones en el tramo de doblado.

La figura 2.32 a continuación muestra la forma general del modelo propuesto por Villanueva (2017), el cual está conformado por tres ramas de comportamiento que conforman una envolvente de rotura. Esta envolvente será distinta en función de los parámetros considerados. Para anclajes instalados a 180° , el modelo quedaría simplificado a dos ramas, una adherente y otra de tracción.

Figura 2.32 Forma general del modelo propuesto por Villanueva (2017) para conectores aislados

Las conclusiones establecidas por los diferentes autores permiten identificar las variables más influyentes en el comportamiento de tejidos anclados con anclajes de FRP. Por una parte, están las relacionadas con el anclaje, entre las que se encuentran su diámetro y el diámetro, la profundidad y la inclinación de la perforación. En el caso del conjunto tejido-anclaje se deben considerar, además, la posición del tramo libre del anclaje con respecto al refuerzo, la configuración del tramo libre (ángulo y longitud del abanico), la longitud adherida y la posición del anclaje respecto al extremo cargado.

2.10.2 Tejidos con anclajes múltiples

El diseño de los anclajes de FRP debe ajustarse a las necesidades de los elementos reforzados, por lo que no es posible determinar si es preferible usar un solo anclaje o varios anclajes. Se requerirán múltiples anclajes cuando la resistencia unitaria del conector sea insuficiente para mejorar adecuadamente la tensión de adherencia del refuerzo.

Se han realizado diferentes investigaciones relacionadas al uso de múltiples anclajes de FRP en refuerzos externamente adheridos para retrasar o eliminar el despegue. Los resultados de estos autores mostraron que la influencia de los anclajes múltiples en términos de resistencia y ductilidad en refuerzos anclados dependen principalmente de la distribución y la alineación, el espaciado transversal y longitudinal.

En la bibliografía se pueden encontrar tres disposiciones diferentes: longitudinal, estudiada por Zhang y Smith (2012) y Ozbakkaloglu et al. (2017); transversal, contemplada en las investigaciones de Niemitz (2008), Niemitz et al. (2010), McGuirk y Breña (2012), Ozbakkaloglu et al. (2017) y Villanueva et al. (2017c); y al tresbolillo, configuración estudiada por Anil & Belgin (2010).

A continuación, se presenta un desarrollo cronológico de las diferentes campañas experimentales realizadas con anclajes múltiples de FRP junto a los principales resultados y conclusiones obtenidos en cada una de ellas:

Niemitz (2008)- Niemitz et al. 2010

En diferentes campañas experimentales, Niemitz et al. (2010) estudiaron el comportamiento de refuerzos de FRP adheridos y anclados con múltiples anclajes fabricados a partir del mismo tejido del refuerzo. Utilizaron bloques de hormigón con resistencia a compresión de 28 MPa, y refuerzos con anchos de 127 y 254 mm, variando la longitud del FRP entre 508 y 889 mm, llegando incluso a ensayar refuerzos anclados sin adherir. Los anclajes de 13 y 19 mm de diámetro fueron instalados en perforaciones con 51 mm de profundidad.

Los autores observaron que la fuerza transferida a los anclajes de FRP es proporcional al abanico del anclaje y al espesor del FRP. Anclajes con abanicos más amplios cubren un ancho mayor de refuerzo sometiendo a los conectores a mayores solicitaciones. En los casos en los que los conectores resistieron cargas elevadas, el FRP presentó mayores deslizamientos. Además, la fuerza transferida al anclaje es influida por la resistencia de la interfaz refuerzo-abanico del anclaje, para refuerzos de mayor espesor (mayor número de capas) la demanda en esta interfaz será mayor para un determinado ancho de refuerzo.

Por otra parte, el diámetro del anclaje deberá determinarse tomando en cuenta las dimensiones del abanico necesarias para cubrir todo el ancho del refuerzo. Según sus resultados, los anclajes con longitudes de abanico menores presentaron un mejor comportamiento, ya que la transferencia de tensiones se

produce en una menor longitud del laminado lo que representa una relación fuerza-deslizamiento más rígida.

Como se ha visto en el apartado 2.4.2, y de acuerdo con las afirmaciones de Subramaniam et al. (2007), las deformaciones en la sección transversal de un refuerzo de FRP simplemente adherido, se distribuyen de una forma prácticamente simétrica a nivel seccional, con un máximo en el centro de lámina. Sin embargo, la presencia de anclajes produce un cambio en esta distribución al procurar diferente rigidez y resistencia en el ancho de lámina. Las figuras 2.33 a) y b) a continuación presentan la distribución de deformaciones a nivel seccional en el frente de la línea de anclajes para dos probetas con un único y con dos anclajes, ensayadas por Niemitz (2008).

Figura 2.33. Distribución de deformaciones en el frente de anclaje para refuerzos a) con un único anclaje, b) para refuerzos con dos anclajes. (Fuente: Niemitz 2008)

Se observa que la deformación máxima se encuentra en torno al punto de introducción de los anclajes. Por lo que se considera que la contribución de los mismos es nula en los puntos exteriores al abanico de expansión, debiendo

utilizarse abanicos al menos tangentes para evitar que el inicio del despegue se produzca en estos puntos.

Ozbakkaloglu et al. (2017)

En su campaña experimental Ozbakkaloglu et al. (2017) realizaron ensayos de corte simple en refuerzos de fibra de carbono simplemente adheridos y adheridos y anclados a soportes de hormigón con una resistencia a compresión de 49.6 MPa. Utilizaron refuerzos con 100 mm de ancho y 270 mm de longitud adherida, anclados con conectores de 11 mm de diámetro fabricados manualmente a partir de tejido de fibra enrollado, los cuales fueron instalados en perforaciones con 40 y 60 mm de profundidad.

Los autores estudiaron la influencia del número de anclajes, ensayando probetas con un único, con dos y con cuatro anclajes. Además, en el caso de anclajes múltiples estos fueron distribuidos longitudinal y transversalmente en tres regiones diferentes del refuerzo como puede verse en la figura 2.34 buscando establecer en qué medida afecta la distribución de los conectores a la resistencia de los refuerzos anclados.

Figura 2.34. Ubicación y distribución de anclajes estudiada por Ozbakkaloglu et al. (2017)

En las probetas con un único anclaje, los autores observaron 3 modos de fallo compuestos por dos etapas: en todos los modos de fallo la primera etapa corresponde al despegue del refuerzo y la segunda a la rotura del refuerzo, rotura del anclaje en el tramo de doblado o al arrancamiento del anclaje. Para los anclajes múltiples observaron principalmente la rotura de ambos anclajes, el arrancamiento de los anclajes y en algunos casos combinaciones de estos modos, es decir, rotura de uno de los anclajes y arrancamiento del otro.

Los resultados obtenidos permitieron a Ozbakkaloglu et al. (2017) observar que las cargas máximas $P_{máx1}$, $P_{máx2}$, la ductilidad y las deformaciones

longitudinales máximas en el FRP incrementan con la presencia de anclajes y con el número y la profundidad embebida de los mismos. Para los refuerzos anclados con un único conector observaron una disminución de la resistencia al incrementar la distancia entre el anclaje y el extremo cargado. De igual manera, en el caso de anclajes dobles distribuidos longitudinalmente, incrementar la distancia entre el primer y segundo anclaje produce una reducción en la resistencia total del conjunto.

Para el caso de anclajes dobles distribuidos transversalmente observaron el mismo comportamiento, es decir, una reducción de la resistencia con el incremento de la distancia entre los anclajes y el extremo cargado. Para anclajes dobles las cargas máximas $P_{máx1}$, y $P_{máx2}$ fueron muy similares en ambas distribuciones (longitudinal y transversal); sin embargo, la distribución longitudinal de los conectores permitió alcanzar mayores deformaciones longitudinales y modos de fallo más dúctiles. Finalmente, observaron que, para el caso de 4 anclajes, la ductilidad del sistema se ve menos afectada por la distribución de los mismos.

McGuirk & Breña (2013)

McGuirk y Breña (2013) realizaron ensayos de corte simple en refuerzos de fibra de carbono adheridos y anclados en soportes de hormigón para estudiar la influencia del espaciamiento entre anclajes, la longitud adherida detrás del anclaje y el uso de una o múltiples capas de tejido.

Los anclajes de 13 mm de diámetro fueron fabricados manualmente por los autores e instalados en perforaciones de 51 mm de profundidad en refuerzos de 127 mm de ancho con longitudes adheridas entre 0 y 610 mm. Estudiaron diferentes configuraciones, utilizando una y dos filas de conectores distribuidos transversalmente en el ancho del refuerzo. Además, ensayaron una serie de refuerzos simplemente adheridos para utilizarla como referencia para determinar el aporte de los anclajes en la resistencia de los refuerzos anclados.

A partir de los resultados experimentales, McGuirk y Breña (2013) concluyeron que el uso de anclajes permite alcanzar resistencias de más del doble de la resistencia de adherencia. Incrementando el aprovechamiento del material del 35% alcanzando en refuerzos simplemente adheridos hasta un 88% en refuerzos anclados con dos filas de dos anclajes.

Además de incrementar la resistencia, los anclajes permitieron deslizamientos mayores del refuerzo antes del fallo. Una vez iniciado el despegue, este se propaga hacia el extremo libre presentando señales de daño antes del fallo, cosa que no ocurre en refuerzos simplemente adheridos, los cuales presentan un fallo frágil y repentino. En todos los refuerzos anclados los autores observaron un incremento significativo de carga después del inicio del despegue el cual se atribuye a la elevada resistencia de los anclajes.

Las series con dos filas de dos anclajes alcanzaron resistencias considerablemente mayores que las ancladas con una única fila de conectores. Además, las deformaciones detrás del anclaje fueron menores en esta serie.

Tanto experimentalmente como a través de un modelo de elementos finitos los autores demostraron que existe una distribución compleja de deformaciones en refuerzos simplemente adheridos y en refuerzos adheridos y anclados. En el caso de refuerzos anclados, observaron mayores deformaciones delante de los conectores alineadas con estos.

Finalmente, en el caso de las dos filas de anclajes, los autores recomendaron ubicar los mismos en la zona efectiva de transferencia de tensiones (dentro de la longitud efectiva) para asegurar que ambas filas trabajen simultáneamente, ya que observaron que cuando la segunda fila se encuentra muy alejada de la longitud efectiva, la contribución de los anclajes a la resistencia del conjunto se ve reducida, aportando únicamente ductilidad al refuerzo.

Villanueva (2017)

En su campaña experimental, Villanueva (2017) estudió la influencia de anclajes múltiples, distribuyendo dos anclajes transversalmente en el ancho del refuerzo y disponiendo el tramo libre del anclaje entre dos capas de tejido. Los anclajes fueron fabricados a partir de cordón de fibra de carbono e instalados en refuerzos de 150 mm de ancho con 260 mm de longitud adherida.

De forma contraria a lo esperado, las probetas con dos anclajes no presentaron un incremento de la resistencia, alcanzando resistencias incluso menores que las probetas con un único anclaje con la misma configuración. El único modo de fallo observado fue la rotura a tracción del tejido en el tramo seco, con el despegue del refuerzo desde el extremo cargado hasta el frente del abanico de los anclajes. La autora atribuye esos peores resultados a la mayor

rigidez del sistema, que puede haber precipitado el colapso por el punto más débil del refuerzo.

En la respuesta carga –desplazamiento de los refuerzos con anclajes múltiples, se observa que el tejido no sufre una pérdida importante de resistencia a consecuencia del despegue, lo que es coherente con el modo de fallo observado. Además, en base a los resultados obtenidos, la autora afirma que esta disposición de anclajes procura un nivel de interacción con el laminado lo suficientemente fuerte para que no se produzca degradación de la transferencia de tensiones en la interfaz, garantizando como mínimo un 125% de la carga de despegue.

Se puede observar una dispersión importante en el registro del comportamiento de anclajes múltiples en la bibliografía, lo que dificulta la posibilidad de establecer si es que el uso de múltiples anclajes representa una mejora comparado con el uso de un único anclaje. Como ya se ha mencionado, Orton et al. (2008) y Niemitz et al. (2010) observaron un incremento no lineal de la resistencia del refuerzo anclado con el número de conectores, concluyendo que el aumento de la resistencia no es solo la adición de capacidades de los anclajes individuales. Orton et al. (2008) observaron además que, la presencia de anclajes de FRP mejora la eficiencia del uso del material en refuerzos de CFRP, reduciendo la cantidad de material necesaria para conseguir una determinada resistencia.

2.11 Modelos de cálculo para la resistencia de anclajes

Entre las diferentes técnicas de anclajes desarrolladas para prevenir o retrasar el despegue entre refuerzo y soporte en refuerzos de FRP, los anclajes de FRP han demostrado en numerosas campañas experimentales realizadas por distintos autores su capacidad para mejorar considerablemente el comportamiento del conjunto. Los diferentes códigos existentes para el diseño de refuerzos de FRP, contemplan la mejora en la resistencia de los refuerzos conseguida con el uso de esta técnica de anclaje, sin embargo, al existir una falta de conocimiento sobre los parámetros involucrados en su comportamiento, su uso en proyectos de rehabilitación sigue estando sujeto a ensayos que demuestren su correcto funcionamiento.

Los diferentes resultados existentes en la bibliografía han demostrado que la carga máxima que un anclaje puede resistir está relacionada con su modo de fallo. Este, a su vez, dependerá de la alineación del tramo embebido del conector

respecto a la carga, distinguiéndose entre anclajes sometidos a tracción o a cortante (JSCE, 1997). Entre los diferentes modos de fallo registrados, el fallo adherente y la rotura a tracción de las fibras han sido ampliamente estudiados a la fecha, mientras que el fallo por doblado, relacionado a la configuración geométrica del anclaje sigue siendo objeto de investigación al existir parámetros cuya influencia no ha sido definida.

En otras palabras, una profundidad embebida insuficiente puede ocasionar un fallo por cono de hormigón (CC), un fallo mixto (CB) o un fallo adherente (BF) como se muestran en la figura 2.35, mientras que una profundidad embebida adecuada puede producir el fallo por doblado (BD) o la rotura de las fibras a tracción (FR) en anclajes sometidos a cortante.

Figura 2.35. Modos de fallo en anclajes sometidos a corte (Villanueva et al. 2017)

Villanueva et al. (2017a) observaron tres patrones de comportamiento diferentes, correspondientes a tres relaciones carga-deslizamiento, que agruparon como: fallo mixto o adherente, el cual está relacionado con una profundidad embebida insuficiente, fallo del anclaje en la zona de doblado, en el cual la combinación de esfuerzos juega un rol importante, y fallo a tracción del anclaje, el cual está directamente relacionado con su sección transversal y su resistencia a tracción. De estos modos de fallo, el fallo adherente y el fallo a tracción del anclaje se encuentran ampliamente estudiados en la literatura, principalmente en el campo de anclajes adheridos a soportes de hormigón, mientras que el fallo del anclaje en el tramo de doblado está directamente relacionado con la configuración geométrica de los anclajes de FRP.

Las expresiones desarrolladas por diferentes autores para estimar la resistencia unitaria de los anclajes para cada uno de estos modos de fallo se presentan a continuación.

2.11.1 Fallo adherente o mixto

Kim y Smith (2010) desarrollaron un modelo para predecir la resistencia a *pull-out* (de arrancamiento) de los anclajes de FRP, considerándolo como el valor mínimo predicho para el fallo por cono de hormigón, el fallo a tracción del anclaje y el fallo mixto (incluyendo el adherente). Sin embargo, como el fallo por cono de hormigón conduce al daño del soporte, Villanueva et al. (2017a) lo trata como un fallo que debe evitarse, recomendando una profundidad embebida mínima de 50 mm para el anclaje.

La ecuación 2.52 muestra la expresión desarrollada por Kim y Smith (2010) para determinar la resistencia de los anclajes cuando presentan un fallo adherente o mixto, la cual se basa en modelos similares para anclajes químicos:

$$P_{mix} = \tau_u \cdot \pi \cdot d_0 \cdot h_{emb} \quad (2.52)$$

Los autores calibraron la resistencia a corte promedio en la interfaz adhesivo-hormigón (τ_u) en 4.62 MPa para hormigones con resistencias a compresión menores de 20 MPa y 9.07 para hormigones con resistencias mayores o iguales a 20 MPa.

Villanueva et al. (2017a) propusieron el uso de la formulación de Kim y Smith (2010) para el cálculo de la resistencia del anclaje cuando este presenta un fallo adherente o mixto. Mantuvieron la resistencia de adherencia de 4.6 MPa para hormigones de baja resistencia (<20MPa) y modificaron el valor de la resistencia de adherencia para hormigones con resistencias mayores o iguales a 20 MPa, por $\tau_u=9.5$ MPa valor que fue previamente establecido por Kim y Smith (2009) para anclajes de FRP.

Las otras dos variables involucradas en la resistencia de un conector que presenta fallo por adherencia o mixto y están contempladas en la ecuación 1 son la profundidad embebida (h_{emb}) y el diámetro de la perforación (d_0).

2.11.2 Fallo en el tramo de doblado

Contrariamente al fallo adherente, el fallo del anclaje en el tramo de doblado no solo depende de factores tales como la profundidad embebida o la resistencia a corte de la resina adherente, sino también de la dirección de la carga que actúa sobre el anclaje.

Se han realizado ensayos de arrancamiento (*pull-out*) y corte para determinar experimentalmente la resistencia de los anclajes de FRP. Los primeros ayudaron a determinar la influencia de la profundidad embebida, la resistencia del hormigón del soporte, el diámetro de la perforación y las propiedades del anclaje en la resistencia unitaria del conector. Por otra parte, los ensayos de corte y flexión mostraron que la resistencia de los anclajes de FRP reduce significativamente cuando el anclaje se dobla, debido al aplastamiento de las fibras, dependiendo principalmente del ratio de doblado (r_b). Esto es coherente con los resultados experimentales sobre refuerzos internos con estribos, los cuales también presentan una reducción de la resistencia a tracción como consecuencia del aplastamiento de las fibras (Spadea et al. 1998; Lee et al., 2013).

Las siguientes expresiones fueron desarrolladas por tres grupos de investigación diferentes para determinar la resistencia unitaria de anclajes de FRP con un tramo de doblado, teniendo en cuenta los diferentes parámetros que afectan el comportamiento del conector:

Villanueva et al. (2017a)

$$\frac{p_{bend}}{P_{anc}} = (0.3 \cdot \frac{h_{emb}}{h_{eff}} + 0.05 \cdot r_b \cdot \left(\frac{\alpha}{\frac{\pi}{2}}\right)) \quad (2.53)$$

En la ecuación P_{ben} es la resistencia máxima por doblado del anclaje de FRP, P_{anc} es su resistencia nominal y h_{emb} su profundidad embebida. Partiendo de los resultados existentes en la bibliografía, Villanueva et al. (2017a) establecen una profundidad embebida efectiva (h_{eff}) de 150 mm, la cual proporciona suficiente rigidez y adherencia a anclajes de FRP con diámetros comunes que varían entre los 10 y los 13 mm. El ratio de doblado r_b =radio de doblado/diámetro del anclaje, que según la campaña experimental de Villanueva et al. (2017a) se demostró afecta el comportamiento del conector junto con la inclinación de la perforación también se tuvieron en cuenta para estimar la resistencia de doblado máxima del conector.

Sun et al. (2018)

$$f_{fb} = [(0.06 \cdot r_b + 0.21) + 0.22 \cdot S_{ratio}^{-1.15} + 0.23 \left(\frac{\alpha_d}{90^\circ} - 1 \right) \cdot f_{fu}] \quad (2.54)$$

Sun et al. (2018) consideran que la resistencia efectiva por doblado del anclaje (f_{fb}) no solo depende del ratio de doblado (r_b) y del ángulo de la perforación (α_d), sino también de la interacción entre el refuerzo y el anclaje, (el ratio de resistencias S_{ratio} del anclaje de FRP y el refuerzo de FRP. Al igual que en la ecuación anterior, este modelo expresa la resistencia por doblado como una fracción de la resistencia a tracción directa del material de FRP utilizado para construir el anclaje (f_{fu}). Para desarrollar la ecuación, los autores analizaron diferentes expresiones existentes e incluyeron nuevos parámetros que probaron afectar la capacidad del conector, según los resultados y las regresiones de mejor ajuste para una base de datos determinada.

Del Rey et al. (2019)

$$N_{fr} = 2.2 \cdot E_{FRP} \cdot \varepsilon_{FRP} \cdot A_{dowel}^{0.62} \cdot \left(\frac{90^\circ - \alpha}{90^\circ} \right) \quad (2.55)$$

Del Rey et al. (2019) proponen un modelo de diseño para anclajes de FRP doblados que presentan un fallo debido a la rotura de la fibra en el tramo de doblado. Este modelo está basado en un modelo simplificado previamente desarrollado por los autores para anclajes rectos (con un ángulo de inserción de 180°). En su expresión, N_{fr} es la media de la resistencia a tracción última de las fibras que componen el anclaje, E_{FRP} es el módulo elástico del FRP, ε_{FRP} es la deformación en rotura del FRP y A_{dowel} es la sección transversal neta del anclaje. Una importante diferencia debe observarse en esta expresión cuando se la compara con las dos anteriores: α es el ángulo del abanico del anclaje medido desde su eje hasta el final del abanico, mientras que en los otros dos modelos α se refiere a el ángulo de inclinación de la perforación. La ecuación de Del Rey et al. (2019) fue desarrollada utilizando ángulos de abanico α entre 9 y 52° , un ángulo de inserción β de 90° y una sección transversal neta de anclaje entre 28 mm^2 y 84 mm^2 con el objetivo de estimar la resistencia de anclajes de FRP doblados.

2.11.3 Resistencia a tracción del anclaje

La resistencia a tracción del anclaje es su máxima resistencia y puede considerarse como el modo de fallo óptimo ya que permite el aprovechamiento

total de las propiedades mecánicas del material. Sin embargo, conseguir este modo de fallo es prácticamente imposible ya que los diferentes parámetros involucrados en el comportamiento del conector ocasionan su fallo prematuro. De acuerdo con Villanueva et al. (2017a) la resistencia a tracción puede determinarse experimentalmente ensayando el tejido impregnado (*“flat coupons”*), o en su caso, estimarse utilizando las ecuaciones 5(a) o 5(b) dependiendo si el anclaje ha sido fabricado a partir de tejido de fibra enrollado o de cordón de fibra:

$$T.S. = w_{fib} \cdot t_{fib} \cdot f_{fib} \quad (2.56)$$

$$T.S. = f_{FRP} \cdot \pi \cdot (R_a)^2 \quad (2.57)$$

En la ecuación 5(a) w_{fib} y t_{fib} son el ancho y el espesor del tejido respectivamente, y f_{fib} es su resistencia a tracción. Por otra parte, la ecuación 2.57 permite estimar la resistencia a tracción del conector a partir de su radio R_a y de la resistencia a tracción del FRP (f_{FRP}).

Alternativamente, la resistencia a tracción se puede estimar en función de una sección circular en los casos en los que el fabricante proporciona paquetes comerciales que contienen una cantidad fija de fibras. También puede estimarse considerando el ratio fibras/matriz y la resistencia a tracción característica de ambos materiales. Todas las expresiones son coherentes con la estimación de la resistencia a tracción para refuerzos de FRP propuesta en guías internacionales como TR55 (2012) y CNR-DT200.R1 (2013).

De acuerdo con el modelo desarrollado por Kim & Smit (2010) para anclajes instalados a 180°, la resistencia última a tracción del conector es una fracción de su resistencia a tracción y puede expresarse como:

$$U.T.L. = 0.59 \cdot T.S. \quad (2.57)$$

Este coeficiente representa la limitación en el aprovechamiento total de la resistencia a tracción de los anclajes de FRP ocasionadas por las diferencias en las respuestas carga-deslizamiento entre el tramo embebido y el tramo libre del conector.

2.12 Simulación a través del método de elementos finitos de los refuerzos adheridos y anclados con conectores de FRP en soportes de hormigón

Como se ha mencionado anteriormente, la interfaz FRP-hormigón presenta un comportamiento complejo por lo que en los últimos años se ha realizado una investigación experimental exhaustiva para distinguir los parámetros más relevantes que influyen en el desempeño de este sistema de refuerzo. Además, diferentes autores optaron por el análisis de elementos finitos para evaluar el comportamiento no lineal de la interfaz FRP-hormigón y el deslizamiento asociado a este fenómeno. Sin embargo, el uso de métodos numéricos es bastante escaso si se compara con las múltiples campañas experimentales en esta área.

En el caso de refuerzos de FRP adheridos sin anclar, uno de los principales mecanismos de fallo ocurre en la interfaz FRP-hormigón, con una delgada capa de hormigón manteniéndose adherida al refuerzo. Al presentarse el fallo en el hormigón, el método de modelado de este tiene especial importancia.

Existen tres métodos comúnmente aplicados para modelar hormigón:

- *Discrete crack model*
- *Smeared crack model*
- *Damage plasticity model*

Los estudios de Hearing et al. (2000) mostraron que el método “*smeared crack*” no permite evaluar las tensiones en la interfaz FRP-hormigón. Además, no se obtuvo una relación adecuada entre los esfuerzos de adherencia obtenidos en ensayos de *pull-out* y los valores predichos utilizando el modelo *smeared crack*. Por lo que para la presente investigación se utilizó el modelo basado en la energía de fractura el cual se denomina *damage plasticity model*.

Entre las diferentes investigaciones para estudiar numéricamente el comportamiento de la interfaz. Kotynia et al. (2008) realizaron múltiples simulaciones y ensayos de flexión en vigas de hormigón reforzadas con tejido de fibra de carbono y propusieron expresiones para estimar la energía de fractura y la capacidad de carga de la viga. Realizaron un análisis no lineal con elementos finitos cuyo ajuste fue comprobado en numerosos ensayos de flexión. La expresión propuesta por los autores para estimar la energía de fractura es:

$$G_f = 0.308 \cdot \beta_w^2 \cdot \sqrt{f_c} \quad (2.58)$$

Donde G_f es la energía de fractura y f_c la resistencia a compresión del hormigón.

$$\beta_w = \sqrt{\frac{2.25 - \frac{b_f}{b_c}}{1.25 + \frac{b_f}{b_c}}} \quad (2.59)$$

β_w es la capacidad de carga, b_f es el ancho del FRP y b_c es el ancho del soporte de hormigón.

Ueda et al. (2005) también utilizaron el modelo basado en la energía de fractura para modelar el hormigón utilizando el programa ADINA para estudiar el comportamiento de la interfaz FRP-hormigón. Los resultados numéricos obtenidos presentaron un ajuste adecuado comparados con los resultados experimentales. Sin embargo, los autores observaron que las fisuras prematuras que se forman en la interfaz FRP-hormigón son un fenómeno localizado que depende de las propiedades del hormigón, el cual no puede ser controlado por la simulación numérica.

Coronado y López (2007) con la ayuda del programa ABAQUS estudiaron la adherencia en la interfaz FRP-hormigón estimando la carga última y el mecanismo de fallo. Los resultados que obtuvieron fueron comparados con resultados de ensayos de corte simple. Describieron a detalle la secuencia de formación de grietas que conducen al despegue del refuerzo.

Coronado y López (2009) reajustaron su anterior modelo considerando una banda de daño dentro del hormigón. Para comprobar la precisión del modelo, realizaron otra simulación sin considerar la banda de daño. Compararon los resultados obtenidos con ambos modelos con 14 resultados experimentales de ensayos de flexión de tres puntos. Los autores concluyeron que cuando se utiliza el método de integración reducida, los resultados son independientes de la malla y del tamaño del elemento.

Mohammadi et al. (2011) también estudiaron el despegue de los refuerzos de FRP utilizando elementos cohesivos para modelar la interfaz FRP-hormigón. Usaron el “*damage plasticity model*” para simular el comportamiento del hormigón. Con este propósito, emplearon la expresión propuesta por Bazán et al. (2002) para estimar la energía de fractura. Observando que, la energía de

fractura depende de la resistencia a compresión del hormigón, de la relación agua/cemento y del tamaño del agregado. Los autores concluyeron que el tratamiento de la superficie y la penetración de la resina utilizada para adherir el FRP al hormigón, pueden afectar las propiedades del hormigón y, por ende, influir en el modo de fallo.

Por su parte, Obaidats et al. (2013) estudiaron los beneficios de modelar la interfaz FRP-hormigón como una zona cohesiva utilizando el programa ABAQUS para la simulación numérica cuyos resultados fueron comparados con los resultados experimentales de ensayos de flexión de cuatro puntos. Estudiaron diferentes parámetros relevantes como la rigidez inicial, la energía de fractura y la resistencia de corte de la interfaz FRP-hormigón. Los autores asumieron que las propiedades de la interfaz dependen del hormigón, del FRP y del adhesivo. Calibraron manualmente los valores de la rigidez inicial, la energía de fractura y la resistencia a corte de la interfaz comparándolos con resultados experimentales, estando tanto la energía de fractura como la resistencia a corte relacionadas con el módulo de corte del adhesivo y la resistencia a tracción del hormigón. Analizaron el comportamiento de diferentes relaciones “*bond-slip*” (bilineal, trilineal, y exponencial), concluyendo que la forma de la curva tiene un impacto mínimo sobre el comportamiento del despegue, por lo que recomiendan utilizar una curva bilineal. Sin embargo, autores como Cornetti y Carpinteri (2011) sostienen que el modelo bilineal a pesar de ser ampliamente utilizado no es capaz de representar con precisión el comportamiento carga-deslizamiento en refuerzos de FRP adheridos externamente en soportes de hormigón. De hecho, los autores afirman que, cuando se alcanza la resistencia al despegue, la curva carga-deslizamiento presenta un comportamiento no lineal. A pesar de estas afirmaciones, la mayoría de los estudios existentes consideran que el modelo bilineal es adecuado a que permite conseguir más fácilmente una solución aproximada en problemas de deslizamiento.

De acuerdo con el Boletín 90 de la FIB (FIB Bulletin 90, 2019) la energía de fractura de la interfaz FRP- hormigón depende de las propiedades del hormigón y del adhesivo y de las características de la superficie de hormigón. Cuando el FRP se encuentra correctamente adherido en el soporte, el despegue ocurre en el hormigón, por lo que la energía de fractura de la interfaz puede expresarse como una función de la fuerza de adherencia (τ_{b1}). Como la fuerza de adherencia depende de la resistencia a tracción del hormigón, la energía de fractura puede expresarse directamente como una función de la resistencia a

tracción media o de la resistencia a compresión media del hormigón. Esta suposición es confiable en el caso de ensayos de corte simple. La siguiente expresión puede adoptarse para estimar la energía de fractura, asumiendo que esta depende directamente de la resistencia a compresión media del hormigón:

$$G_f = k^2 \cdot k_b^2 \cdot f_{cm}^{2/3} \quad (2.60)$$

Donde el factor de forma $k_b \geq 1$ se puede obtener como:

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \quad (2.61)$$

Donde b_f y b son el ancho del FRP y del soporte respectivamente. Y k es igual a 0.25 o 0.17 para el valor medio o característico, respectivamente.

Al Sammari & Breña (2018) realizaron una simulación detallada de elementos finitos de refuerzos de FRP adheridos y anclados con conectores de fibra de carbono con la ayuda del software ABAQUS. Utilizaron el modelo propuesto para investigar la influencia de los parámetros clave de los anclajes de FRP en la resistencia máxima de los refuerzos de FRP adheridos externamente. Entre los parámetros estudiados por los autores están: el número de anclajes utilizados, la distancia entre anclajes, la profundidad del anclaje y el diámetro de expansión del abanico. Los resultados obtenidos muestran que solo se utiliza el 62% de la resistencia de los laminados cuando no se utiliza un sistema de anclaje. Además, los diferentes análisis realizados por los autores demostraron que el uso de anclajes no elimina la propagación del despegue del refuerzo delante y detrás de los anclajes, sin embargo, retrasa la separación del FRP del soporte, lo que resulta en mayores cargas de rotura.

Los autores concluyeron que utilizar anclajes de FRP produce un incremento de más del 100% en la resistencia al despegue del refuerzo, siempre y cuando exista un adecuado espaciamiento entre anclajes cuando se utilice una distribución longitudinal de los mismo. También observaron que los anclajes con poca profundidad embebida (30 mm) presentan un fallo por arrancamiento o por cono de hormigón, impidiendo que el laminado alcance su resistencia máxima antes del fallo.

Capítulo 3

Plan experimental

3.1 Introducción

Los resultados obtenidos en diferentes campañas experimentales existentes en la literatura, con refuerzos externos de FRP adheridos y anclados, han demostrado la capacidad de los anclajes de FRP de retrasar y en algunos casos eliminar el fallo por despegue del refuerzo en elementos de hormigón sometidos a flexión, permitiendo alcanzar mayores resistencias y ocasionando fallos más dúctiles con mayor capacidad de aviso. La mayoría de los estudios publicados hasta la fecha presentan tres tipos de ensayos: ensayo de vigas a flexión, ensayos de corte simple y ensayos de corte doble.

Los ensayos de corte permiten estudiar la interacción del soporte con el refuerzo y la inclinación de la carga respecto al tramo libre y al tramo embebido del anclaje. La principal ventaja de este tipo de ensayos es que representa las máximas tensiones para el mecanismo adherente de la interfaz FRP-soporte. Además, según los modos de trabajo de los anclajes, estos ensayos también pueden representar la sollicitación pésima para los propios conectores, correspondiente a la concentración de tensiones por doblado, permitiendo que los resultados obtenidos con este tipo de ensayos puedan ser considerados como valores conservadores.

A pesar de haberse demostrado la capacidad de los anclajes de mejorar la resistencia de adherencia de los refuerzos, su uso en actuaciones de rehabilitación o refuerzo sigue estando sujeto a ensayos que demuestren su apropiado funcionamiento, ya que existen una serie de variables involucradas en el comportamiento de refuerzos anclados cuya influencia en la resistencia del conjunto no se ha determinado.

De acuerdo con la bibliografía existente, las investigaciones de refuerzos de FRP adheridos y anclados publicadas hasta la fecha han tratado variables geométricas del tramo libre del anclaje, del espesor máximo de refuerzo que puede anclarse y de la disposición de anclajes múltiples. Además, en algunos casos se han estudiado parámetros geométricos de la perforación y tramo embebido de los conectores, aunque su contribución a la resistencia del conjunto puede resultar difícilmente aislable.

Entre las múltiples variables involucradas en el comportamiento de refuerzos anclados, y partiendo de los resultados disponibles en la literatura, se han identificado la posición del anclaje respecto al extremo cargado, la disposición del tramo libre del anclaje, el ancho del refuerzo y el uso de anclajes múltiples como las variables con mayor influencia. Sin embargo, al existir limitados resultados experimentales en los que se estudien estas variables, se mantiene una gran incertidumbre sobre el grado de influencia de cada una de ellas en el comportamiento del conjunto refuerzo-anclaje. A continuación, en el presente capítulo, se analizan cada una de estas variables.

Partiendo de lo mencionado anteriormente, el objetivo de las dos fases experimentales de la presente tesis es determinar la influencia de: la posición del anclaje respecto al extremo cargado, la disposición del tramo libre del anclaje, la relación ancho tejido/ancho soporte y el uso de anclajes múltiples en la resistencia máxima y el modo de fallo de refuerzos de FRP, adheridos externamente y anclados en soportes de hormigón. Se decidió realizar ensayos de corte simple debido a su simplicidad, repetitividad y a que las muestras se manejan con relativa facilidad. Cabe señalar además que, siendo la tipología de ensayo más habitual en la literatura, permite una mejor comparación con los resultados de investigaciones anteriores.

3.2 Configuración del ensayo

Como se ha mencionado anteriormente, de las diferentes configuraciones existentes en la literatura para el estudio de la adherencia entre el FRP y el soporte, el ensayo de corte simple es uno de los más utilizados debido a su simplicidad y repetitividad. Esta ha sido la principal motivación para emplearlo en el plan experimental.

Los ensayos se realizaron en el laboratorio de materiales de construcción de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de

la UPM. Para ello se diseñó un marco de sujeción de acero que se montó dentro de la prensa y cuya función fue reducir la rotación elástica, es decir, la deformación del soporte y de la probeta. El marco está compuesto por tres partes: la base, cuya función es fijar la probeta a la prensa para evitar cualquier tipo de desplazamiento; una placa sobre la probeta para evitar cualquier tipo de rotación y cuatro varillas roscadas que hacían de unión entre la base y la placa sobre la probeta como puede verse en la figura 3.1. El extremo libre del refuerzo sometido a tracción se sujetó entre un par placas de acero que fueron instaladas con la misma resina que el refuerzo.

Además, se instalaron dos transformadores diferenciales de variación lineal (LVDTs) de 0.001 mm de apreciación como se muestra en la figura 3.1, para medir el desplazamiento relativo entre el soporte y el refuerzo en dos puntos diferentes, uno delante del anclaje (LVDT₁) y otro detrás del mismo (LVDT₂). La carga se aplicó utilizando el control por desplazamiento a una velocidad constante de 1.2 mm/min. Se realizaron al menos tres pruebas para cada una de las configuraciones estudiadas.

Figura 3.1. Configuración del ensayo

3.3 Materiales utilizados

Los refuerzos y anclajes fueron instalados en probetas de hormigón de 410x270x200 mm. Se fabricaron un total de 25 bloques en cinco amasadas diferentes. De cada una de las amasadas se tomaron dos muestras para evaluar la resistencia a compresión a los 28 días de acuerdo con UNE-EN 12390-3, obteniéndose un valor promedio de 26.90 MPa. Los resultados correspondientes a cada una de las muestras ensayadas se muestran en la Tabla 3.1 a continuación:

Tabla 3.1. Resistencia a compresión del hormigón

Amasada	Probeta	Carga	Resistencia	Promedio	C.V.
		(kN)	(MPa)	(MPa)	(%)
1	B1-1	446.85	25.29	26.90	7.01%
	B1-2	457.20	25.87		
2	B2-1	457.00	25.86		
	B2-2	520.00	29.43		
3	B3-1	493.90	27.95		
	B3-2	491.50	27.81		
4	B4-1	472.50	26.74		
	B4-2	431.00	24.39		
5	B5-1	450.30	25.48		
	B5-2	533.00	30.16		

Los refuerzos ensayados son tejidos unidireccionales de fibra de carbono SikaWrap-230 C, suministrados en rollo con un ancho nominal de 300 mm. El espesor neto de las fibras es de 0.129 mm y su densidad 1.8 g/cm³. Las propiedades del tejido conforme a su ficha técnica se muestran en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2. Propiedades del tejido de refuerzo

Propiedades de la fibra en seco (en dirección longitudinal de la fibra)	Módulo elástico (N/mm ²)	230000
	Resistencia a tracción (N/mm ²)	4000
	Alargamiento en rotura (%)	1.7
Propiedades del laminado de una capa	Espesor del laminado (mm)	0.129
	Módulo elástico (característico) (kN/mm ²)	220
	Resistencia a tracción (característica) (N/mm ²)	3200

Valores de diseño característicos (impregnación con Sikadur 330)	Resistencia a tracción (kN/m)	413
	Resistencia a tracción para una elongación de 0.4 % (kN/m)	114
	Resistencia a tracción para una elongación de 0.6 % (kN/m)	170

Para la aplicación del refuerzo se empleó la resina epoxi bicomponente Sikadur 330, la cual sirvió simultáneamente como adhesivo y como matriz del material compuesto. Las propiedades de la resina son: resistencia a tracción de 30 N/mm², módulo elástico a tracción de 4500 N/mm² y elongación de rotura de 0.9 %. Cabe mencionar que, para conseguir estos valores mecánicos máximos, es necesario un tiempo de curado de al menos 7 días a una temperatura de 23°C.

Los anclajes fueron fabricados a partir de cordón de fibra de carbono SikaWrap FX-50C, comercializado en rollos con un diámetro de conector impregnado de 10 mm. Las propiedades del cordón de acuerdo con la ficha técnica del proveedor se presentan en la Tabla 3.3 a continuación.

Tabla 3.3. Propiedades mecánicas de los cordones

Sección resistente de fibras	27.3	mm ²
Resistencia a tracción del conector impregnado	1900	MPa
Resistencia a tracción de las fibras	4800	GPa
Módulo de elasticidad de las fibras	240	GPa
Elongación de rotura de las fibras	2	%

Se utilizó la misma resina líquida de baja viscosidad (Sikadur-52 Inyección) para la impregnación del tramo embebido del conector y para su instalación en el soporte. Las propiedades de la resina utilizada de acuerdo con la ficha técnica provista por el fabricante son: 37 N/mm² de resistencia a tracción, 1800 N/mm² de módulo de elasticidad, y adherencia al hormigón por tracción directa superior a 4 N/mm². Estas propiedades se alcanzan tras un curado de al menos 7 días a una temperatura de 23°C.

3.4 Fabricación de los anclajes e instalación de los refuerzos

Como se ha mencionado anteriormente, con respecto a la fabricación e instalación de los anclajes puede distinguirse entre anclajes instalados en fresco o endurecidos (impregnados o prefabricados). La diferencia principal entre ambos sistemas es el momento en que se impregna el tramo embebido del anclaje con respecto al momento de su instalación. Los anclajes endurecidos han sido utilizados por autores como Özdemir (2005) y Eshwar et al. (2008) con el objetivo principal de crear un tramo rígido que permita su introducción en la perforación sin que se doblen las fibras en el proceso de instalación. En este tipo de anclajes, la porción que va a ser embebida se impregna con resina y se deja curar durante al menos un día antes de la instalación. Por su parte, los anclajes instalados en fresco son impregnados inmediatamente antes de su instalación, la cual suele realizarse con la ayuda de una brida colocada en el extremo del anclaje para mantener las fibras unidas. Entre los diferentes autores que utilizaron este tipo de instalación para los anclajes en sus campañas experimentales se encuentran: Orton et al. (2008), Niemitz (2008) y McGruirk y Breña (2012) entre otros.

Alternativamente a estos sistemas de fabricación, pueden utilizarse cordones de fibra que eliminan la necesidad de la preparación previa del tejido. Al igual que los anclajes fabricados a partir de láminas de tejido, este tipo de anclajes puede ser instalado en estado fresco o endurecidos. Villanueva et al. (2017b) usaron ambos sistemas de instalación en su campaña experimental, observando que el comportamiento de ambos es más semejante cuanto mayor es la carga máxima, es decir, para una longitud embebida suficiente, las diferencias entre ambos sistemas de instalación resultan poco significativas. La figura 3.2 a continuación presenta algunos de los sistemas de fabricación e instalación de anclajes utilizados por diferentes autores en la literatura.

Figura 3.2. Sistemas de fabricación e instalación de anclajes (Fuente Villanueva, 2017)

Partiendo de estas conclusiones, se decidió utilizar anclajes endurecidos, buscando obtener una menor dispersión en los resultados y al mismo tiempo conseguir un mecanismo que permitiese una producción eficiente de los anclajes. Para la fabricación de los conectores se tomó en cuenta la recomendación de Villanueva et al. (2017) restringiendo la longitud del tramo impregnado a $2/3$ de la longitud del tramo embebido para evitar que la impregnación previa afecte el comportamiento del tramo de doblado por el ascenso por capilaridad de la resina. Se utilizó un cordón de fibra con longitud mayor a la calculada para cada anclaje para poder cortar en ambos extremos en caso de necesidad una vez endurecido el anclaje. La región a ser embebida se impregnó con resina para posteriormente introducirla en un tubo de metacrilato de 10 mm de diámetro interior para asegurar la impregnación uniforme de las fibras durante el proceso de curado. Este tipo de tubo presenta dos ventajas principales: al ser transparente permite verificar la correcta distribución e impregnación de las fibras y una vez endurecido el anclaje retirar el tubo es relativamente fácil ya que la resina no se adhiere al metacrilato. Para realizar una verificación de la impregnación obtenida utilizando este sistema se fabricaron anclajes de control, en los que se realizaron cortes transversales y longitudinales una vez endurecidos. La figura 3.3 muestra la preparación del anclaje y los resultados obtenidos.

Figura 3.3. Fabricación del anclaje

Los tejidos se cortaron en los dos anchos estudiados (100 y 200 mm) con una longitud de 760 mm, de los cuales: 260 mm corresponden a la longitud adherida, 50 mm sobre el soporte, pero sin adherir para evitar daños en el refuerzo por posibles giros de la probeta, 250 mm de longitud libre de refuerzo y 200 mm entre las placas de acero que van dentro de las mordazas de la prensa.

La rugosidad es esencial para conseguir una buena adherencia en la interfaz FRP- soporte, por lo que, de acuerdo con normativas existentes, antes de realizar la instalación del refuerzo se procedió a fresar el soporte. Al tratarse de hormigón nuevo, además resultó necesario eliminar cualquier resto de desencofrante el cual puede comprometer la capacidad del adhesivo. El fresado se prolongó hasta dejar al descubierto los áridos del hormigón como puede verse en la figura 3.4c.

La perforación se realizó con la ayuda de un taladro y una broca de 20 mm de diámetro, para conseguir 100 mm de profundidad con una inclinación de 135° como puede verse en la figura 3.4 b. Una vez realizada la perforación se suavizó el borde de la misma manualmente y de manera gradual utilizando puntas de taladro hasta conseguir un radio de doblado de 35 mm.

Figura 3.4. Fresado, perforación y suavizado del borde de la perforación.

Una vez verificado el radio de doblado conseguido se procedió a realizar la limpieza, tanto de la perforación como de la superficie en la que se instalaría el refuerzo utilizando aire presurizado para remover partículas sueltas, siguiendo las recomendaciones para anclajes adhesivos de EAD 330499-00-0601 parte 5. La limpieza de la perforación se realizó antes y después del suavizado del borde. Antes de realizar la instalación del refuerzo, se verificó la horizontalidad entre el bloque en el que se realizaría la instalación y el bloque que sirvió como apoyo, para evitar excentricidades o deformaciones en el laminado producidas durante su impregnación, las cuales podrían ocasionar el fallo prematuro del mismo.

Figura 3.5. Suavizado del borde, limpieza de la perforación, nivelación del soporte

Finalmente, se replanteó tanto el abanico del anclaje como el refuerzo, para evitar excentricidades que pudieran derivar en un fallo prematuro del refuerzo por una incorrecta distribución de cargas durante el ensayo.

Figura 3.6. Replanteo e instalación del refuerzo

El procedimiento de instalación de refuerzos y anclajes está conformado por los siguientes pasos:

- Inyección de resina Sikadur-52 hasta la mitad de la perforación.
- Aplicación de la resina (Sikadur 330) al soporte en la zona replanteada con la ayuda de una brocha.
- Colocación e impregnación de la primera capa de tejido con un rodillo metálico estriado que permite garantizar una impregnación adecuada de las fibras.
- Introducción del tramo embebido del anclaje en la perforación y expansión del abanico sobre la primera capa de refuerzo.
- Aplicación de una segunda capa de resina con brocha (encima del abanico del anclaje y de la primera capa de refuerzo).
- Colocación de una segunda capa de tejido repitiendo la impregnación con el rodillo, para las series con el abanico expandido entre dos capas de refuerzo.
- Enrasado de la última capa de resina sobre el refuerzo, para conseguir un acabado liso y uniforme en la superficie del laminado.

3.5 Parámetros estudiados

3.5.1 Parámetros relacionados con el anclaje

La geometría de la perforación y la del propio anclaje se han identificado como parámetros decisivos en el comportamiento de los refuerzos anclados. Con relación al tramo embebido del conector, las variables que deben considerarse son: el diámetro del anclaje, la profundidad embebida, el diámetro de la perforación y su inclinación. La sección del anclaje depende principalmente del proceso seguido para su fabricación. Para esta campaña se utilizaron anclajes fabricados a partir de cordón de fibra de carbono de 10 mm de diámetro impregnado. El diámetro de la perforación puede comprometer la adherencia entre la resina de inyección y el anclaje. Partiendo de los resultados obtenidos en investigaciones previas (Villanueva et al.,2017b) se ha definido utilizar un diámetro de 20 mm habiéndose comprobado su correcto funcionamiento. Por su parte, la profundidad embebida ha sido definida como una de las variables con mayor influencia en el modo de fallo tanto a tracción como a cortante de los conectores (Villanueva et al. 2017b, Kim y Smith, 2007, Ozbakkaloglu y Saatcioglu, 2009). En la presente investigación se ha utilizado una profundidad embebida de 100 mm buscando evitar el fallo por cono de

hormigón, y al mismo tiempo asegurar el correcto funcionamiento del conector, cumpliendo con las recomendaciones de Boletín 58 FIB, (2009) el cual establece que para profundidades embebidas mayores a 40 mm se garantiza que la zona de transferencia de tensiones no se encuentra en el recubrimiento del hormigón.

La inclinación de la perforación respecto a la carga actuante es una variable de gran interés en los anclajes de FRP, pues se relaciona con la concentración de tensiones en el tramo de doblado que suele ocasionar la rotura prematura de las fibras en este sector. Algunos estudios establecen un crecimiento prácticamente lineal de la resistencia con el ángulo de inclinación del tramo embebido (Zhang y Smith, 2012). Por su parte, Villanueva et al. (2017b) analizaron la influencia de esta variable en la resistencia de los conectores estudiando tres ángulos de inclinación (90° , 120° y 135°), fijando como límite superior los 135° ya que ángulos mayores pueden ocasionar fallos en el hormigón en lugar de en el anclaje. En sus resultados, observaron que los conectores con un ángulo de perforación de 135° son los más eficientes en cuanto a la limitación de tensiones por acodamiento, con un incremento de la resistencia de un 22% respecto a las perforaciones a 90° .

Partiendo de las diferentes conclusiones existentes en la literatura, para esta campaña se utilizó un ángulo de 135° para reducir el efecto del doblado y evitar así la concentración de tensiones. De igual manera, el tratamiento del borde de la perforación busca colaborar en la reducción de este efecto, lo que motivó el suavizado del filo hasta 35 mm descrito anteriormente.

Todos los parámetros mencionados, relacionados al tramo embebido del conector y al propio anclaje se presentan en la figura 3.7 a continuación, y se mantuvieron constantes e inalterados en todas las series estudiadas.

Figura 3.7. Parámetros relacionados al tramo embebido del anclaje.

3.5.2 Parámetros relacionados con los refuerzos anclados

La figura 3.8 muestra los principales parámetros involucrados en el comportamiento de los refuerzos de FRP adheridos y anclados de acuerdo con los resultados de diferentes campañas experimentales existentes en la literatura.

Figura 3.8. Variables relacionadas con el comportamiento de refuerzos anclados

Siguiendo las recomendaciones de diferentes autores, la longitud adherida utilizada en la presente campaña experimental fue de 260 mm para todas las probetas estudiadas, la cual es mayor que la longitud efectiva calculada utilizando las expresiones del boletín 14 FIB (FIB Bulletin 14,2001), del boletín 90 de FIB (FIB Bulletin 90,2019) y el modelo de Chen y Teng (2001) cuyos resultados se presentan en la Tabla 3.4. Una longitud de 50 mm de refuerzo se dejó sin adherir en el extremo cargado para evitar daños en el refuerzo por posibles giros del soporte durante el ensayo. Esto se hizo siguiendo el criterio de Zhang y Smith (2012) y McGuirk y Breña (2012), quienes dejaron una longitud no adherida de 40 y 27 mm respectivamente para evitar daños prematuros en el laminado por posibles giros de la probeta durante el ensayo.

Tabla 3.4 Longitudes efectivas según diferentes modelos existentes.

Ancho del refuerzo (mm)	Nº de capas	Longitud Efectiva (mm)		
		Chen & Teng	FIB 14	FIB 90
100	1	76.28	74.22	59.22
100	2	107.88	121.26	85.75
200	1	76.88	74.22	75.93
200	2	107.88	121.26	107.38

Se estudiaron cuatro grupos de probetas con un total de catorce series diferentes que contemplan la serie de control y las series con refuerzos anclados con un único y con múltiples anclajes. Las series de control consistieron en refuerzos simplemente adheridos sin anclajes como se ve en la figura 3.9. Las otras doce series contemplaron el estudio de distintos parámetros incluyendo: la disposición del abanico respecto al refuerzo, la posición del anclaje respecto al extremo cargado y la influencia del ancho del refuerzo y el número de anclajes utilizado.

Figura 3.9. Series de control ensayadas

- **Disposición del tramo libre del anclaje**

La disposición del tramo libre del anclaje respecto al refuerzo y la superficie adherida entre ambos han sido definidos como parámetros influyentes en el comportamiento de refuerzos anclados afectando tanto a la carga máxima que puede resistir como a su modo de fallo. Tanto el ángulo como la longitud del abanico de expansión están directamente relacionados con el máximo ancho de refuerzo que puede anclar un conector. En general se acepta que, para conseguir un buen aprovechamiento de los conectores, el abanico deberá cubrir el ancho total del refuerzo (Niemitz, 2008), o en caso de anclajes múltiples estos deberán ser al menos tangentes entre sí. Esta máxima eficiencia está relacionada a la distribución de deformaciones en la sección del refuerzo de acuerdo con (Niemitz, 2008). A la fecha, no existe un consenso sobre el mejor ángulo de expansión; sin embargo, ángulos entre 60° y 75° han sido utilizados por diferentes autores verificando su correcto funcionamiento. En la presente investigación se utilizaron ángulos de expansión del abanico de 60° y 75° en los

refuerzos de 100 y 200 mm de ancho respectivamente, para cubrir todo el ancho del refuerzo siguiendo el criterio establecido por (Niemitz et al.,2010).

Se utilizaron dos disposiciones del tramo libre del anclaje, expandiéndolo sobre el refuerzo y entre dos capas del mismo. Esta segunda configuración, poco ensayada hasta la fecha, busca reforzar el tramo del tejido de la primera capa que se ve debilitado por la introducción del anclaje.

Figura 3.10. Disposiciones del tramo libre del anclaje

- **Ubicación del anclaje respecto del extremo cargado**

La mayoría de los autores estudiaron los anclajes ubicándolos cerca del extremo cargado, de acuerdo con la mejora en la resistencia de adherencia observada cuando los conectores fueron ubicados dentro de la zona efectiva de transferencia de tensiones (longitud efectiva). Sin embargo, en configuraciones constructivas reales muchas veces no existe longitud adherida suficiente o resulta imprescindible ubicar los anclajes en el extremo del refuerzo, tal es el caso de los refuerzos a cortante que pueden anclarse en su extremo a la viga para evitar su despegue prematuro. Partiendo de esas necesidades, en la presente investigación se estudiaron tres posiciones diferentes del anclaje respecto al extremo cargado: en el extremo libre del refuerzo, a 50 y 100 mm de este.

La figura 3.11 muestra las tres posiciones estudiadas tanto en refuerzos estrechos (100 mm) como en refuerzos anchos (200 mm).

Figura 3.11. Posiciones del anclaje respecto al extremo cargado

- **Influencia del ancho del refuerzo y el número de anclajes.**

El diseño de refuerzos de FRP anclados debe ajustarse a las condiciones del elemento que se desea reforzar, por lo que no es posible determinar con carácter general si es preferible usar un único o múltiples anclajes. El uso de anclajes múltiples resulta imprescindible cuando la resistencia unitaria de los conectores es insuficiente para mejorar la resistencia de adherencia del refuerzo. Se han realizado diferentes estudios con anclajes múltiples (Niemitz, 2008; Niemitz et al. 2010; McGuirk, 2011; McGuirk y Breña, 2012), buscando retrasar el fallo por despegue de los refuerzos. Los resultados obtenidos muestran que la influencia del uso de anclajes múltiples en términos de resistencia y ductilidad depende principalmente de la distribución y alineación de los conectores. Niemitz et al. (2010), partiendo de sus resultados, concluyeron que la fuerza transferida del laminado al anclaje es proporcional al diámetro de expansión del abanico y al espesor del refuerzo. El ancho del

refuerzo es entonces un parámetro importante a considerar, ya que como se ha mencionado anteriormente, el abanico del anclaje debe cubrir el refuerzo completamente para conseguir un mejor aprovechamiento del conector. En refuerzos relativamente anchos, utilizar dos anclajes distribuidos transversalmente empleando la configuración utilizada por Niemitz et al. (2010) y McGuirk y Breña (2012) en sus campañas experimentales es imprescindible ya que permite a los conectores trabajar de manera similar a los anclajes con una distribución longitudinal. En la presente investigación se estudió esta configuración en refuerzos anchos para evaluar la influencia del uso de múltiples anclajes en el comportamiento de refuerzos anclados, instalando dos anclajes distribuidos transversalmente en el ancho del refuerzo en las dos posiciones mostradas en la figura 3.12.

Figura 3.12. Anclajes múltiples distribuidos transversalmente

3.6 Configuraciones ensayadas

La campaña experimental tiene como principal objetivo determinar la influencia de los parámetros mencionados anteriormente en el comportamiento de refuerzos anclados, para poder establecer criterios de diseño que contemplen el aporte del anclaje en la resistencia de adherencia del conjunto refuerzo-anclaje. Este paso previo es necesario para la generalización de los anclajes en las guías de diseño.

Se han considerado tres posiciones diferentes para el anclaje, respecto al extremo cargado, dos disposiciones del tramo libre del anclaje, en dos anchos

de refuerzo diferentes, analizando también la influencia del uso de anclajes múltiples. Algunos de los ensayos se realizaron únicamente para abanicos de anclaje entre dos capas de tejido, al tener esta configuración mejor resultados en tejidos estrechos y anchos que con el abanico sobre el refuerzo.

La figura 3.13 presenta el código de identificación de las probetas utilizado. La primera letra se refiere al grupo de ensayos clasificados en función de la posición del tramo libre del anclaje respecto al refuerzo, siendo C el grupo de control (refuerzo sin anclar), O el grupo de probetas con el abanico de anclaje expandido sobre el refuerzo, B las probetas con el abanico del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo y M el grupo de probetas con dos anclajes distribuidos transversalmente en el ancho del tejido, con el abanico del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo. El primer número a continuación representa el ancho del refuerzo y, finalmente, el último número corresponde a la posición del anclaje respecto al extremo libre.

La Tabla 3.5 presenta la matriz de ensayos realizados, con los cuatro grupos de acuerdo a la disposición del tramo libre del anclaje y las series incluidas dentro de estos grupos.

Figura 3.13. Código de series

Tabla 3.5. Matriz de ensayos

Grupos en función de la disposición del abanico del anclaje	Ancho del FRP	Ancho FRP /ancho soporte	Longitud adherida delante del anclaje (mm)	Número de probetas ensayadas
	(mm)			
Series de control (C)	100	0.370	-	3
	200	0.741	-	3
Series con el abanico expandido sobre el refuerzo (O)	100	0.370	310	3
			260	3
			210	3
	200	0.741	310	3
			260	3
			210	3
Series con el abanico expandido entre dos capas de refuerzo (B)	100	0.370	310	3
			260	3
			210	3
	200	0.741	310	3
			260	3
			210	3
Anclajes múltiples distribuidos transversalmente (M)	200	0.741	260	3
			210	3

3.6.1 Grupo C

El grupo C está compuesto por dos series: C-100 y C-200. Cada una de estas series está conformada por tres probetas de hormigón con una capa de refuerzo simplemente adherido (sin anclar) con anchos de tejido de 100 y 200 mm respectivamente. La función principal de estas series es establecer valores de resistencia de adherencia referenciales para poder determinar el aporte de los anclajes en la resistencia del conjunto refuerzo-anclaje.

3.6.2 Grupo O

El grupo O está conformado por cuatro series con tres probetas cada una: O-100-0, O-100-50, O-100-100 y O-200-50. Las tres primeras series tienen un tejido de 100 mm de ancho y la cuarta tiene tejido de 200 mm de ancho. Todas las series están formadas por una capa de refuerzo. El anclaje atraviesa el refuerzo en la zona del taladro y se expande en forma de abanico sobre el tejido. Se estudió una sola serie con esta disposición para refuerzos de 200 mm de ancho tras verificar que, al igual que en refuerzos estrechos, esta configuración

presenta un peor comportamiento comparada con las series en las que el abanico del anclaje se expande entre dos capas de refuerzo.

3.6.3 Grupo B

Las series B-100-0, B-100-50, B-100-100, B-200-0, B-200-50, B-200-100 conforman el grupo B, el cual incluye probetas con las tres posiciones diferentes del anclaje respecto al extremo cargado para los dos anchos de refuerzo considerados. En estas series el anclaje atraviesa la primera capa de refuerzo, se expande en forma de abanico sobre el mismo y es recubierto con una segunda capa de refuerzo.

3.6.4 Grupo M

El grupo M está compuesto por dos series: M-200-50 y M-200-100. Cada una de estas series está formada por tres probetas, con un refuerzo de 200 mm de ancho y con dos anclajes distribuidos transversalmente en el ancho de lámina. Todas las probetas del grupo M tienen el abanico del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo; en estas series se consideran únicamente dos posiciones para los anclajes respecto al extremo libre (a 50 mm y 100 mm del mismo).

Capítulo 4

Resultados experimentales

4.1 Ensayos en tejidos de fibra de carbono anclados

Se realizaron 42 ensayos de corte simple con refuerzos de fibra de carbono adheridos y anclados en soportes de hormigón. Para cada una de las series consideradas, se ensayaron al menos tres probetas para conseguir un mínimo de dos resultados válidos para cada configuración estudiada. La aceptación de los resultados se estableció con un límite de 10% para el coeficiente de variación (CV) para cada una de las series, con el objetivo de asegurar la consistencia de los resultados obtenidos. Este valor se respalda principalmente en el hecho de que los materiales empleados en la preparación de las probetas, (el tejido y los cordones), son muy susceptibles al daño durante su manipulación, por lo que este tipo de ensayos suele presentar una dispersión considerable.

Como se ha mencionado anteriormente, las campañas experimentales tuvieron como objetivo principal determinar la influencia de las siguientes variables en el comportamiento de los refuerzos anclados: posición del anclaje respecto al extremo cargado, disposición del tramo libre del anclaje, ancho del refuerzo y el uso de un único y múltiples anclajes. En las siguientes secciones se presentan descripciones detalladas de los resultados obtenidos.

4.1.1 Carga última y modo de fallo

En las 14 series estudiadas, se observaron cuatro modos de fallo diferentes según se presenta en la figura 4.1. A continuación, se describen las características principales de cada uno de ellos para posteriormente hacer un análisis individualizado de los resultados obtenidos en cada una de las series.

El primer modo de fallo observado fue el despegue del refuerzo del soporte, o *“plate debonding”* (DB figura 4.1a); este tipo de fallo ocurrió en la

interfaz entre el refuerzo y el soporte, presentando un comportamiento cohesivo, al quedar una delgada lámina de hormigón adherida al refuerzo. Los otros tres modos de fallo observados comenzaron con el despegue del refuerzo del soporte, seguido por un fallo en el refuerzo o en el anclaje, dependiendo de la disposición del tramo libre del conector.

La figura 4.1b presenta el segundo modo de fallo observado, despegue del refuerzo, seguido por la rotura del mismo o *“debonding followed by plate rupture”* (DPR). Este fallo inicia con el despegue del refuerzo del soporte desde el extremo cargado hasta el extremo libre, seguido de una deslaminación parcial en la interfaz entre el abanico del anclaje y el refuerzo. Una vez que el refuerzo se ha despegado completamente del soporte, la carga aplicada al mismo deja de distribuirse de manera uniforme en todo el ancho del tejido, provocando su rotura de manera frágil en diferentes zonas, incluyendo la zona ubicada debajo del abanico del anclaje.

El tercer modo de fallo observado (figura 4.1c) corresponde al despegue del refuerzo del soporte seguido por la rotura del anclaje en el tramo de doblado, o *“debonding followed by anchor rupture”* (DAR). Una vez que el refuerzo se ha despegado completamente del soporte, y con el abanico del anclaje todavía adherido al refuerzo, se produce la rotura del anclaje en el tramo de doblado. Este fallo se debe principalmente a la concentración de tensiones en esa zona, la cual puede atribuirse a un incorrecto tratamiento del borde de la perforación o a la posibilidad de que algunas fibras del conector se hayan impregnado parcialmente por el ascenso de resina por capilaridad durante la fabricación de los anclajes, convirtiéndose en un tramo más frágil al ser doblado.

La figura 4.1d presenta el cuarto modo de fallo observado, el cual consistió en el despegue total del refuerzo del soporte seguido del arrancamiento del anclaje *“debonding followed by anchor pull out”* (DAP). Este modo de fallo es considerablemente más dúctil ya que, una vez despegado el refuerzo del soporte, el anclaje continuó resistiendo un incremento en la carga mientras era arrancado de la perforación.

(a) DB

(b) DPR

(c) DAR

(d) DAP

Figura 4.1. Modos de fallo observados

4.1.1.1 Refuerzo sin anclar

Se ensayaron refuerzos adheridos sin anclar tanto en refuerzos estrechos (100 mm) como en refuerzos anchos (200 mm). Estas series se realizaron con el objetivo de establecer valores de referencia que permitan evaluar el aporte de los anclajes en la resistencia de los refuerzos anclados. La Tabla 4.1 presenta las cargas máximas para ambas series de control, junto al coeficiente de variación y al modo de fallo observado en cada una de las probetas.

Tabla 4.1. Carga última y modo de fallo series de control (C)

SERIE	PROBETA	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	Media	Desviación estándar	C.V.	MODO DE FALLO
C-100	C-100-1	21.52	20.94	2.03	9.68%	DB
	C-100-2	18.68				DB
	C-100-3	22.61				DB
C-200	C-200-1	32.97	38.85	1.46	4.28%	DB
	C-200-2	48.56				DB
	C-200-3	35.03				DB

Serie C-100

Todas las probetas correspondientes a las series de control (sin anclar) con refuerzos estrechos (100 mm) fallaron por el despegue del refuerzo (DB) el cual se inició en el extremo cargado de la interfaz tejido-soporte. La resistencia media para esta serie fue de 20.94 kN, un valor mayor que los predichos a través de las expresiones propuestas por Chen y Teng (2001) y el FIB Bulletin 90 (2019), las cuales para las condiciones estudiadas y considerando el factor del

ancho para las dimensiones de las probetas estudiadas, predicen resistencias al despegue máximas de 17.28 kN y 13.05 kN respectivamente.

Serie C-200

De igual manera, todas las probetas correspondientes a esta serie fallaron por el despegue del refuerzo en la interfaz refuerzo-soporte (BD). La resistencia media para la serie fue de 38.85 kN. Al igual que ocurrió en la serie con refuerzos estrechos, la resistencia de adherencia obtenida experimentalmente es mayor que la predicha por los modelos de Chen y Teng (2001) y el FIB Bulletin 90 (2019). La carga máxima alcanzada por la probeta C-200-3 es considerablemente mayor a las otras dos probetas de la serie, esto puede atribuirse a una mejor interacción refuerzo-soporte ocasionada por una superficie más uniforme del soporte, una mejor impregnación del refuerzo durante la instalación, o a una distribución más uniforme de la carga durante el ensayo.

4.1.1.2 Refuerzo estrecho con un único anclaje

Los refuerzos estrechos con un único anclaje se agruparon en series con el tramo libre del anclaje expandido sobre el refuerzo (series O), y en series con el abanico expandido entre dos capas de refuerzo (series B). A continuación, se presentan los resultados de las diferentes series correspondientes a ambos grupos:

Series con el abanico expandido sobre el refuerzo: series O-100

Como se ha mencionado anteriormente, en todas estas series el tramo libre del anclaje va expandido sobre una única capa de refuerzo. La Tabla 4.2 a continuación presenta los resultados para las tres posiciones del anclaje analizadas.

Tabla 4.2 Carga última y modo de fallo series O-100 con un único anclaje

SERIE	PROBETA	P _{máx} (kN)	Media	Desviación estándar	C.V.	MODO DE FALLO
O-100-0	O-100-0-1	34.75	34.92	0.54	1.55%	DPR
	O-100-0-2	35.53				DPR
	O-100-0-3	34.49				DPR
O-100-50	O-100-50-2	39.42	38.91	0.72	1.85%	DPR
	O-100-50-3	38.40				DPR

O-100-100	O-100-100-1	36.79	38.05	2.04	5.37%	DAR
	O-100-100-2	36.96				DPR
	O-100-100-3	40.41				DPR

En los resultados presentados en la Tabla 4.2 puede observarse que la disposición del tramo libre del anclaje influye en el modo de fallo de los refuerzos anclados. De las ocho probetas ensayadas con esta configuración, siete presentaron un fallo por despegue del refuerzo seguido de la rotura del mismo (DPR), con independencia de la ubicación del conector respecto al extremo cargado. Este fallo frágil puede deberse a la existencia de una zona del refuerzo debilitada durante la instalación del anclaje, al tenerse que abrir las fibras longitudinales para permitir la inserción del anclaje. Las resistencias máximas de estas series muestran que el uso de anclajes produce un incremento en la resistencia de adherencia del refuerzo, el cual depende de la posición del anclaje respecto al extremo cargado. Para esta configuración la mejor resistencia fue de 38.91 kN correspondiente a la serie con el anclaje ubicado a 50 mm del extremo libre (serie O-100-50).

Series con el abanico expandido entre dos capas de refuerzo: series B-100

En la Tabla 4.3 a continuación se presentan las cargas últimas y los modos de fallo de los refuerzos estrechos con un único anclaje de las series con el abanico expandido entre dos capas de refuerzo.

Tabla 4.3 Carga última y modo de fallo series B-100

SERIE	PROBETA	P _{máx} (kN)	Media	Desviación estándar	C.V.	MODO DE FALLO
B-100-0	B-100-0-1	39.01	41.45	2.73	6.59%	DAR
	B-100-0-2	40.94				DAP
	B-100-0-3	44.40				DAR
B-100-50	B-100-50-1	54.76	55.26	1.08	1.96%	DAR
	B-100-50-2	54.52				DAP
	B-100-50-3	56.50				DAP
B-100-100	B-100-100-1	53.64	53.85	1.05	1.95%	DAP
	B-100-100-2	54.98				DAP
	B-100-100-3	52.91				DAP

La comparación de los resultados de las Tablas 4.2 y 4.3 muestran que disponer el tramo libre del anclaje entre dos capas de refuerzo no solo representa una mejora en su comportamiento al ocasionar un fallo más dúctil, sino también produce un incremento en su resistencia. La mayoría de probetas de esta serie fallaron por el despegue del refuerzo seguido del arrancamiento del anclaje (DAP): después del despegue completo del refuerzo, el anclaje continuó resistiendo un incremento gradual de carga hasta ser arrancado completamente de la perforación. Los resultados muestran que, para esta configuración, ubicar el anclaje a 50 mm del extremo libre (serie B-100-50) permite alcanzar resistencias de adherencia de más del doble de la serie de control.

4.1.1.3 Refuerzo ancho con un único anclaje

Partiendo de los resultados obtenidos en las series con tejidos estrechos, se ensayó una única serie con refuerzos anchos expandiendo el abanico del anclaje sobre el refuerzo. El objetivo de esta serie fue verificar que, para esta configuración, se mantenía el comportamiento observado anteriormente en refuerzos estrechos (mejores resultados en las series con el abanico expandido entre dos capas de refuerzo). Los resultados de esta serie fueron comparados con los de su equivalente con el abanico expandido entre dos capas de refuerzo (B-200-50) y posteriormente se ensayaron las dos series restantes de refuerzos anchos con un único anclaje (B-200-0 y B-200-100).

Series con el abanico expandido sobre el refuerzo: series O-200

La Tabla 4.4 a continuación presenta las cargas últimas y los modos de fallo observados en tejidos anchos con un único anclaje con su tramo libre expandido sobre el refuerzo.

Tabla 4.4 Carga última y modo de fallo series O-200

SERIE	PROBETA	P _{máx} (kN)	Media	Desviación estándar	C.V.	MODO DE FALLO
O-200-50	O-200-50-1	43.24	45.48	2.59	5.69%	DAR
	O-200-50-2	48.32				DAR
	O-200-50-3	44.89				DAR

Todas las probetas de la serie presentaron un fallo por rotura de anclaje en el tramo de doblado (DAR). Por otra parte, se puede observar que la carga última promedio para esta serie es incluso menor que la alcanzada por las series con refuerzo de 100 mm de ancho con el abanico del anclaje expandido entre dos capas. Si nos centramos en la cantidad de material utilizado, las series con refuerzo estrecho y el abanico expandido entre dos capas de FRP son equivalentes a las series con refuerzo ancho y el tramo libre del anclaje expandido sobre el mismo, lo que demuestra claramente que la configuración del refuerzo juega un papel importante en la optimización del uso de las propiedades del material. En los siguientes apartados se presentará un análisis más detallado sobre el aprovechamiento del material y el diseño optimizado de este sistema de refuerzo.

Series con el abanico expandido entre dos capas de refuerzo: series B-200

Tras verificar que, al igual que podía apreciarse en los tejidos estrechos, disponer el tramo libre del anclaje entre dos capas de refuerzo mejora el comportamiento de los refuerzos anclados, se ensayaron dos series complementarias con distintas ubicaciones del anclaje respecto al extremo cargado para analizar la influencia de esta variable en el comportamiento de los refuerzos anchos con un único anclaje.

En los resultados presentados en la Tabla 4.5 se observa que no existen diferencias considerables en la carga última de las tres series estudiadas, lo que permite intuir que, para refuerzos anchos con un único anclaje la ubicación del anclaje respecto a la carga tiene una menor influencia que en refuerzos estrechos.

Tabla 4.5 Carga última y modo de fallo series B-200

SERIE	PROBETA	$P_{\text{máx}}$ (kN)	Media	Desviación estándar	C.V.	MODO DE FALLO
B-200-0	B-200-0-1	63.82	61.36	3.09	5.04%	DAR
	B-200-0-2	57.89				DAR
	B-200-0-3	62.37				DAR
B-200-50	B-200-50-1	67.73	62.74	7.77	12.38	DAR
	B-200-50-2	66.72				DAR
	B-200-50-3	53.79				DAR

B-200-100	B-200-100-1	62.16	61.50	3.15	5.10	DAP
	B-200-100-2	64.25				DAP
	B-200-100-3	58.09				DAR

A pesar de que las resistencias máximas en estas series son mayores que sus equivalentes en refuerzos estrechos, esto no necesariamente representa un mejor comportamiento, ya que el incremento porcentual en la carga máxima producido por la presencia de un anclaje en comparación con los refuerzos sin anclar es menor que el alcanzado en las series de refuerzos estrechos con un único anclaje. Esto nos lleva a afirmar que existe un ancho máximo del refuerzo que un único conector puede anclar de manera óptima.

Por otra parte, se observa que el modo de fallo para esta configuración está directamente relacionado con el propio anclaje, siendo el modo de fallo más común la rotura del anclaje en el tramo de doblado (DAR), con excepción de la serie B-200-100 donde también predominó el fallo por arrancamiento de anclaje (DAP). Estos modos de fallo serían coherentes con haberse alcanzado la capacidad del conector trabajando a cortante.

4.1.1.4 Refuerzo ancho con anclajes múltiples

En las últimas series se ensayaron dos anclajes distribuidos transversalmente en el ancho del refuerzo con el tramo libre del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo. Los anclajes se ubicaron a 50 mm y 100 mm del extremo libre, partiendo de los mejores resultados obtenidos en las series con un único anclaje en estas dos posiciones. En la Tabla 4.6 se presentan las cargas máximas y los correspondientes modos de fallo registrados en estas series.

Tabla 4.6 Carga última y modo de fallo series M-200

SERIE	PROBETA	P _{máx} (kN)	Media	Desviación estándar	C.V.	MODO DE FALLO
M-200-50	M-200-50-1	97.19	93.96	6.57	6.98%	DAR
	M-200-50-2	86.40				DAR
	M-200-50-3	98.28				DAR
M-200-100	M-200-100-1	102.27	100.95	5.19	5.14%	DAR
	M-200-100-2	95.23				DAR
	M-200-100-3	105.36				DAR

Todas las probetas de la serie fallaron por rotura de los anclajes en el tramo de doblado (DAR), con ambos anclajes presentando un fallo simultáneo. La mejor resistencia corresponde a la serie M-200-100; esto es contrario al comportamiento observado en las series con un único anclaje (en refuerzos estrechos y anchos), donde los mejores resultados se obtuvieron en las series con los anclajes ubicados a 50 mm del extremo libre. El uso de anclajes múltiples distribuidos transversalmente permitió resistir cargas máximas 50% mayores que las alcanzadas en refuerzos equivalentes con un único anclaje. Además, las cargas máximas alcanzadas por refuerzos con múltiples anclajes fueron entre el 242% y el 260% de las alcanzadas por la serie de control.

4.1.2 Respuesta carga-deslizamiento

Para cada ensayo se utilizaron transformadores diferenciales de variación lineal (LVDTs) ubicados uno por delante y otro detrás del anclaje. Las mediciones efectuadas permitieron observar la influencia de la presencia de los anclajes en el deslizamiento del refuerzo, para cada disposición ensayada. En la mayoría de probetas estudiadas no fue posible registrar los deslizamientos con ambos LVDTs hasta el fallo, debido a que el despegue progresivo del refuerzo ocasionó el fallo prematuro del metacrilato que servía como conexión entre el extensómetro y el refuerzo.

Zhang et al. (2012) propusieron un modelo genérico para la respuesta carga-deslizamiento de refuerzos de FRP, comparando los refuerzos simplemente adheridos con los refuerzos adheridos y anclados. En este modelo, el tramo lineal previo al despegue de los refuerzos anclados, presenta una mayor resistencia, demostrando que el sistema de anclaje es capaz de retrasar el fallo por despegue, aportando, además, una mayor ductilidad. De acuerdo a este modelo, la resistencia post-pico previa al fallo del anclaje es inferior a la conseguida antes del despegue.

Según el modelo propuesto por Zhang et al. (2012), la respuesta carga-deslizamiento tiene tres zonas principales, cuyos límites se encuentran definidos por cargas y deslizamientos correspondientes a: el inicio del despegue (P_{db} , S_{db}), el momento en el que el refuerzo se despegue completamente del soporte ($P_{máx1}$, $S_{máx1}$), y el fallo ($P_{máx2}$, $S_{máx2}$).

La figura 2.31 presentada en el capítulo 2 muestra la comparación de las respuestas genéricas propuestas por Zhang et al. (2012) con las observadas por Villanueva (2017) en su campaña experimental. La principal diferencia entre

ambos se produce a partir del valor pico $P_{m\acute{a}x1}$, ya que en el modelo de Zhang et al. (2012) la resistencia post-pico del anclaje ($P_{m\acute{a}x2}$) es sustancialmente menor a $P_{m\acute{a}x1}$, mientras Villanueva (2017) observó un crecimiento de la resistencia tras la caída ocasionada por el comienzo del despegue del FRP, alcanzando valores hasta un 17% mayores.

En los resultados experimentales de la presente investigación, todas las probetas ensayadas presentaron un comportamiento similar con respecto a la relación carga-deslizamiento. Al igual que en la investigación de Zhang y Smith, las respuestas carga-deslizamiento de todos los refuerzos anclados tienen tres zonas principales, sin embargo, la resistencia post-pico del anclaje en todos los casos presentó el comportamiento previamente observado por Villanueva (2017) es decir, cargas $P_{m\acute{a}x2}$, mayores a $P_{m\acute{a}x1}$.

4.1.2.1 Refuerzo sin anclar

Las respuestas carga-deslizamiento de las probetas sin anclaje correspondientes a las series de control C-100 y C-200 se muestran en las Figuras 4.2 y 4.3. Se observa que, tanto para refuerzos estrechos como para refuerzos anchos, todas presentan un comportamiento similar, con una relación prácticamente lineal hasta el inicio del despegue del refuerzo (P_{db}, S_{db}). El despegue se inicia en el extremo cargado y se propaga hacia el extremo libre alcanzando la carga ($P_{m\acute{a}x1}, S_{m\acute{a}x1}$) cuando el laminado se ha despegado completamente del soporte. La meseta observada en algunas probetas puede atribuirse a que, la longitud adherida es más del doble de la longitud efectiva.

La Tabla 4.7 presenta los registros de carga y deslizamiento para los tres puntos limítrofes entre las zonas anteriormente mencionadas. En esta, puede observarse que, para cargas iguales, los deslizamientos registrados por el extensómetro LVDT₁ son mayores que los registrados por el LVDT₂ debido a su proximidad al extremo cargado.

Tabla 4.7 Cargas y deslizamientos de los límites entre zonas series C-100 y C-200

SERIE	PROBETA	P_{db} (kN)	S_{db}		$P_{máx,1}$ (kN)	$S_{máx,1}$		$P_{máx,2}$ (kN)	$S_{máx,2}$	
			Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)		Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)		Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)
C-100	C-100-1	16.18	0.91	0.64	21.52	1.15	0.92	-	-	-
	C-100-2	15.03	0.76	0.35	18.68	2.3	0.50	-	-	-
	C-100-3	19.61	0.55	0.31	22.61	2.05	0.37	-	-	-
C-200	C-200-1	20.65	1.51	0.83	32.97	2.73	1.29	-	-	-
	C-200-2	18.82	0.60	0.25	48.56	1.44	0.69	-	-	-
	C-200-3	26.60	0.54	0.24	35.03	1.01	0.49	-	-	-

Figura 4.2 Respuesta carga-deslizamiento Serie C-100

Figura 4.3 Respuesta carga-deslizamiento Serie C-200

4.1.2.2 Refuerzo estrecho con un único anclaje

Como se ha mencionado anteriormente, las series se agruparon de acuerdo a la disposición del tramo libre del anclaje con respecto al refuerzo (series O y B). A continuación, se presentan las respuestas carga-deslizamiento registradas para todas las series estudiadas en ambos grupos:

Series con el abanico expandido sobre el refuerzo O-100

Las figuras 4.4 a 4.6 muestran las respuestas carga-deslizamiento de las series con refuerzos estrechos y un único anclaje. Cabe mencionar que, en las tres series con el abanico expandido sobre el refuerzo, el LVDT₁ falló antes de alcanzar la resistencia máxima. En la mayoría de los casos, falló al inicio del despegue del refuerzo o inmediatamente después del despegue total del refuerzo, por lo que P_{db} y S_{db} y en algunos casos $P_{máx1}$ y $S_{máx1}$ se pueden identificar fácilmente en las curvas. La Tabla 4.8 presenta los valores de carga y deslizamiento correspondientes a los tres puntos definidos como límite entre las tres zonas que conforman la respuesta carga-deslizamiento de las probetas pertenecientes a las series analizadas.

Figura 4.4 Respuesta carga-deslizamiento Serie O-100-0

Figura 4.5 Respuesta carga-deslizamiento Serie O-100-50

Figura 4.6 Respuesta carga-deslizamiento Serie O-100-100

El cambio de pendiente al superarse la carga de despegue (P_{db}) se debe a que, a partir de este punto, al haberse iniciado el despegue, el incremento de carga ocasiona deslizamientos mayores en el refuerzo. Una vez que el refuerzo se ha despegado completamente del soporte ($P_{máx1}$, $S_{máx1}$) se produce un gran deslizamiento el cual, en algunos casos, va acompañado con una caída de la carga. Este comportamiento, demuestra el incremento de resistencia ocasionado por la presencia de anclajes, ya que el conector continúa resistiendo cargas a pesar de no existir ningún tipo de adherencia entre el refuerzo y el soporte, llegando incluso a superar $P_{máx1}$.

En la serie O-100-100, el gran deslizamiento máximo de la primera probeta se debe al modo de fallo presentado por la misma (despegue del refuerzo seguido de la rotura del anclaje DAR). Las otras dos probetas de esta serie, por su parte, presentaron un fallo frágil (DPR) coherente con los menores deslizamientos registrados.

Tabla 4.8 Cargas y deslizamientos de los límites entre zonas series O-100

SERIE	PROBETA	P _{db} (kN)	S _{db}		P _{máx,1} (kN)	S _{máx,1}		P _{máx,2} (kN)	S _{máx,2}	
			Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)		Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)		Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)
O-100-0	O-100-0-1	12.97	3.68	0.53	26.87	-	2.13	34.7	-	5.57
	O-100-0-2	19.21	0.15	0.18	24.44	0.35	1.06	35.5	-	3.3
	O-100-0-3	12.9	-	0.66	24.59	-	1.65	34.4	-	3.04
O-100-50	O-100-50-2	18.15	0.75	1.42	23.78	1.3	1.61	39.4	-	2.17
	O-100-50-3	13.1	0.36	1.15	28.6	1.22	1.6	38.4	-	1.98
O-100-100	O-100-100-1	15.29	0.18	0.23	30.80	-	3.07	36.7	-	3.65
	O-100-100-2	18.83	0.14	0.09	31.78	0.89	0.43	36.9	1.29	0.85
	O-100-100-3	20.78	0.3	0.13	28.38	1.23	0.24	40.4	-	0.79

Series con el abanico expandido entre dos capas de refuerzo B-100

Las Figuras 4.7 a 4.9 presentan las respuestas carga-deslizamiento de las series con tejido estrecho y un único anclaje expandido entre dos capas de refuerzo. Al igual que en las series anteriores, no se pudo registrar el deslizamiento del FRP con ambos LVDTs por el fallo prematuro del LVDT₂ en la mayoría de las probetas.

Las respuestas carga-deslizamiento para esta configuración también presentan las tres zonas establecidas por el modelo de respuesta carga-deslizamiento propuesto por Zhang et al. (2012) y sus límites se presentan en la Tabla 4.9. La zona previa al inicio del despegue, mantiene su comportamiento prácticamente lineal. Por otra parte, como el fallo de las probetas en estas series fue por la rotura o el arrancamiento del anclaje después del despegue del refuerzo, se observa un comportamiento más dúctil, registrando deslizamientos mayores antes del fallo.

Figura 4.7 Respuesta carga-deslizamiento Serie B-100-0

Figura 4.8 Respuesta carga-deslizamiento Serie B-100-50

Figura 4.9 Respuesta carga-deslizamiento Serie B-100-100

Al igual que en las series con el abanico expandido sobre el refuerzo, las series con el anclaje ubicado más próximo al extremo cargado presentaron menores deslizamientos comparados con las otras dos posiciones del anclaje estudiadas. En estas curvas también se puede observar que, sin importar la ubicación del anclaje respecto al extremo cargado, disponer del abanico entre dos capas de FRP ocasiona un incremento en la resistencia del conjunto refuerzo-anclaje en comparación con las series con el abanico del anclaje expandido sobre el refuerzo.

Tabla 4.9 Cargas y deslizamientos de los límites entre zonas series B-100

SERIE	PROBETA	P_{db} (kN)	S_{db}		$P_{m\acute{a}x,1}$ (kN)	$S_{m\acute{a}x,1}$		$P_{m\acute{a}x,2}$ (kN)	$S_{m\acute{a}x,2}$	
			Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)		Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)		Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)
B-100-0	B-100-0-1	23.37	0.39	0.12	29.41	0.83	-	39.0	-	-
	B-100-0-2	23.84	0.18	0.1	37.63	0.64	1.52	40.9	4.17	2.26
	B-100-0-3	18.33	0.08	0.04	26.38	1.29	-	44.4	4.46	-
B-100-50	B-100-50-1	21.19	0.73	0.08	41.73	-	1.52	54.7	-	-
	B-100-50-2	10.27	0.24	0.08	43.22	2.95	0.8	54.5	5.07	2.13
	B-100-50-3	21.33	0.38	0.06	39.49	1.78	0.61	56.5	-	3.06
B-100-100	B-100-100-1	21.32	0.15	0.27	45.05	0.54	0.48	53.6	0.75	2.61
	B-100-100-2	22.27	0.02	0.18	48.14	0.2	0.41	54.9	0.52	-
	B-100-100-3	18.32	0.12	0.24	40.18	0.23	0.38	52.9	0.52	-

4.1.2.3 Refuerzo ancho con un único anclaje

A continuación, se presentan las respuestas carga-deslizamiento de las series con refuerzos anchos y un único anclaje.

Series con el tramo libre expandido sobre el refuerzo O-200

Como se ha mencionado anteriormente, se ensayó una única serie con refuerzo ancho y un único anclaje con el abanico sobre el refuerzo, tras verificar que al igual que en refuerzos estrechos, esta configuración ocasionaba un comportamiento peor que cuando se dispone el tramo libre del anclaje entre dos capas de refuerzo. La figura 4.10 y la Tabla 4.10 a continuación, presentan la respuesta carga-deslizamiento de esta serie. Se observan deslizamientos mayores a los registrados en la serie de control ocasionados por la presencia del

anclaje, de magnitud consistente con el modo de fallo registrado por las probetas de la serie (DAR):

Figura 4.10 Respuesta carga-deslizamiento Serie O-200-50

Tabla 4.10 Cargas y deslizamientos de los límites entre zonas serie O-200

SERIE	PROBETA	P_{db} (kN)	S_{db}		$P_{máx,1}$ (kN)	$S_{máx,1}$		$P_{máx,2}$ (kN)	$S_{máx,2}$	
			Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)		Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)		Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)
O-200-50	O-200-50-1	10.77	0.08	2.43	37.74	0.42	3.90	43.24	-	4.12
	O-200-50-2	9.20	0.34	0.84	39.25	0.83	2.43	48.32	-	3.78
	O-200-50-3	11.27	0.01	0.62	34.29	0.69	1.70	44.89	-	2.06

Serie con el tramo libre expandido entre dos capas de refuerzo B- 200

Al igual que en los refuerzos estrechos, disponer el tramo libre del anclaje entre dos capas de refuerzo ocasiona un mejor comportamiento en refuerzos anchos con un único anclaje, alcanzando resistencias mayores y presentando fallos más dúctiles. Las Figuras 4.11 a 4.13 a continuación presentan las respuestas carga-deslizamiento registradas para estas series. Por su parte, la Tabla 4.11 muestra los valores de carga y deslizamiento correspondientes a los límites entre zonas para las probetas analizadas.

Figura 4.11 Respuesta carga-deslizamiento Serie B-200-0

Figura 4.12 Respuesta carga-deslizamiento Serie B-200-50

Figura 4.13 Respuesta carga-deslizamiento Serie B-200-100

En las figuras 4.11 a 4.13 se observa que, si bien las resistencias máximas son muy similares para las tres ubicaciones del anclaje analizadas con un anclaje en tejidos de 200 mm de ancho, ubicar el anclaje a 100 mm del extremo libre (es decir, más próximo al extremo cargado) permite deslizamientos considerablemente mayores, lo que deriva en un fallo más dúctil (DAP).

Tabla 4.11 Cargas y deslizamientos de los límites entre zonas series B-200

SERIE	PROBETA	P_{db} (kN)	S_{db}		$P_{máx,1}$ (kN)	$S_{máx,1}$		$P_{máx,2}$ (kN)	$S_{máx,2}$	
			Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)		Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)		Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)
B-200-0	B-200-0-1	24.06	0.16	0.03	49.82	0.43	0.63	63.8	-	-
	B-200-0-2	20.17	0.25	0.06	51.86	-	0.31	57.8	-	0.33
	B-200-0-3	18.30	0.83	0.06	50.51	1.66	0.54	62.3	4.35	-
B-200-50	B-200-50-1	20.51	-	0.74	57.80	-	3.39	67.7	-	4.50
	B-200-50-2	18.11	1.45	1.66	58.38	-	3.24	66.7	-	4.92
	B-200-50-3	22.12	0.02	2.22	52.88	0.44	3.97	53.7	4.33	-
B-200-100	B-200-100-1	18.05	2.97	0.52	50.53	4.99	1.61	62.1	7.53	-
	B-200-100-2	20.15	1.94	1.31	47.65	3.93	-	64.2	6.57	-
	B-200-100-3	20.70	2.68	0.32	48.77	7.05	3.06	58.0	10.83	6.56

4.1.2.4 Refuerzo ancho con anclajes múltiples

En las últimas series se ensayaron dos anclajes distribuidos transversalmente en el ancho del refuerzo con el tramo libre del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo. Los anclajes se ubicaron a 50 mm y 100 mm del extremo libre, partiendo de los mejores resultados obtenidos en las series con un único anclaje en estas dos posiciones. Las respuestas carga-deslizamiento para estas series se presentan en las figuras 4.14 y 4.15.

Se observa que utilizar dos anclajes distribuidos transversalmente en refuerzos anchos no afecta el deslizamiento del refuerzo, comparado con los resultados obtenidos en las series de refuerzos anchos con un único anclaje. Los deslizamientos registrados son similares a los registrados en refuerzos anchos simplemente anclados, y presentan el mismo comportamiento, con

deslizamientos mayores en las series con el anclaje ubicado más próximo al extremo cargado.

Figura 4.14 Respuesta carga-deslizamiento Serie M-200-50

Figura 4.15 Respuesta carga-deslizamiento Serie M-200-100

La Tabla 4.12 presenta los límites entre zonas para la respuesta carga-deslizamiento de los refuerzos anchos anclados con dos conectores.

Tabla 4.12 Cargas y deslizamientos de los límites entre zonas series M-200

SERIE	PROBETA	P _{db} (kN)	S _{db}		P _{máx,1} (kN)	S _{máx,1}		P _{máx,2} (kN)	S _{máx,2}	
			Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)		Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)		Lvdt ₁ (mm)	Lvdt ₂ (mm)
M-200-50	M-200-50-1	31.41	0.89	-	65.88	1.94	-	97.19	3.72	-
	M-200-50-2	37.49	5.38	0.25	57.31	7.67	0.57	86.40	9.88	-
	M-200-50-3	38.55	0.66	0.01	60.37	1.09	0.13	98.28	-	-
M-200-100	M-200-100-	39.03	0.40	0.99	80.89	2.40	1.51	102.27	7.23	1.75
	M-200-100-	34.69	1.54	0.02	64.02	7.87	0.13	95.23	8.40	-
	M-200-100-	37.45	4.79	1.11	78.01	7.94	4.18	105.36	11.45	-

Capítulo 5

Análisis y discusión de resultados

5.1 Ensayos en tejidos de fibra de carbono adheridos

Todas las probetas correspondientes a las series de control (refuerzos adheridos sin anclar) presentaron un fallo por despegue en la interfaz refuerzo-soporte con una delgada capa de hormigón adherida en el refuerzo.

Las respuestas carga-deslizamiento para estas series, tanto en refuerzos estrechos como en refuerzos anchos presentaron una meseta justo después de la carga máxima, también observada por Zhang y Smith (2012) en su campaña experimental. Esta meseta puede atribuirse a que la longitud de refuerzo adherida de FRP en las configuraciones estudiadas es considerablemente mayor que la longitud efectiva de transferencia de tensiones estimada con la expresión propuesta por Chen y Teng (2001).

Por otra parte, los resultados obtenidos con los dos anchos de FRP estudiados respaldan las observaciones de Subramaniam et al. (2021) quienes dividen el ancho del refuerzo en tres zonas, afirmando que las zonas de borde se mantienen constantes para cualquier ancho de FRP, por lo que el ancho de la región central (encargada de resistir las mayores deformaciones axiales y de cizallamiento) aumenta al incrementarse el ancho del refuerzo, lo que explica el incremento de la resistencia al despegue con el incremento del ancho del FRP (mayores cargas últimas para refuerzos de 200 mm de ancho comparadas con las alcanzadas con refuerzos de 100 mm de ancho).

5.2 Ensayos en tejidos de fibra de carbono adheridos y anclados

5.2.1 Influencia de la posición del anclaje respecto al extremo cargado.

5.2.1.1 Refuerzos estrechos

En los resultados obtenidos en las seis configuraciones estudiadas con refuerzos estrechos y un único anclaje, se observa que, la posición del anclaje respecto al extremo cargado influye tanto en la carga última como en el deslizamiento máximo que el refuerzo anclado puede resistir antes del fallo.

De acuerdo con las observaciones de Zhang y Smith (2017), ubicar el anclaje a distancias alejadas del extremo cargado permite al refuerzo resistir mayores deslizamientos antes del fallo. Sin embargo, contrario a las observaciones realizadas por Zhang y Smith (2017), una mayor longitud adherida detrás del anclaje no siempre resulta en una mayor carga última. En los resultados de esta campaña experimental, se produce una disminución en la resistencia del refuerzo anclado cuando la longitud adherida detrás del anclaje es de 100 mm (series O-100-100 y B-100-100) en comparación con las cargas máximas alcanzadas por las series O-100-50 y B-100-50.

Esta reducción en la resistencia puede atribuirse a que, para las series O-100-100 y B-100-100, la longitud adherida delante del abanico del anclaje es menor que la longitud efectiva de adherencia obtenida con el modelo de Cheng y Teng (2001), lo que ocasiona que el conector sea sometido a esfuerzos de manera prematura, antes de que el FRP haya podido desarrollar toda su resistencia de adherencia.

Los resultados para estas dos posiciones (a 50 mm y 100 mm del extremo libre) son muy similares con relación a la carga máxima resistida, con una diferencia de solo el 3% entre ambas. Un comportamiento similar fue observado por Ozbakaloglu et al. (2017) cuyos resultados para series con longitudes adheridas detrás del anclaje de 135 mm y 225 mm exhibieron una diferencia del 2% entre sus cargas máximas. Esta observación permite deducir que puede haber dos longitudes adheridas efectivas, una delante y otra detrás del anclaje, las cuales combinadas podrían permitir alcanzar una carga máxima óptima con un modo de fallo dúctil.

La figura 5.1 presenta el incremento de la carga máxima respecto a las series de control para las seis configuraciones estudiadas en refuerzos estrechos con un único anclaje. Se recuerda que en la serie O el abanico del anclaje está situado sobre el refuerzo, y en la B entre dos capas.

Figura 5.1 Incremento de la carga última respecto a la serie de control ocasionado por la presencia de anclajes

Como se observa en la figura 5.1, entre las diferentes posiciones estudiadas, sin importar la disposición del tramo libre del anclaje, ubicar el conector a 50 mm del extremo libre permite alcanzar las mayores cargas últimas. Como se ha mencionado anteriormente, esto, se atribuye a que en esta configuración la longitud adherida delante del anclaje es mayor que la longitud efectiva obtenida con el modelo de Chen y Teng (2001) tanto para los refuerzos con el abanico expandido sobre el refuerzo ($l_{eff}=76$ mm) como para los refuerzos con el tramo libre del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo ($l_{eff}=107$ mm), lo que permite al FRP desarrollar toda su capacidad de adherencia.

La ubicación del anclaje respecto al extremo cargado influye en los deslizamientos máximos del refuerzo antes del fallo, los que, a su vez, están relacionados con los diferentes modos de fallo observados. Las figuras 5.2 y 5.3 presentan gráficamente la distribución porcentual de los diferentes modos de fallo registrados en las tres posiciones del anclaje estudiadas en refuerzos estrechos.

En la figura 5.2 se observa que la ubicación del anclaje respecto al extremo cargado tiene una menor influencia en el modo de fallo en las series con el tramo libre del abanico expandido sobre el refuerzo. El modo de fallo predominante en esta configuración es el despegue del refuerzo seguido de la rotura del mismo

(DPR), que puede atribuirse a la zona del tejido debilitada durante la instalación del anclaje.

Por su parte, la figura 5.3 muestra que cuando el tramo libre del anclaje es expandido entre dos capas de refuerzo, sin importar la ubicación del anclaje respecto al extremo cargado, el fallo está directamente relacionado con el conector, observándose únicamente fallos por rotura (DAR) y arrancamiento de anclaje (DAP).

Figura 5.2 Distribución de los modos de fallo observados en refuerzos estrechos con un único anclaje con el abanico del conector expandido sobre el refuerzo.

Figura 5.3 Distribución de los modos de fallo observados en refuerzos estrechos con un único anclaje con el abanico del conector expandido entre dos capas de refuerzo

Con relación a las respuestas carga-deslizamiento observadas, todas las series de refuerzos estrechos con un único anclaje presentaron una carga máxima ($P_{máx2}$) mayor que la correspondiente al despegue total del FRP ($P_{máx1}$). Este comportamiento también fue observado por Villanueva (2017) y podría explicarse por el hecho de que, tanto en su campaña experimental, como en la presente campaña experimental, se utilizaron anclajes optimizados en términos de geometría y métodos de inserción.

Al haberse constatado que la disposición del tramo libre del anclaje presenta una mayor influencia en la respuesta carga-deslizamiento de las probetas que la posición del anclaje respecto al extremo cargado, un análisis más detallado se presenta en los próximos apartados.

5.2.1.2 Refuerzos anchos

La comparación entre los resultados de las series O-200-50 y B-200-50 en refuerzos anchos con un único anclaje, p

ermitió verificar que, al igual que en refuerzos estrechos, disponer el tramo libre del abanico entre dos capas de refuerzo permite conseguir mejores resultados en términos de carga máxima y ductilidad comparados con los obtenidos cuando se expande el abanico sobre el refuerzo.

La carga última promedio para la serie B-200-50 es un 38% mayor que la registrada en la serie O-200-50. Además, se observa que, incluso los resultados obtenidos en la serie B-100-50 con refuerzo estrecho y el anclaje ubicado en la misma posición que en las dos series anteriores, son 21% mayores que los de la serie O-200-50.

Esta última observación evidencia la importancia de las diferentes variables geométricas en el diseño de este sistema de refuerzo, mostrando que, con la misma cantidad de material (la serie O-200-50 y la serie B-100-50 tienen la misma cantidad de FRP) y en función de la configuración considerada, pueden existir diferencias de hasta un 20% en las cargas últimas conseguidas.

Con relación a los resultados obtenidos en las series con refuerzos anchos y un único anclaje, series B-200, se observa una menor influencia de la posición del anclaje respecto al extremo cargado en la carga última alcanzada, registrando una diferencia de solo el 2% entre la mejor y la peor carga registrada.

Es importante señalar, que, a pesar de que las cargas últimas en estas series son mayores que las de las series equivalentes en refuerzos estrechos con un único anclaje, esto no significa un mejor comportamiento, ya que el incremento porcentual de carga respecto a la serie de control conseguido por la presencia del anclaje es menor.

Esta reducción en el aporte del anclaje con el incremento del ancho del refuerzo también fue observada por Niemitz (2008) quien, en base a sus resultados experimentales, concluyó que el aporte del anclaje reduce en los extremos de su abanico. A partir de estas observaciones, se puede afirmar que existe un máximo ancho de FRP que puede anclarse óptimamente con un único anclaje.

El diseño de los anclajes de FRP debe ajustarse a las necesidades del elemento reforzado, por lo que no es posible determinar si es preferible usar un único o múltiples anclajes. Sin embargo, se requerirán múltiples anclajes cuando la resistencia unitaria de un conector resulte insuficiente para producir un incremento en la resistencia de adherencia del refuerzo.

La figura 5.4 a continuación, presenta el incremento porcentual de carga última alcanzado en las series con refuerzo ancho utilizando un único y múltiples anclajes, en dos posiciones diferentes respecto al extremo cargado.

Figura 5.4 Incremento de la carga última respecto a la serie de control ocasionado por la presencia de anclajes

En la Figura 5.4 se observa que, disponer dos anclajes transversalmente en refuerzos anchos permite resistir cargas últimas al menos un 50% mayores que las alcanzadas con un único anclaje. Además, muestra que las cargas máximas alcanzadas por refuerzos con múltiples anclajes fueron el 242% y el 260% de las registradas en la serie de control.

Este incremento es muy similar al conseguido en las series con refuerzos estrechos y un único anclaje expandido entre dos capas de refuerzo, lo que demuestra que utilizar múltiples anclajes (dos en este caso) distribuidos transversalmente en refuerzos anchos, puede ser equivalente a usar un único conector en refuerzos estrechos, siempre y cuando se utilicen una posición y disposición del anclaje y el refuerzo adecuadas.

La figura 5.5 presenta la distribución porcentual de los diferentes tipos de fallo registrados en las series con refuerzos anchos, un único anclaje, y el tramo libre del conector expandido entre dos capas de refuerzo. Todas las series con refuerzos anchos, incluidas aquellas con múltiples anclajes, presentaron fallos directamente relacionados con el propio anclaje, siendo el modo de fallo más común la rotura del anclaje en el tramo de doblado (DAR), con excepción de la serie B-200-100 donde predominó el fallo por arrancamiento del anclaje (DAP).

Los deslizamientos registrados en las series con dos anclajes distribuidos transversalmente son similares a los registrados en refuerzos anchos con un único anclaje, presentando además el mismo comportamiento (deslizamientos mayores en las series con el anclaje ubicado más próximo al extremo cargado).

Figura 5.5 Distribución de los modos de fallo observados en refuerzos anchos con un único anclaje con el abanico del conector expandido entre dos capas de refuerzo

5.2.2 Influencia de la disposición del tramo libre del anclaje.

5.2.2.1 Refuerzos estrechos

La Tabla 5.1 a continuación presenta el incremento de carga última y el modo de fallo registrados en la campaña experimental en refuerzos estrechos con un único anclaje. En estos se puede observar que, la disposición del tramo libre del anclaje respecto al refuerzo afecta la carga máxima y el modo de fallo de los refuerzos anclados. Disponer el tramo libre del anclaje entre dos capas de refuerzo retrasa el inicio del despegue del FRP, el cual comienza en cargas 25% mayores que las alcanzadas en las series de control.

Tabla 5.1 Incremento de la carga última comparado con los refuerzos simplemente adheridos y modo de fallo en refuerzos estrechos con un único anclaje

Probeta	$P_{\text{máx}}/P_{\text{db}}$	Modo de fallo	Probeta	$P_{\text{máx}}/P_{\text{db}}$	Modo de fallo
O-100-0			B-100-0		
O-100-0-1	1.66	DPR	B-100-0-1	1.86	DAR
O-100-0-2	1.70	DPR	B-100-0-2	1.96	DAP
O-100-0-3	1.65	DPR	B-100-0-3	2.12	DAR
O-100-50			B-100-50		
O-100-50-1	2.27	DPR	B-100-50-1	2.60	DAR
O-100-50-2	1.88	DPR	B-100-50-2	2.70	DAP
O-100-50-3	1.83	DPR	B-100-50-3	2.53	DAP
O-100-100			B-100-100		
O-100-100-1	1.76	DAR	B-100-100-1	2.56	DAP
O-100-100-2	1.77	DPR	B-100-100-2	2.63	DAP
O-100-100-3	1.93	DPR	B-100-100-3	2.53	DAP

Por otra parte, se observa que, todas las probetas ensayadas con el abanico del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo alcanzaron cargas máximas $P_{\text{máx}2}$ mayores comparadas con las series equivalentes con el abanico del anclaje expandido sobre el refuerzo. Los dos modos de fallo registrados en las probetas ensayadas con esta configuración fueron el despegue del refuerzo seguido del arrancamiento del anclaje (DAP) y el despegue del refuerzo seguido por la rotura del anclaje (DAR).

La figura 5.6 presenta una comparación de la distribución porcentual de los modos de fallo registrados entre series con el anclaje ubicado en el mismo punto, pero con el tramo libre del conector dispuesto en las dos alternativas analizadas.

Esta figura muestra la importancia de la disposición del tramo libre del anclaje en el modo de fallo del conjunto refuerzo-anclaje. Se observa que, para series equivalentes (mismo ancho de refuerzo, longitud adherida y posición del anclaje respecto al extremo cargado), disponer el tramo libre del conector entre dos capas de refuerzo ocasiona que el fallo del sistema de refuerzo esté directamente relacionado al anclaje (DAR o DAP), eliminando así el fallo frágil registrado cuando el tramo libre del anclaje es expandido sobre el refuerzo (DPR).

Por otra parte, la figura 5.6 muestra que, en tejidos estrechos con un único anclaje y el abanico expandido entre dos capas de refuerzo, el modo de fallo predominante es el despegue del refuerzo seguido del arrancamiento del anclaje (DAP), el cual se caracteriza por ser un fallo dúctil y con cierta capacidad de aviso antes del fallo, lo que juega un rol importante en favor de la seguridad.

Figura 5.6 Comparación de los modos de fallo registrados dependiendo de la disposición del tramo libre del anclaje en refuerzos estrechos con un único anclaje

De acuerdo con lo observado por Smith et al. (2013), el área debajo de la curva carga-deslizamiento (capacidad de disipación de la interfaz) muestra la ductilidad de la interfaz FRP-soporte. En los resultados experimentales obtenidos, se puede observar que esta área es mayor en las probetas con el tramo libre del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo que en aquellas con el abanico del anclaje expandido sobre el refuerzo.

El efecto favorable de un área considerablemente mayor se observa en todos los casos con excepción de la serie B-100-100, donde al igual que en la serie O-100-100, la cercanía del anclaje al extremo cargado deriva en una zona rígida que no permite el desarrollo de la resistencia de adherencia del FRP e inhibe su deslizamiento.

Los mejores resultados obtenidos entre las diferentes configuraciones estudiadas con tejidos estrechos y un único anclaje corresponden a la serie B-100-50, la cual alcanzó una carga máxima media equivalente al 261% de la de las series de control, presentando al mismo tiempo un fallo dúctil.

5.2.2.2 Refuerzos anchos

Como se ha mencionado anteriormente, se ensayó una única serie de refuerzos anchos con el tramo libre del anclaje expandido sobre el refuerzo. Los resultados presentados en la Tabla 5.2 muestran que, al igual que en refuerzos estrechos, en refuerzos anchos con un único anclaje, la disposición del tramo libre del anclaje influye tanto en la carga máxima como en el modo de fallo registrados. Alcanzándose cargas últimas hasta 57% mayores cuando el tramo libre del conector es expandido entre dos capas de refuerzo.

Tabla 5.2 Incremento de la carga última comparado con los refuerzos simplemente adheridos y modo de fallo en refuerzos anchos con un único anclaje

Probeta	$P_{m\acute{a}x}/P_{db}$	Modo de fallo	Probeta	$P_{m\acute{a}x}/P_{db}$	Modo de fallo
O-200-50			B-200-50		
O-200-50-1	1.11	DAR	B-200-50-1	1.74	DAR
O-200-50-2	1.24	DAR	B-200-50-2	1.72	DAR
O-200-50-3	1.16	DAR	B-200-50-3	1.38	DAR

La figura 5.7 muestra que, en refuerzos anchos con un único anclaje, la disposición del tramo libre del anclaje tiene una menor influencia en el modo de fallo registrado. Siendo el despegue del refuerzo seguido de la rotura del anclaje (DAR) el único modo de fallo registrado en ambas configuraciones.

Figura 5.7 Comparación de los modos de fallo observados en función de la disposición del tramo libre del anclaje en refuerzos anchos con un único anclaje.

No se ha analizado la influencia de la disposición del tramo libre del conector en las series con refuerzos anchos y múltiples anclajes, tras haber verificado que, tanto en refuerzos estrechos como en anchos con un único anclaje, disponer el tramo libre del conector entre dos capas de refuerzo deriva en mejores cargas últimas y fallos más dúctiles independientemente de la ubicación del anclaje respecto al extremo cargado.

5.2.3 Influencia del ancho del refuerzo y el número de anclajes.

En base a los resultados presentados en los anteriores apartados, se puede afirmar que la presencia de uno o múltiples anclajes permite aumentar la carga última del refuerzo y registrar deslizamientos mayores en el FRP, lo que se traduce en un fallo más dúctil. De igual manera, tanto la carga última como el deslizamiento máximo están relacionados con la disposición del tramo libre del anclaje, habiéndose observado un mejor comportamiento cuando el abanico del anclaje es expandido entre dos capas de refuerzo.

Todas las probetas con tejidos anchos y un único anclaje presentaron una respuesta carga-deslizamiento acorde con la respuesta genérica propuesta por Villanueva et al. (2017). Sin embargo, al contrario que lo observado en los refuerzos estrechos, en los refuerzos anchos, ubicar el anclaje más próximo al extremo cargado permitió registrar deslizamientos mayores, directamente relacionados con el modo de fallo más frecuente observado en la serie B-200-100, que es el despegue del refuerzo seguido del arrancamiento del anclaje (DAP).

En el resto de las series con refuerzos anchos y un único anclaje, el único modo de fallo observado fue el despegue del refuerzo seguido por la rotura del anclaje en el tramo de doblado (DAR), lo cual es coherente con los menores deslizamientos registrados. Sin embargo, al no contar con mediciones de deformaciones en el ancho del FRP, no se pueden sacar más conclusiones con respecto a las diferencias entre los deslizamientos máximos en refuerzos estrechos con un único anclaje y refuerzos anchos con dos anclajes.

Las figuras 5.8 y 5.9 muestran las principales diferencias observadas en los resultados de la campaña experimental con un único y múltiples anclajes en refuerzos estrechos y anchos. La Figura 5.8 presenta el incremento de resistencia comparado con los refuerzos sin anclar para refuerzos con un único y múltiples anclajes, correspondientes a las series con los conectores ubicados a 50 mm y 100 mm del extremo libre.

En esta, se puede observar una disminución en el aporte de un único anclaje con el incremento del ancho del refuerzo, lo cual respalda la observación previamente realizada, que existe un máximo ancho de refuerzo que un único conector puede anclar óptimamente. Esto puede deberse a que la contribución del anclaje se ve reducida en los límites exteriores del abanico del anclaje, de acuerdo con las observaciones realizadas por Niemitz (2008), siendo este comportamiento más evidente en los refuerzos anchos.

El uso de múltiples anclajes (dos en este caso) en refuerzos anchos, reduce el área de influencia del conector, mejorando su capacidad de aporte hasta alcanzar el incremento de resistencia conseguido por un único anclaje en refuerzos estrechos. En la figura 5.8 se puede evidenciar que el uso de un único anclaje en refuerzos estrechos y múltiples anclajes en refuerzos anchos permiten al refuerzo resistir cargas máximas de más del doble que las alcanzadas por refuerzos simplemente adheridos.

Figura 5.8 Incremento de carga última en refuerzos estrechos con un único anclaje (a) y refuerzos anchos con un único y múltiples anclajes (b).

Por otra parte, la figura 5.9 compara la carga última de las series de control (correspondientes a los dos anchos de refuerzo estudiados) con las cargas últimas registradas en las series con un único y con múltiples anclajes ubicados en dos posiciones diferentes respecto al extremo cargado. En esta, se observa que tanto el ancho del refuerzo como el número de conectores utilizados están directamente relacionados con la carga máxima que el refuerzo anclado puede resistir antes del fallo. Refuerzos más anchos con múltiples anclajes, resisten cargas mayores, sin embargo, esta configuración produce una reducción en el aprovechamiento de las propiedades del FRP.

Figura 5.9 Comparación de cargas últimas anclajes ubicados a 50 y 100 mm del extremo libre con el abanico expandido entre dos capas de refuerzo

Con relación a las respuestas carga-deslizamiento, se pueden hacer dos observaciones. La primera es que el uso de dos anclajes distribuidos

transversalmente no afecta el deslizamiento del refuerzo, comparado con las respuestas obtenidas en refuerzos anchos con un único anclaje. Los deslizamientos alcanzaron valores similares, con deslizamientos mayores en las series con los conectores ubicados más próximos al extremo cargado, contrario al comportamiento observado en refuerzos estrechos donde los mayores deslizamientos fueron registrados en las series con los conectores más alejados del extremo cargado.

La segunda observación está relacionada con la carga última y la posición del anclaje respecto al extremo cargado. En todas las series con un único anclaje (con refuerzos estrechos y anchos), las mayores cargas últimas se alcanzaron cuando el anclaje se ubicó a 50 mm del extremo libre, suponiendo que la caída de la carga máxima observada en la serie con los anclajes ubicados a 100 mm del extremo libre se debió a una longitud adherida insuficiente delante del anclaje que ocasionó que el mismo se tensionara antes del desarrollo total de la fuerza de adherencia del FRP.

Esta suposición se confirmó con los resultados de las series con refuerzos anchos y anclajes múltiples, donde las mayores cargas últimas se registraron cuando el anclaje se ubicó a 100 mm del extremo libre. En esta configuración, la longitud adherida delante del abanico del anclaje fue ligeramente menor que la longitud efectiva de adherencia estimada con el modelo de Chen y Teng (2001), lo que permitió al FRP desarrollar completamente su capacidad de adherencia antes de introducir tensiones en los conectores.

5.3 Análisis de los resultados existentes en la literatura

Diferentes autores estudiaron la influencia del uso de múltiples anclajes de FRP en el comportamiento de refuerzos adheridos y anclados en soportes de hormigón. La Tabla 5.3 a continuación presenta algunos de los principales parámetros considerados en cada campaña experimental. De estos parámetros, los relacionados al refuerzo son: ancho (W_{FRP}), longitud adherida (L_{FRP}), espesor (t_{FRP}), y los relacionados con los anclajes: longitud adherida delante del anclaje (L_{anc}), diámetro (d_a), profundidad embebida (h_{emb}) y longitud del tramo libre (l_{fan}).

La resistencia a tracción última del refuerzo (P_{ult}) se calculó para cada campaña experimental dependiendo del ancho y el espesor del refuerzo utilizado. Este valor, junto a la carga última obtenida experimentalmente (P_{test}), permiten estimar la eficiencia en el aprovechamiento de las propiedades del

material para cada configuración (P_{test}/P_{ult}). Por otra parte, la mayoría de los autores ensayó refuerzos adheridos sin anclar para utilizar su fuerza de despegue (P_{db}) como referencia para estimar el incremento de carga última ocasionado por la presencia de anclajes (P_{test}/P_{db}).

Tabla 5.3 Resultados existentes en la literatura para refuerzos de FRP anclados con múltiples conectores

Referencia	Serie/ Probeta	FRP			N°	Anchor				P_{ult} (kN)	P_{test} (kN)	P_{test}/P_{ult}	(P_{test}/P_{db}) *100 (%)
		W_{FRP} (mm)	L_{FRP} (mm)	t_{FRP} (mm)		L_{anc} (mm)	d_a (mm)	h_{emb} (mm)	l_{fan} (mm)				
Niemitz (2008)	A-0-0-5-0	122	762	0.165	-	-	-	-	-	78.28	35.58	0.45	-
	B-Y-2-5-4	122	762	0.165	2	127	13	51	51	78.28	55.24	0.71	155.3
	B-X-2-5-4	122	381	0.165	2	127	13	51	51	78.28	60.54	0.77	170.1
	C-Y-4-10-6	254	762	0.165	2	127	19	51	102	156.12	87.58	0.56	246.1
	C-X-4-10-6	254	381	0.165	2	127	19	51	102	156.12	96.57	0.62	271.4
McGuirk (2011)	S-1-0a-24	125	610	1.016	-	-	-	-	-	109.60	43.37	0.40	-
	F-1-0a-24	125	610	1.016	-	-	-	-	-	113.42	49.82	0.44	114.9
	S-1-2a-24	125	610	1.016	2	125	13	51	32	109.60	77.84	0.71	179.5
	F-1-2a-24	125	610	1.016	2	125	13	51	32	113.42	80.60	0.71	185.8
	F-2-0a-24	125	610	2.032	2	-	-	-	-	226.85	69.83	0.31	-
	F-2-2a-24	125	610	2.032	2	125	13	51	32	226.85	150.48	0.66	215.5
	S-2-2a-24	125	610	2.032	2	125	13	51	32	219.20	116.98	0.53	167.5
Niemitz et al. (2012)	BII-13-1.3-5	130	762	0.165	2	127	13	51	51	78.30	55.30	0.71	155.4
	BIIS-13-1.3-5	130	381	0.165	2	127	13	51	51	78.30	60.60	0.77	170.3
	BII-25-1.9-10	250	762	0.165	2	127	19	51	102	156.60	96.60	0.62	271.5
	BIIS-25-1.9-10	250	381	0.165	2	127	19	51	102	156.60	87.60	0.56	246.2
Ozbakkaloglu et al. (2017)	A-1,2,3	100	270	0.668	-	-	-	-	-	307.28	38.60	0.13	-
	B60R1-1,2,3	100	270	0.668	1	45	11	60	60	307.28	48.70	0.16	126.2
	B60R2-1,2,3	100	270	0.668	1	135	11	60	60	307.28	47.70	0.16	123.6
	B60R3-1,2,3	100	270	0.668	1	225	11	60	60	307.28	40.10	0.13	103.9
	D60R1R1-1,2	100	270	0.668	2	45	11	60	60	307.28	54.10	0.18	140.2
	D60R2R2-1,2	100	270	0.668	2	135	11	60	60	307.28	56.00	0.18	145.1
	D60R3R3-1,2	100	270	0.668	2	225	11	60	60	307.28	38.00	0.12	98.45
Villanueva (2017)	U	150	260	0.258	1	-	-	-	-	123.84	41.58	0.34	-
	O	150	260	0.258	1	210	10	100		123.84	54.18	0.44	130.3
	I	150	260	0.258	1	210	10	100		123.84	58.65	0.47	141.1
	R	150	260	0.258	1	210	10	100		123.84	51.65	0.42	124.2
	T	150	260	0.258	2	210	10	100		123.84	51.55	0.42	124.0
Investigación actual	C-100	100	260	0.129	-	-	-	-	-	82.56	24.45*	0.30	-
	B-100-50	100	260	0.258	1	210	10	100	100	82.56	54.64	0.66	261.1
	B-100-100	100	260	0.258	1	160	10	100	100	82.56	53.85	0.65	257.3
	C-200	200	260	0.129	-	-	-	-	-	165.12	38.85*	0.23	-
	O-200-50	200	260	0.129	1	210	10	100	167	165.12	45.48	0.55	137.9
	B-200-50	200	260	0.258	1	210	10	100	167	165.12	62.74	0.38	161.5
	B-200-100	200	260	0.258	1	160	10	100	167	165.12	61.50	0.37	158.3
	M-200-50	200	260	0.258	2	210	10	100	167	165.12	93.96	0.57	241.8
	M-200-100	200	260	0.258	2	160	10	100	167	165.12	100.95	0.61	259.8

En algunos casos, las series de control se realizaron con una capa de refuerzo, por lo que la fuerza de adherencia para las series con dos capas de refuerzo se estimó utilizando el modelo de Chen y Teng.

Cabe recalcar que, la eficiencia en el aprovechamiento de las propiedades del material ($P_{\text{test}}/P_{\text{ult}}$) no significa necesariamente un mejor aprovechamiento de los anclajes. En este sentido, se observó un mayor incremento de carga última con respecto a los refuerzos simplemente adheridos en las series con dos capas de refuerzo (series B), sin embargo, el incremento de material utilizado en esta configuración derivó en una reducción de la relación ($P_{\text{test}}/P_{\text{ult}}$).

Como se ha mencionado anteriormente, en la campaña experimental de la presente tesis se estudiaron dos anchos de FRP diferentes (100 mm y 200 mm), ubicando los anclajes en tres posiciones diferentes respecto al extremo cargado. Los resultados correspondientes a las series con el anclaje ubicado a 50 mm del extremo libre con el abanico expandido entre dos capas de refuerzo (B-100-50, B-200-50 y M-200-50) pueden compararse directamente con los resultados de las series “I” (serie con el abanico del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo) y “T” (serie con dos anclajes distribuidos transversalmente en el ancho del refuerzo) de la campaña experimental realizada por Villanueva (2017) ya que la configuración geométrica y los materiales (con excepción de las propiedades de los bloques de hormigón, que tienen poca relevancia en estos resultados), fueron los mismos. Las figuras 5.10 y 5.11 presentan los resultados obtenidos de esta comparación.

La figura 5.10 presenta la relación entre el ancho del FRP y la eficiencia en el aprovechamiento de las propiedades del material. Se observa que el incremento en el ancho del refuerzo (W_{FRP}) produce una reducción en la eficiencia cuando se utiliza un único anclaje. En los refuerzos de 150 mm de ancho, no se aprecian diferencias significativas en la eficiencia alcanzada por un único o múltiples anclajes. Esto, puede deberse al modo de fallo registrado en las series “T” (rotura prematura del FRP, probablemente debido a alguna asimetría en la carga que ocasionó el efecto cremallera en el fallo del tejido).

Por otra parte, en los refuerzos anchos (200mm) se observa un incremento importante en el aprovechamiento de las propiedades del material cuando se utilizan anclajes múltiples. Observando, además, que el uso de dos anclajes en refuerzos anchos permite conseguir una eficiencia similar a la conseguida con un único anclaje en refuerzos estrechos.

Figura 5.10 Relación entre el ancho del refuerzo y el aprovechamiento de las propiedades del FRP

Figura 5.11 Comparación de cargas últimas

La figura 5.11 presenta las cargas últimas de las series analizadas en la Figura 5.10. Se observa una tendencia completamente diferente, ya que el incremento en el ancho del FRP produce un incremento en su fuerza de adherencia. Como cabía esperar, las mayores cargas últimas corresponden a los refuerzos más anchos anclados con múltiples conectores. Estos resultados permiten afirmar que, existe un ancho de FRP a partir del cual, el uso de anclajes

múltiples resulta imprescindible para conseguir una determinada carga última con un adecuado aprovechamiento de las propiedades del material.

La figura 5.12 presenta la relación entre la eficiencia en el aprovechamiento de las propiedades del material y la carga última a tracción del refuerzo para todos los resultados existentes en la literatura presentados en la Tabla 4. Se observa una reducción en la eficiencia con un incremento de la resistencia a tracción del refuerzo, el cual está relacionado tanto con el ancho del FRP como con el número de capas utilizado.

Figura 5.12 Eficiencia vs Carga última a tracción del FRP

Por otro lado, la Figura 5.13 muestra el incremento de la carga última de los refuerzos anclados observado con el incremento del ancho del FRP.

146

Capítulo 6

Desarrollo de un modelo analítico para estimar la contribución de anclajes de fibra de carbono a la resistencia al despegue de refuerzos adheridos a hormigón

6.1 Introducción

Un modelo de cálculo se considera bueno cuanto mejor es su capacidad predictiva. Siempre que ello sea posible, se debe buscar un equilibrio entre la sencillez de aplicación y la bondad de ajuste. En el caso del comportamiento de refuerzos de FRP adheridos y anclados, el gran número de variables involucradas dificulta la obtención de expresiones simples que permitan estimar su resistencia de adherencia ajustándose a su comportamiento real.

Como se ha mencionado anteriormente, los ensayos con conectores aislados realizados en investigaciones anteriores permitieron identificar las variables con mayor influencia en la resistencia unitaria de los anclajes. La figura 6.1 muestra los principales parámetros involucrados en el comportamiento de los conectores, entre los que destacan: la profundidad embebida, el ángulo de inclinación de la perforación y el radio de doblado (Villanueva et al. 2017b). Por su parte, los ensayos en refuerzos anclados han revelado la influencia de diferentes parámetros geométricos del soporte, el refuerzo y el propio anclaje.

El objetivo principal de la investigación sobre sistemas de anclaje de FRP es conseguir parámetros de diseño confiables que permitan el uso de estos sistemas en proyectos reales mediante la inclusión de modelos de cálculo en los diferentes códigos de diseño existentes. A continuación, se presenta un análisis de la bondad de ajuste de las diferentes expresiones disponibles en la literatura para estimar la resistencia unitaria de los conectores, y el desarrollo de un modelo empírico para la estimación de la resistencia al despegue de refuerzos adheridos y anclados con conectores de FRP.

Figura 6.1. Parámetros relacionados al conector involucrados en su resistencia

6.2 Evaluación de la bondad de ajuste de diferentes modelos existentes para estimar la resistencia al despegue de refuerzos de FRP.

6.2.1 Modelos existentes para estimar la resistencia unitaria del anclaje

En base a los resultados obtenidos en las múltiples investigaciones realizadas hasta la fecha, se puede afirmar que la resistencia unitaria del conector está estrechamente relacionada con su modo de fallo. Diferentes autores, a partir de los resultados obtenidos en sus campañas experimentales han observado tres patrones de comportamiento principales correspondientes a tres relaciones carga-deslizamiento. Villanueva et al. (2017a) los clasifican como: fallo mixto o adherente, el cual está relacionado a una profundidad embebida insuficiente, fallo del anclaje en el tramo de doblado, que se debe a la concentración de tensiones en ese sector; y fallo a tracción del anclaje, el cual está directamente relacionado con la sección transversal del conector y con sus propiedades mecánicas. De estos tres modos de fallo, el fallo adherente y el fallo

a tracción se encuentran ampliamente desarrollados en la literatura en el campo de los anclajes adhesivos instalados en soportes de hormigón, mientras que el fallo por doblado es más específico de la configuración geométrica de los anclajes de FRP, depende de la anisotropía del material y de la concentración de tensiones en esa región, y es el menos estudiado hasta la fecha.

En el apartado 2.11 del capítulo 2 se han presentado los diferentes modelos existentes en la literatura para estimar la resistencia unitaria de los anclajes de FRP. A continuación, se presentan los aspectos más importantes de cada uno de estos:

Fallo Adherente

Kim y Smith (2010) desarrollaron un modelo para predecir la resistencia de arrancamiento de anclajes de FRP, considerándola como el mínimo valor estimado para el fallo del cono de hormigón, la rotura a tracción del anclaje o el fallo mixto (incluido el adherente). La expresión 2.52 propuesta por los autores, permite estimar la resistencia de los anclajes cuando presentan un fallo adherente o mixto.

Como se ha mencionado en el apartado 2.11.1, los autores calibraron la resistencia de corte media de la interfaz adhesivo-hormigón (τ_u) como 4.62 MPa para $f'_c < 20$ MPa y 9.07 para hormigones con una resistencia a compresión $f'_c \geq 20$ MPa. Por su parte, Villanueva et al. (2017a) propusieron el uso de la formulación desarrollada por Kim y Smith (2010) conservando la resistencia de corte de 4.62 MPa para hormigones de baja resistencia, pero asumiendo $\tau_u = 9.5$ MPa para hormigones con resistencias a compresión iguales o superiores a 20 MPa, valor establecido anteriormente por Kim y Smith (2009) para anclajes de FRP.

Resistencia por doblado

Los resultados de diferentes campañas experimentales existentes en la literatura con ensayos de arrancamiento (*pull-out*) y corte en conectores aislados permitieron determinar el impacto de diferentes parámetros en la resistencia del conector, demostrando que esta se ve considerablemente reducida por el aplastamiento de las fibras en el tramo del doblado. Además, se ha evidenciado que el fallo en el tramo de doblado no depende únicamente de factores como la profundidad embebida o la resistencia a corte del adhesivo, sino también de la dirección de la carga actuante sobre el conector. Las

expresiones 2.53, 2.54 y 2.55 presentadas en el capítulo 2 fueron desarrolladas por tres diferentes grupos de investigación para estimar la resistencia por doblado de anclajes de FRP.

La ecuación 2.53 propuesta por Villanueva et al. (2017a) propone estimar la resistencia por doblado del conector como una fracción de su resistencia nominal. De acuerdo con los autores, la resistencia por doblado del anclaje depende principalmente de la profundidad embebida, del ángulo de la perforación y del ratio de doblado (radio de doblado/diámetro del conector).

Por su parte, Sun et al. (2018) consideran que la resistencia efectiva por doblado del conector no depende únicamente del ratio de doblado y del ángulo de inserción, sino también de la interacción entre el anclaje y el refuerzo (el ratio de resistencia, S_{ratio} =resistencia del anclaje/resistencia del refuerzo). Al igual que Villanueva et al. (2017a), en su expresión 2.54, los autores presentan la resistencia por doblado como una fracción de la resistencia a tracción del FRP utilizado para fabricar el anclaje.

En la expresión 2.55 Del Rey et al. (2019) propusieron un modelo de diseño de anclajes de FRP doblados que presentan un fallo debido a la rotura de las fibras en el tramo de doblado. Este modelo está basado en un modelo simplificado previamente desarrollado por los autores para anclajes con un ángulo de inserción de 180°. La principal diferencia entre las expresiones propuestas por Villanueva et al. (2017a) y Sun et al. (2018), y la propuesta por Del Rey et al. (2019), es que estos últimos consideran al ángulo de expansión del abanico como uno de los parámetros más influyentes en el comportamiento de los conectores, considerando como despreciable la influencia del ángulo de inclinación.

Resistencia a tracción (T.S.) y Carga última del conector a tracción (U.T.L)

La resistencia a tracción de un anclaje (T.S), es su resistencia máxima de acuerdo con las especificaciones técnicas del fabricante. Puede considerarse como el modo de fallo óptimo ya que permitiría el aprovechamiento total de las propiedades del FRP. Sin embargo, en la práctica, conseguir este modo de fallo resulta imposible, al existir demasiados factores involucrados en el comportamiento del conector que pueden ocasionar un fallo prematuro. De acuerdo con Villanueva et al. (2017a), la resistencia a tracción puede determinarse a través de ensayos en laminado (*flat-coupons*) o estimarse

utilizando las ecuaciones 2.56 y 2.57 en función del sistema de fabricación del anclaje.

Por otra parte, Kim y Smith (2010) propusieron un modelo para estimar la carga última del conector a tracción (U.T.L) para anclajes instalados a 180° el cual puede expresarse como:

$$U.T.L = 0.59 \cdot T.S. \quad (6.1)$$

El coeficiente que afecta la resistencia a tracción del conector representa las limitaciones en el aprovechamiento total de las propiedades de los anclajes de FRP debido a las diferencias en las respuestas carga-deslizamiento entre el tramo embebido y el tramo libre del conector.

6.2.2 Resistencia por doblado en conectores aislados

Para analizar la aplicabilidad y la bondad de ajuste de los tres modelos existentes para estimar la capacidad del anclaje cuando se encuentra sometido principalmente a esfuerzos de corte, se seleccionaron los resultados que presentaron un fallo en el tramo de doblado (BD) de los ensayos con conectores aislados realizados por Villanueva et al. (2017b) y Ozbakkaloglu & Saatcioglu (2009). Con este objetivo, se estimó la resistencia por doblado de los anclajes utilizados en ambas campañas experimentales utilizando las ecuaciones 2.53, 2.54 y 2.55 para posteriormente compararlas con los resultados obtenidos experimentalmente.

La Tabla 6.1 a continuación presenta los resultados obtenidos en el análisis mencionado. Muestra un resumen de las principales características de las probetas analizadas (ratio de doblado r_b , profundidad embebida h_{emb} , ángulo de inserción α y sección transversal del conector A_{dowel}). Esta tabla también presenta la fracción de la resistencia a tracción obtenida experimentalmente ($P_{anc}/T.S.$) y la resistencia por doblado predicha por los tres modelos analizados expresada como una fracción de la resistencia a tracción del conector ($P_{ben}/T.S.$).

Tabla 6.1 Comparación de la resistencia por doblado en conectores aislados

Autor	Probeta	P _{anc}	r _b	h _{em} _b	α	A _{dowel}	P _{anc} /T. S. (Exp.)	Villanueva et al. (2017a)	Del Rey et al. (2019)	Sun et al. (2018)
		kN		mm	°			P _{ben} / T.S.	P _{ben} / T.S.	P _{ben} / T.S.
Villanueva et al. (2017a)	AV/F/90°/20/50/2a	38	2.5	50	90	78.54	0.25	0.18	0.44	0.36
	AV/F/90°/20/100/4c	41	2.5	100	90	78.54	0.27	0.29	0.44	0.36
	AV/E/90°/20/100/7c	35	2.5	100	90	78.54	0.23	0.29	0.44	0.36
	AV/E/90°/20/100/8c	36	2.5	100	90	78.54	0.24	0.29	0.44	0.36
	AV/E/90°/20/125/6d	35	2.5	100	90	78.54	0.23	0.29	0.44	0.36
	R/F/120°/20/100/10b	30	2	100	120	78.54	0.20	0.29	0.44	0.41
	R/F/120°/20/100/11b	39	2	100	120	78.54	0.26	0.29	0.44	0.41
	R/F/120°/20/100/12b	40	2	100	120	78.54	0.27	0.29	0.44	0.41
	R/F/90°/16/100/14a	36	3	100	90	78.54	0.24	0.30	0.44	0.39
	R/F/90°/20/100/13b	42	3	100	90	78.54	0.28	0.30	0.44	0.39
	NA/F/90°/16/100/13c	21	0.3	100	90	78.54	0.14	0.22	0.44	0.23
	NA/F/90°/16/100/14c	21	0.3	100	90	78.54	0.14	0.22	0.44	0.23
	NA/F/90°/20/100/13d	32	0.5	100	90	78.54	0.21	0.23	0.44	0.24
	NA/F/90°/20/100/14d	35	0.5	100	90	78.54	0.23	0.23	0.44	0.24
	NA/F/90°/20/100/16d	43	0.5	100	90	78.54	0.29	0.23	0.44	0.24
Ozbakkaloglu & Saatcioglu (2009)	HD 12.7L50I45T1	15	0.3	50	135	36.30	0.12	0.12	0.68	0.34
	HD 15.9L75I15T1	36	0.3	74	165	49.50	0.29	0.17	0.81	0.42
	HD 15.9L75I15T2	43	0.3	77	165	49.50	0.34	0.18	0.81	0.42
	HD 15.9L75I15T3	41	0.3	79	165	49.50	0.33	0.19	0.81	0.42
	HD 15.9L75I30T1	31	0.3	75	150	49.50	0.25	0.18	0.81	0.38
	HD 15.9L75I30T2	24	0.3	77	150	49.50	0.19	0.18	0.81	0.38
	HD 15.9L75I45T1	18	0.3	75	135	49.50	0.14	0.17	0.81	0.34
	HD 15.9L75I45T2	21	0.3	78	135	49.50	0.17	0.18	0.81	0.34

Cabe recalcar que la mayoría de las probetas ensayadas por Ozbakkaloglu y Saatcioglu (2009) están fuera de los límites de aplicación de la expresión propuesta por Del Rey et al. (2019) (principalmente debido a su ángulo de inserción). Sin embargo, al existir un número tan limitado de resultados experimentales con ensayos en conectores aislados sometidos a corte, el modelo fue aplicado para tener una idea global del comportamiento de las ecuaciones 2.53, 2.54 y 2.55.

La figura 6.2 presenta la comparación gráfica entre los resultados experimentales correspondientes a ($P_{anc}/T.S.$) obtenidos en las campañas experimentales con conectores aislados realizadas por Villanueva et al. (2017) y Ozbakkaloglu y las predicciones conforme a los tres modelos analizados ($P_{bend}/T.S.$). Cada una de las figuras presenta el ajuste de acuerdo con uno de los modelos analizados.

Figura 6.2. Resistencia de doblado experimental ($P_{anc}/T.S.$) vs predicha ($P_{ben}/T.S.$) en conectores aislados (Aplicando el modelo propuesto por: a) Villanueva et al. (2017) b) Del Rey et al. (2019), c) Sun et al. (2018))

La figura 6.2 a) muestra los resultados obtenidos cuando se aplica el modelo propuesto por Villanueva et al. (2017a). Pueden realizarse dos observaciones. La primera es que el modelo predice diferentes valores dependiendo de la configuración de la probeta, demostrando una distribución relativamente uniforme entre los valores experimentales y los predichos a pesar de la elevada dispersión. La segunda observación está relacionada con la seguridad del modelo, ya que la mayoría de los resultados experimentales son iguales o mayores que los valores predichos.

Como se ha mencionado anteriormente, algunas de las probetas analizadas se encontraban fuera de los límites de aplicación de la expresión propuesta por Del Rey et al. (2019), por lo que los resultados obtenidos pueden no ser concluyentes. Sin embargo, la figura 6.2 b) muestra que la expresión propuesta por esos autores no es lo suficientemente sensible a los diferentes parámetros involucrados en la resistencia por doblado de los conectores, prediciendo valores constantes para diferentes configuraciones que resultan en diferentes ratios experimentales $P_{anc}/T.S.$

Con relación a la expresión propuesta por Sun et al. (2018), en la figura 6.2 c) puede verse que, a pesar de mostrar una sensibilidad adecuada a los factores involucrados en la resistencia de los conectores, la expresión sobrestima la capacidad de los anclajes, siendo casi todos los resultados experimentales menores que los valores predichos por el modelo, evidenciando la necesidad de aplicación de un coeficiente de reducción para su aplicación.

Este análisis preliminar estudia la capacidad de los modelos de predecir la resistencia propia de los conectores cuando son sometidos a solicitaciones de corte. Sin embargo, debe considerarse que la interacción entre el abanico del anclaje y el laminado es igual de relevante que la resistencia propia del conector, ya que define la contribución del anclaje en la resistencia del refuerzo.

6.2.3 Contribución de los anclajes a la resistencia de adherencia de refuerzos de FRP adheridos y anclados

El objetivo principal de los modelos para estimar la resistencia de anclajes de FRP es conseguir una predicción precisa de la contribución de estos en la resistencia de los refuerzos anclados. En pocas palabras, poder cuantificar la mejora en términos de adherencia del refuerzo cuando se utilizan anclajes de FRP.

Las expresiones para estimar la resistencia de los conectores para los tres modos de fallo mencionados fueron aplicadas a diferentes campañas experimentales de ensayos de corte simple en refuerzos de fibra de carbono adheridos y anclados con conectores de FRP en soportes de hormigón existentes en la literatura. Este estudio se realizó con el objetivo de poder analizar la aplicabilidad y las limitaciones de los diferentes modelos para predecir la resistencia de refuerzos adheridos y anclados. La Tabla 6.2 presenta los resultados obtenidos.

La resistencia de adherencia (A.S.) se estimó con la ecuación (2.52), aplicando los respectivos coeficientes de calibración para la resistencia del hormigón. La resistencia a tracción se obtuvo con las ecuaciones 2.56 y 2.57, dependiendo del sistema de fabricación de anclajes utilizado en cada campaña. La resistencia por doblado de los conectores se obtuvo con los tres modelos disponibles (Villanueva et al. (2017a), Sun et al. (2018) y Del Rey et al. (2019)), para luego realizar una comparación entre estos. Los ensayos de algunos autores pueden tener más de un valor para la resistencia por doblado debido a la variación de los parámetros que lo afectan de acuerdo con (2.53, 2.54 y 2.55).

Tabla 6.2. Resistencia de los anclajes

Autor	T.S.	A.S.	Villanueva et al. (2017a)	Del Rey et al. (2019)		Sun et al. (2018)				
	kN	kN	R _{ben} (kN)	R _{ben} (kN)		R _{ben} (kN)				
Villanueva et al. (2017c)	149.23	59.69	48.62	41.69		97.38				
Zhang (2013)	83.52	16.71	7.75	34.05	33.13	31.41	38.90	46.79	54.98	63.42
Del Rey et al. (2019)	58.59	17.91	7.72	42.60		46.28				
Cortez et al. (2019)	149.23	59.69	55.34	41.69	36.48	87.33	96.46	96.46	103.33	

Cabe recalcar que las expresiones propuestas por Del Rey et al. (2019) y Sun et al. (2018) para estimar la resistencia por doblado del conector consideran la influencia de parámetros relacionados tanto con el anclaje como con el soporte en las diferentes campañas experimentales, mientras que la expresión propuesta por Villanueva et al. (2017a) solo contempla variables relacionadas al propio conector.

Las expresiones propuestas por Del Rey et al. (2019) y Sun et al. (2018), introducen una serie de parámetros para estimar la resistencia por doblado de los conectores, entre los que se encuentran: el ratio de resistencias (S_{ratio}) en el modelo de Sun et al (2018) o el ángulo de expansión del abanico en el modelo propuesto por Del Rey et al. (2019). Esto deriva en diferentes predicciones para anclajes con el mismo diámetro, profundidad embebida y el mismo ángulo de inclinación.

Con relación a los resultados presentados en la Tabla 6.2, es importante señalar que, para calcular la resistencia por doblado de los conectores utilizados en la campaña experimental de Zhang (2013) utilizando la expresión propuesta por Del Rey et al. (2019), la sección transversal neta del anclaje (A_{dowel}) se obtuvo análogamente a la ecuación 2.56. Este reajuste se hizo debido a que, si se utilizaba el área transversal calculada a partir del diámetro impregnado del anclaje, la resistencia obtenida para el conector era incluso mayor que su resistencia a tracción. De igual manera, esta expresión tuvo que ser ligeramente modificada para estimar la resistencia por doblado de los conectores utilizados por Villanueva et al (2017c) y en la campaña experimental de la presente investigación (Cortez et al. (2019)): la resistencia a tracción del conector impregnado (1900 MPa) fue utilizada para reemplazar el valor del término $E_{FRP} \cdot \varepsilon_{FRP}$ ya que los valores correspondientes al módulo de elasticidad y la deformación última provistos por el fabricante corresponden a las fibras en estado seco, sin considerar el ratio de fibras en la sección transversal de los conectores.

Los resultados obtenidos con las expresiones 2.53, 2.54 y 2.55 fueron comparados con los resultados experimentales existentes en la literatura recopilados por los autores en una base de datos. Para este objetivo, se seleccionaron los resultados de ensayos de corte simple en refuerzos de FPR adheridos en soportes de hormigón. Como la mayor parte de los autores incluyó series de control (láminas de FRP adheridas sin anclar) en sus campañas experimentales, la contribución del anclaje se definió como la diferencia entre la resistencia máxima de los refuerzos anclados y la máxima resistencia al despegue de los refuerzos simplemente adheridos. Esta aproximación se adoptó basándose en los resultados de Eshwar et al. (2008), quienes observaron que la resistencia de los refuerzos anclados depende de la tensión de adherencia del refuerzo y la contribución del anclaje, a través de la comparación realizada entre refuerzos adheridos y anclados y refuerzos anclados sin adherir. Este supuesto se formula de la siguiente manera:

$$P_{anc} = P_{joint} - P_{db} \quad (6.2)$$

Una vez definida la contribución del anclaje, se realizaron dos análisis diferentes. El primero compara la fracción de la resistencia a tracción del anclaje obtenida experimentalmente ($P_{anc}/T.S.$) con la predicción según los tres modelos existentes para estimar la resistencia por doblado de los conectores ($P_{ben}/T.S.$) donde P_{ben} se obtuvo con las ecuaciones 2.53, 2.54 y 2.55 propuestas por los diferentes autores.

La Tabla 6.3 presenta las fracciones de la resistencia a tracción experimentales y predichas para todas las probetas analizadas de la literatura.

Tabla 6.3. Comparación entre la fracción de resistencia a tracción obtenida experimentalmente y la predicha por los diferentes modelos

Autor	Probeta	d _a	h _{emb}	P _{joint}	α (°)	P _{db}	P _{anc}	P _{bend} /T.S.			
		mm	mm	kN		(kN)	P _{joint} -P _{db}	P _{anc} /T.S.	Villanueva et al.	Del Rey et al.	Sun et al.
Zhang (2013)	PW--50	12	40	28.53	90	15.90	12.63	0.15	0.09	0.41	0.38
	SF-200	12	40	32.50	90	15.90	16.60	0.20	0.09	0.41	0.38
	SF-200R	12	40	25.40	90	15.90	9.50	0.11	0.09	0.41	0.38
	BF-200	12	40	28.80	90	15.90	12.90	0.15	0.09	0.41	0.38
	BF-300	12	40	29.90	90	15.90	14.00	0.17	0.09	0.41	0.38
	BF-400	14	40	32.80	90	15.90	16.90	0.20	0.09	0.41	0.38
	DA-45	12	40	19.70	45	15.90	3.80	0.05	0.09	0.41	0.38
	DA-67	12	40	21.40	67.5	15.90	5.50	0.07	0.09	0.41	0.38
	DA-90	12	40	32.50	90	15.90	16.60	0.20	0.09	0.41	0.38
	DA101.3	12	40	30.40	101.3	15.90	14.50	0.17	0.09	0.41	0.38
	DA112.5	12	40	35.70	112.5	15.90	19.80	0.24	0.09	0.41	0.38
	DA123.8	12	40	35.30	123.8	15.90	19.40	0.23	0.09	0.41	0.38
	DA-135	12	40	39.00	135	15.90	23.10	0.28	0.09	0.41	0.38
	D157.5	12	40	40.40	157.5	15.90	24.50	0.29	0.09	0.41	0.38
	PL-100	12	40	17.50	90	15.90	1.60	0.02	0.09	0.41	0.38
	PL-125	12	40	24.00	90	15.90	8.10	0.10	0.09	0.41	0.38
	PL-150	12	40	24.90	90	15.90	9.00	0.11	0.09	0.41	0.38
	PL-175	12	40	26.20	90	15.90	10.30	0.12	0.09	0.41	0.38
	PL-200	12	40	26.80	90	15.90	10.90	0.13	0.09	0.41	0.38
	PL-225	12	40	25.40	90	15.90	9.50	0.11	0.09	0.41	0.38
	PL-250	12	40	32.50	90	15.90	16.60	0.20	0.09	0.41	0.38
	PL-275	12	40	36.10	90	15.90	20.20	0.24	0.09	0.41	0.38
	PL-300	12	40	35.30	90	15.90	19.40	0.23	0.09	0.41	0.38
	PL-325	12	40	32.00	90	15.90	16.10	0.19	0.09	0.41	0.38
	PL-350	12	40	35.40	90	15.90	19.50	0.23	0.09	0.41	0.38
	PW--75	12	40	36.93	90	24.97	11.96	0.14	0.09	0.41	0.47
	PW--100	12	40	42.84	90	32.93	9.91	0.12	0.09	0.41	0.56
	PW--125	12	40	51.28	90	40.41	10.87	0.13	0.09	0.41	0.66

	PW--150	12	40	59.47	90	52.07	7.40	0.09	0.09	0.40	0.76
	CD-134	12	40	24.80	90	17.95	6.85	0.08	0.09	0.41	0.38
	CD-200	12	40	27.70	90	17.95	9.75	0.12	0.09	0.41	0.38
	CD-259	12	40	26.40	90	17.95	8.45	0.10	0.09	0.41	0.38
	CD-134	12	40	29.00	90	17.95	11.05	0.13	0.09	0.41	0.38
	CI-200	12	40	31.13	90	17.95	13.18	0.16	0.09	0.41	0.38
	CI-259	12	40	30.13	90	17.95	12.18	0.15	0.09	0.41	0.38
	PT-2	12	40	26.20	90	14.36	11.84	0.14	0.09	0.41	0.38
	PT-3	12	40	28.50	90	16.65	11.85	0.14	0.09	0.41	0.38
	PT-4	12	40	33.90	90	18.90	15.00	0.18	0.09	0.41	0.38
	PE-228	12	40	33.94	90	19.00	14.94	0.18	0.09	0.41	0.38
	PT-5	12	40	34.90	90	20.00	14.90	0.18	0.09	0.41	0.38
	PE-95	12	40	24.84	90	13.40	11.44	0.14	0.09	0.41	0.38
	1FA	12	40	31.13	90	15.53	15.60	0.19	0.09	0.41	0.38
	1RA	12	40	40.95	90	15.53	25.42	0.30	0.09	0.41	0.38
Villanueva (2017c)	O-1	10	100	52.10	135	41.58	10.52	0.07	0.33	0.28	0.65
	O-2	10	100	53.20	135	41.58	11.62	0.08	0.33	0.28	0.65
	O-3	10	100	54.50	135	41.58	12.92	0.09	0.33	0.28	0.65
	O-4	10	100	56.90	135	41.58	15.32	0.10	0.33	0.28	0.65
	I-1	10	100	66.20	135	41.58	24.62	0.16	0.33	0.28	0.65
	I-2	10	100	54.20	135	41.58	12.62	0.08	0.33	0.28	0.65
	I-3	10	100	56.30	135	41.58	14.72	0.10	0.33	0.28	0.65
	I-4	10	100	57.90	135	41.58	16.32	0.11	0.33	0.28	0.65
	R-1	10	100	54.30	135	41.58	12.72	0.09	0.33	0.28	0.65
	R-2	10	100	55.40	135	41.58	13.82	0.09	0.33	0.28	0.65
	R-3	10	100	48.90	135	41.58	7.32	0.05	0.33	0.28	0.65
	R-4	10	100	48.00	135	41.58	6.42	0.04	0.33	0.28	0.65
Del Rey et al. (2019)	B1-15C	5.9 6	50	40.70	90	18.80	21.90	0.37	0.13	0.73	0.79
	B1-27A	5.9 6	50	38.00	90	18.80	19.20	0.33	0.13	0.73	0.79
	B1-27B	5.9 6	50	44.60	90	18.80	25.80	0.44	0.13	0.73	0.79
Cortez et al. (2019)	O-100-0-1	10	100	34.75	135	20.94	13.81	0.09	0.37	0.28	0.59
	O-100-0-2	10	100	35.53	135	20.94	14.59	0.10	0.37	0.28	0.59
	O-100-0-3	10	100	34.49	135	20.94	13.55	0.09	0.37	0.28	0.59
	O-100-50-1	10	100	47.43	135	20.94	26.49	0.18	0.37	0.28	0.59
	O-100-50-2	10	100	39.42	135	20.94	18.48	0.12	0.37	0.28	0.59
	O-100-50-3	10	100	38.40	135	20.94	17.46	0.12	0.37	0.28	0.59
	O-100-50-4	10	100	49.03	135	20.94	28.09	0.19	0.37	0.28	0.59
	O-100-100-1	10	100	36.79	135	20.94	15.85	0.11	0.37	0.28	0.59
	O-100-100-2	10	100	36.96	135	20.94	16.02	0.11	0.37	0.28	0.59
	O-100-100-3	10	100	40.41	135	20.94	19.47	0.13	0.37	0.28	0.59
	B-100-0-1	10	100	39.01	135	20.94	18.07	0.12	0.37	0.28	0.65

	B-100-0-2	10	100	40.94	135	20.94	20.00	0.13	0.37	0.28	0.65
	B-100-0-3	10	100	44.40	135	20.94	23.46	0.16	0.37	0.28	0.65
	B-100-50-2	10	100	54.52	135	20.94	33.58	0.23	0.37	0.28	0.65
	B-100-50-3	10	100	56.50	135	20.94	35.56	0.24	0.37	0.28	0.65
	B-100-50-4	10	100	52.91	135	20.94	31.97	0.21	0.37	0.28	0.65
	B-100-100-1	10	100	53.64	135	20.94	32.70	0.22	0.37	0.28	0.65
	B-100-100-2	10	100	54.98	135	20.94	34.04	0.23	0.37	0.28	0.65
	B-100-100-3	10	100	52.91	135	20.94	31.97	0.21	0.37	0.28	0.65
	O/200/50/1	10	100	43.24	135	38.85	4.39	0.03	0.37	0.24	0.65
	O/200/50/2	10	100	48.32	135	38.85	9.47	0.06	0.37	0.24	0.65
	O/200/50/3	10	100	44.89	135	38.85	6.04	0.04	0.37	0.24	0.65
	B/200/0/1	10	100	63.82	135	38.85	24.97	0.17	0.37	0.24	0.69
	B/200/0/2	10	100	57.89	135	38.85	19.04	0.13	0.37	0.24	0.69
	B/200/0/3	10	100	62.37	135	38.85	23.52	0.16	0.37	0.24	0.69
	B/200/50/1	10	100	67.73	135	38.85	28.88	0.19	0.37	0.24	0.69
	B/200/50/2	10	100	66.71	135	38.85	27.86	0.19	0.37	0.24	0.69
	B/200/50/3	10	100	53.79	135	38.85	14.94	0.10	0.37	0.24	0.69
	B/200/100/1	10	100	62.16	135	38.85	23.31	0.16	0.37	0.24	0.69
	B/200/100/2	10	100	64.25	135	38.85	25.40	0.17	0.37	0.24	0.69
	B/200/100/3	10	100	58.09	135	38.85	19.24	0.13	0.37	0.24	0.69

Por su parte, la figura 6.3 presenta gráficamente la comparación realizada en la Tabla 6.3, permitiendo analizar el ajuste de los tres modelos considerados. Cada una de las gráficas muestra la relación entre los valores obtenidos experimentalmente ($P_{anc}/T.S.$) y los valores predichos ($P_{ben}/T.S.$) para las diferentes campañas experimentales disponibles en la literatura, cuando se aplican los modelos propuestos por: Villanueva et al. (2017a) (figura 6.3 a), Del Rey et al. (2019) (figura 6.3b) y Sun et al. (2018) (figura 6.3 c).

Figure 6.3 Fracción de la resistencia a tracción experimental vs predicha para los tres modelos analizados

Como se observa en la Tabla 6.3 y la figura 6.3, los tres modelos sobrestiman la resistencia por doblado de los conectores excepto para algunos resultados de la campaña de Zhang (2013) de acuerdo con la expresión propuesta por Villanueva et al. (2017a). Cabe señalar que, al existir tantos parámetros involucrados en el comportamiento de los refuerzos anclados, se debe optimizar su diseño para conseguir que el anclaje alcance su máxima contribución a la resistencia del despegue de los refuerzos anclados, lo que implica, intentar minimizar la reducción de la capacidad de los conectores.

El segundo análisis realizado parte de una hipótesis: al haberse observado que la mayoría de las probetas analizadas presentaron un fallo por rotura de anclaje en el tramo de doblado, la contribución de los anclajes (P_{anc}) fue comparada directamente con la predicción de la resistencia por doblado (P_{bend}) conforme a los tres modelos analizados. La Tabla 6.4 a continuación, muestra

los indicadores estadísticos del ratio entre la resistencia experimental del anclaje (estimada restando la resistencia de adherencia del refuerzo a la resistencia máxima del refuerzo anclado) y la resistencia por doblado predicha por los modelos para las cuatro campañas experimentales de la base de datos. El modelo de mejor ajuste se definiría, para tal comparación como aquel cuya relación resistencia-predicción sea más próxima a 1.

Tabla 6.4. Indicadores estadísticos de la comparación entre la resistencia experimental del anclaje y la resistencia por doblado predicha por los diferentes modelos

Villanueva et al. (2017a)					
Autor	Mín.	Máx.	Promedio	SD	C.V.
Zhang (2013)	0.21	3.28	1.72	0.68	39.46
Villanueva et al. (2017c)	0.13	0.51	0.27	0.10	35.13
Del Rey et al. (2019)	2.49	3.34	2.89	0.43	14.88
Cortez et al. (2019)	0.08	0.64	0.39	0.15	38.15
Toda la base de datos	0.08	3.34	1.10	0.89	81.18
Del Rey et al. (2019)					
Autor	Mín.	Máx.	Promedio	SD	C.V.
Zhang (2013)	0.05	0.75	0.39	0.15	39.41
Villanueva et al. (2017c)	0.06	0.23	0.13	0.04	35.13
Del Rey et al. (2019)	0.45	0.61	0.52	0.08	14.88
Cortez et al. (2019)	0.05	0.34	0.22	0.08	37.38
Toda la base de datos	0.05	0.75	0.30	0.16	54.37
Sun et al. (2018)					
Autor	Mín.	Máx.	Promedio	SD	C.V.
Zhang (2013)	0.05	0.81	0.41	0.18	42.86
Villanueva et al. (2017c)	0.07	0.25	0.14	0.05	35.13
Del Rey et al. (2019)	0.41	0.56	0.48	0.07	14.88
Cortez et al. (2019)	0.05	0.37	0.23	0.08	37.13
Toda la base de datos	0.05	0.81	0.31	0.18	55.90

A pesar del amplio rango de predicciones conforme al modelo de Villanueva et al. (2017a) para los ensayos de Zhang (2013), cabe destacar que el promedio es 1.72, consistente con el hecho de que el 91% de los resultados experimentales son mayores que los valores predichos por este modelo para la resistencia por doblado.

Para las expresiones propuestas por Sun et al. (2018) y Del Rey et al. (2019), las medias de los resultados obtenidos para la campaña de Zhang (2013) son 0.41 y 0.39 respectivamente, ya que ninguno de los resultados experimentales superó los valores de resistencia estimados por estos modelos.

De acuerdo con los resultados presentados en la Tabla 6.4, los tres modelos analizados sobreestiman la resistencia del anclaje para los resultados experimentales de la campaña de Villanueva et al. (2017c). Sin embargo, debe considerarse que la mayor parte de las probetas analizadas en esta campaña presentaron un fallo prematuro por rotura del laminado, lo que impidió el correcto aprovechamiento de los anclajes.

Los tres modelos analizados sobreestiman la resistencia por doblado para los resultados obtenidos en la campaña experimental de la presente investigación (Cortez et al. (2019)). Como se ha mencionado anteriormente, la contribución del anclaje en la resistencia del refuerzo depende de una serie de parámetros involucrados en su comportamiento. Un análisis más profundo a los resultados obtenidos reveló que existen ciertos parámetros de diseño que afectan el comportamiento de los refuerzos anclados para un mismo diseño de anclaje. En base a los resultados presentados en los anteriores apartados, se puede afirmar que la posición del anclaje respecto al extremo cargado y la disposición del tramo libre del anclaje respecto al refuerzo (expandido sobre el refuerzo o entre dos capas de este) son factores clave que afectan el comportamiento de los refuerzos anclados. De igual manera, de los resultados obtenidos por Zhang y Smith (2016) se puede concluir que la longitud adherida tanto delante como detrás del anclaje tienen una influencia considerable en el desempeño del refuerzo anclado.

6.2.4 Modelos existentes para estimar la resistencia de refuerzos anclados

A partir del análisis realizado en los apartados anteriores, queda claro que el diseño de refuerzos de FRP adheridos y anclados requiere que se consideren tanto las variables relacionadas con el conector (ángulo de inserción, resistencia

a tracción, y discutible el ángulo y la longitud del abanico de expansión), como otros parámetros relacionados con la configuración refuerzo-ancaje entre los que se encuentran la posición del anclaje respecto al extremo cargado, la longitud adherida detrás del anclaje y la disposición del tramo libre del anclaje respecto al refuerzo. Esta segunda serie de parámetros está relacionada con la transferencia de tensiones entre el refuerzo y el abanico del anclaje, y entre el abanico del anclaje y el tramo embebido del mismo, las cuales pueden afectar el aprovechamiento de la resistencia el conector.

Para estimar la resistencia máxima de un refuerzo anclado, Villanueva (2017) propuso la expresión 6.3, que establece que la contribución del anclaje en la resistencia del refuerzo depende directamente de la longitud adherida detrás del anclaje:

$$P_{joint} = P_{db} + \frac{L_{lib}}{175} \cdot P_{anc} \quad (6.3)$$

Habiendo observado que la mayoría de las probetas analizadas presentó un fallo por rotura de anclaje en el tramo de doblado, se estimó la resistencia por doblado de los conectores ensayados en las diferentes campañas disponibles en la literatura utilizando los tres modelos disponibles. Se calculó la resistencia de los refuerzos anclados para toda la base de datos utilizando la expresión 6.3, asumiendo P_{anc} igual a la resistencia por doblado obtenida por los tres modelos. La figura 6.4 presenta la comparación entre la resistencia del refuerzo anclado obtenida experimentalmente (P_{joint}) en las diferentes campañas experimentales disponibles en la literatura y la resistencia predicha cuando se estima la resistencia del conector con las expresiones propuestas por: Villanueva et al. (2017a), Del Rey et al. (2019) y Sun et al. (2018).

Figura 6.4. Comparación entre la resistencia al despegue experimental y predicha de refuerzos adheridos y anclados.

Los resultados presentados en la figura 6.4 muestran que para la campaña experimental de Zhang (2013), el 94% de los resultados experimentales es mayor que los valores predichos cuando la resistencia del anclaje se obtiene utilizando el modelo propuesto por Villanueva et al. (2017a). Por otra parte, los modelos propuestos por Sun et al. (2018) y Del Rey et al (2019) continúan sobrestimando la contribución del anclaje cuando se aplica la expresión número 6.3.

Como se ha mencionado anteriormente, los resultados experimentales obtenidos por Villanueva et al (2017c), no alcanzaron el desarrollo de la capacidad total de los conectores al presentar un fallo prematuro en el tramo libre del refuerzo. Esto puede explicar el hecho de que las predicciones sean mayores a los resultados experimentales para todas las probetas analizadas. Sin embargo, la certeza de un modelo no puede basarse en estos datos, ya que es imposible cuantificar el grado de infrautilización de los conectores.

En los resultados obtenidos en la campaña experimental de la presente investigación (Cortez et al. (2019)) existe una variación significativa entre la resistencia máxima y mínima predichas debido a las múltiples variables estudiadas en esta campaña experimental.

En base al análisis presentado anteriormente se puede concluir que, de los tres modelos disponibles para estimar la resistencia por doblado de los conectores, la expresión propuesta por Villanueva et al. (2017a) es la que presenta un mejor ajuste a los resultados experimentales disponibles en la literatura para conectores aislados que presentaron un fallo por rotura de

anclaje en el tramo de doblado. Además, esta expresión muestra una sensibilidad adecuada a los diferentes parámetros involucrados en el comportamiento de los conectores, dentro de los límites de seguridad.

Por otra parte, de las dos comparaciones realizadas para analizar el aporte de los anclajes a la resistencia al despegue de refuerzos anclados, se puede observar que, asumir que el aporte del anclaje a la resistencia de adherencia del refuerzo anclado es igual a la propia resistencia del conector (ecuación 6), ocasiona una sobrestimación de la resistencia del refuerzo anclado sin importar la expresión utilizada para estimar la resistencia del anclaje. Esta aparente sobrestimación puede atribuirse a los múltiples factores (las propiedades geométricas y mecánicas de los anclajes, del refuerzo y del soporte) involucrados en el comportamiento de los refuerzos anclados. Estos factores y su influencia se discutirán más adelante en esta sección.

La figura 6.5 presenta los resultados obtenidos aplicando la ecuación 6.3 obteniendo la resistencia de doblado del anclaje de acuerdo con la expresión propuesta por Villanueva et al. (2017a). El percentil del 25% se asumió como límite para considerar los resultados como válidos, dada la dispersión existente entre los resultados (incluso en aquellos con idénticas configuraciones). Los resultados fuera de este percentil están encerrados en círculos de colores coincidiendo con aquellos colores empleados para distinguir las campañas experimentales de la base de datos, y se analizarán de manera individual para intentar determinar las causas que ocasionaron que estén fuera de los límites.

Figura 6.5. Comparación entre carga máxima experimental y predicha en refuerzos adheridos y anclados.

En el círculo naranja se observa que las tres probetas ensayadas por Del Rey et al. (2019) presentan resistencias experimentales mayores a las predichas por el modelo. Esto puede atribuirse al hecho de que los autores ubicaron los anclajes en el extremo libre del refuerzo, y, de acuerdo con la ecuación 6.3, esta posición elimina la contribución del conector a la resistencia de adherencia del refuerzo.

De igual manera, en la figura 6.5, puede observarse que, la mayoría de los resultados experimentales obtenidos por Zhang (2013), son mayores que los valores predichos. Esto se debe a la baja resistencia por doblado de los conectores predicha por la expresión 2.53 para esta campaña experimental. La escasa profundidad embebida (40 mm) y el borde de la perforación sin tratar utilizados por los autores limitaron la resistencia por doblado de sus conectores a 7.75 kN.

La mayor parte de las probetas ensayadas por Villanueva et al (2017c) presentaron un fallo prematuro en el refuerzo, impidiendo a los conectores desarrollar toda su resistencia. Por lo que no es posible determinar el grado de sobrestimación producido por el modelo cuando se analizan estos resultados.

Con relación a los resultados de la presente campaña experimental (Cortez et al. (2019)), se puede observar que el modelo sobreestima o subestima la resistencia del refuerzo anclado dependiendo de su configuración. Los valores sobrestimados corresponden a las series con los conectores ubicados a mayores distancias del extremo cargado. Esta menor contribución puede atribuirse a su posición (estando instalados fuera de la longitud efectiva de transferencia de tensiones (Zhang y Smith (2012))). Estos resultados también muestran que no solo la longitud adherida detrás del anclaje es importante, sino también la longitud adherida delante del mismo, ya que ambas afectan el aporte del conector. Los valores subestimados corresponden a dos series diferentes. Una de ellas tiene a los conectores instalados en el extremo libre del refuerzo, lo que elimina su contribución, igual que con los resultados obtenidos por Del Rey et al (2019). La otra serie es aquella con el abanico del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo (series B), mostrando que esta configuración produce un mayor incremento en la resistencia al despegue de refuerzo comparado con los resultados de configuraciones idénticas con el abanico del anclaje expandido sobre el refuerzo.

En base a las observaciones presentadas, se puede afirmar que la expresión (6.3) tiene algunas limitaciones para predecir la resistencia al

despegue de los refuerzos anclados. A continuación, se presentan las limitaciones más relevantes que fueron consideradas para el desarrollo del modelo propuesto en el apartado 6.3:

- La expresión 6.3 no puede aplicarse a anclajes ubicados en el extremo libre del refuerzo, ya que asume que esta ubicación elimina la contribución del anclaje en la resistencia de adherencia. Esto significa que, de acuerdo con esta expresión, la resistencia de adherencia de refuerzos anclados en el extremo libre será igual a la resistencia de adherencia de refuerzos simplemente adheridos, lo que no es consistente con los resultados obtenidos en la campaña experimental de la presente investigación (series O-100-0 y B-100-0).
- Los resultados obtenidos en la campaña experimental también muestran que mayores longitudes adheridas detrás del anclaje no producen necesariamente un incremento en la carga máxima. Se observó que ambas longitudes adheridas (delante y detrás del anclaje) influyen en la carga máxima que el refuerzo anclado puede resistir.
- La expresión 6.3 no considera la influencia de la disposición del tramo libre del anclaje. Para anclajes ubicados en la misma posición respecto al extremo cargado, el aporte del conector dependerá de la disposición de su tramo libre (expandido sobre el refuerzo o entre dos capas de este).

6.3 Propuesta de un modelo empírico para estimar el aporte de los anclajes a la resistencia al despegue de refuerzos adheridos

En base a los resultados obtenidos en la campaña experimental y a las conclusiones del análisis de bondad de ajuste presentado en los apartados anteriores, se identificaron tres parámetros como los más influyentes en el comportamiento de refuerzos anclados con anclajes de FRP. El primero fue previamente observado por Zhang y Smith (2017) quienes concluyeron que la longitud adherida detrás del anclaje (L_{end}) tiene más influencia que la longitud adherida delante del mismo en la resistencia máxima del conjunto, alcanzando mayores resistencias para mayores longitudes adheridas detrás del anclaje. El segundo parámetro es el ancho del refuerzo, W_{FRP} , al haberse observado una reducción considerable de la contribución de los conectores con un incremento en el ancho del refuerzo (Cortez et al. (2019)); esta observación confirma la afirmación de Niemitz (2008) de que la contribución del anclaje en la resistencia del refuerzo anclado reduce en los límites exteriores del abanico. El tercer parámetro es la posición del tramo libre del anclaje con respecto al refuerzo

(expandido sobre el refuerzo, series O, o entre dos capas de este, serie B), ya que para configuraciones idénticas se observó que expandir el tramo libre del anclaje entre dos capas de refuerzo permite alcanzar resistencias mayores con un fallo más dúctil.

Para tomar en cuenta la influencia de estos tres parámetros en el comportamiento del anclaje y en su aporte a la resistencia del refuerzo, se propone un reajuste a la expresión 6.3 que incluye un coeficiente de reducción k_{glob} en el segundo término de la expresión de la siguiente manera:

$$P_{anc\ joint} = P_{db} + k_{glob} \cdot P_{anc} \quad (6.4)$$

Donde $P_{anc\ joint}$ es la carga máxima del refuerzo anclado y P_{db} es la resistencia al despegue del FRP, la cual puede obtenerse experimentalmente o estimarse con el modelo de Chen y Ten (2001), cuya precisión es ampliamente reconocida y ha sido utilizado como base en ACI 440.2R (2008).

El término $k_{glob} \cdot P_{anc}$ merece especial atención ya que representa la nueva propuesta como resultado de la presente investigación.

En base a los resultados obtenidos experimentalmente y a los existentes en la literatura, se puede asumir el fallo por doblado como el más frecuente en anclajes sometidos a corte. Partiendo de los resultados de los apartados 6.4 y 6.5 se establece que la resistencia por doblado de los anclajes puede estimarse con el modelo propuesto por Villanueva et al. (2017a) en los casos en los que exista una profundidad embebida suficiente (superior a 50 mm (Sun et al. (2018), Orton et al. (2008), Villanueva et al. (2017), Niemitz (2008)); mientras que, para profundidades embebidas menores, en las que puede presentarse un fallo mixto o adherente, la resistencia de los conectores puede estimarse con la expresión de Kim y Smith (2010). Estas suposiciones se hacen con el objetivo de trabajar siempre dentro de los límites de seguridad, en caso de incertidumbre con respecto a la capacidad nominal del anclaje.

Como se ha mencionado anteriormente, la contribución del anclaje en la resistencia al despegue del refuerzo es solo una fracción de su resistencia unitaria debido a los múltiples factores involucrados en la interacción entre el refuerzo y el conector, por lo que P_{anc} deberá ser afectado por un coeficiente de reducción k_{glob} . La inclusión de este término contempla la influencia de los parámetros principales para diferentes configuraciones tanto del anclaje como del refuerzo.

La figura 6.6 a) presenta los coeficientes para valores empíricos de “ k_{exp} ” obtenidos al aplicar la expresión 6.4 a la base de datos. La figura 6.6 b) muestra los valores cuando se analizan todos los resultados de la literatura en conjunto. Ambas figuras son cuadros de dispersión que muestran los valores medios de k_{exp} así como la dispersión observada.

Figura 6.6 Coeficiente k_{exp} correspondiente a las diferentes campañas experimentales

El coeficiente “ k_{glob} ” depende tanto de la configuración del anclaje como de la del refuerzo. La figura 6.6 b) muestra que la contribución de los anclajes a la resistencia de adherencia varía entre el 0 y el 334% de la resistencia de los conectores, siendo su contribución media alrededor del 59%.

Es importante señalar que los resultados de Del Rey et al. (2019) ocasionan la gran dispersión observada, ya que la “ k_{exp} ” promedio para sus resultados es 2.89, un valor considerablemente más alto que el obtenido en las otras campañas. Estos elevados valores de “ k_{exp} ” se deben a la baja resistencia por doblado del conector estimada con el modelo de Villanueva et al. (2017a), la cual se ve afectada por la escasa profundidad embebida de los conectores y los bordes no tratados de la perforación en la configuración utilizada por los autores en su campaña experimental.

6.3.1 Desarrollo del modelo

Para el desarrollo del modelo analítico, el coeficiente k_{glob} se obtuvo mediante un análisis de regresión de k_{exp} obtenida con la expresión 6.5 de los resultados en refuerzos adheridos y anclados con un único anclaje utilizando el método de mínimos cuadrados.

Los modelos de regresión se realizaron primero para cada uno de los tres parámetros influyentes definidos anteriormente (longitud adherida detrás del anclaje, ancho del refuerzo y posición del tramo libre del anclaje respecto a las capas de refuerzo); luego, se combinaron las expresiones para cada parámetro individualizado en una sola expresión. Los valores de los diferentes parámetros considerados para las regresiones, junto con los resultados experimentales y las predicciones se presentan en la tabla 6.5. Por su parte, los estadísticos de todos los modelos de regresión se presentan en la tabla 6.6.

$$k_{exp} = \frac{P_{joint} - P_{db}}{P_{anc}} \quad (6.5)$$

Como se observó que el ratio de la resistencia del anclaje y la del refuerzo S_{rat} influye en la interacción entre el refuerzo y el conector (Sun et al. (2018)), se consideró este parámetro para dividir la base de datos en dos grupos más pequeños, uno con $S_{rat} > 1.5$ y el otro con $S_{rat} < 1.5$, esto, con el objetivo de obtener expresiones más precisas para cada regresión.

Tabla 6.5 Resultados con un único anclaje existentes en la literatura junto a los valores predichos por el modelo propuesto

Autor	Probeta	W_{FRP}	P_{joint} exp	S_{rat}	α (°)	L_{end}	P_{db} Cheng & Teng	K_{exp}	K_{glob}	P_{joint} pred.
		(mm)	(kN)			(mm)	(kN)			(kN)
Zhang & Smith (2011-2013)	PW--50	50	28.53	1.33	90	125	19.65	0.53	0.62	29.96
	SF-200	50	32.50	1.33	90	175	19.65	0.77	0.64	30.32
	SF-200R	50	25.40	1.33	90	175	19.65	0.34	0.64	30.32
	BF-200	50	28.80	1.33	90	175	19.65	0.55	0.64	30.32
	BF-300	50	29.90	1.33	90	175	19.65	0.61	0.64	30.32
	BF-400	50	32.80	1.33	90	175	19.65	0.79	0.64	30.32
	DA-90	50	32.50	1.33	90	175	19.65	0.77	0.64	30.32
	DA-101,3	50	30.40	1.33	101	175	19.65	0.64	0.64	30.32
	DA-112,5	50	35.70	1.33	113	175	19.65	0.96	0.64	30.32
	DA-123,8	50	35.30	1.33	124	175	19.65	0.94	0.64	30.32
	PL-150	50	24.90	1.33	90	75	19.65	0.31	0.59	29.46

	PL-175	50	26.20	1.33	90	100	19.65	0.39	0.60	29.74
	PL-200	50	26.80	1.33	90	125	19.65	0.43	0.62	29.96
	PL-225	50	25.40	1.33	90	150	19.65	0.34	0.63	30.15
	PL-250	50	32.50	1.33	90	175	19.65	0.77	0.64	30.32
	PL-275	50	36.10	1.33	90	200	19.65	0.98	0.65	30.48
	PL-300	50	35.30	1.33	90	225	19.65	0.94	0.66	30.62
	PL-325	50	32.00	1.33	90	250	19.65	0.74	0.66	30.74
	PL-350	50	35.40	1.33	90	275	19.65	0.94	0.67	30.86
	PW--75	75	36.93	0.89	90	125	19.65	1.03	0.49	27.90
	CD-134	50	24.80	1.33	90	175	19.65	0.31	0.64	30.32
	CD-200	50	27.70	1.33	90	175	19.65	0.48	0.64	30.32
	CD-259	50	26.40	1.33	90	175	19.65	0.40	0.64	30.32
	CI--137	50	29.00	1.33	90	175	19.65	0.56	0.64	30.32
	CI-200	50	31.13	1.33	90	175	19.65	0.69	0.64	30.32
	CI-259	50	30.13	1.33	90	175	19.65	0.63	0.64	30.32
	PT-2	50	26.20	2.00	90	175	16.04	0.61	0.64	26.72
	PT-3	50	28.50	1.33	90	175	19.65	0.53	0.64	30.32
	PT-4	50	33.90	1.00	90	175	22.68	0.67	0.64	33.36
	PE-228	50	33.94	1.33	90	175	19.65	0.86	0.64	30.32
	PE-95	50	24.84	1.33	90	175	19.65	0.31	0.64	30.32
	1FA	50	31.13	1.33	90	175	19.65	0.69	0.64	30.32
	AP-75	50	32.51	1.33	90	175	19.65	0.77	0.64	30.32
	AP-125	50	28.53	1.33	90	125	19.65	0.53	0.62	29.96
	O-1	150	52.10	1.20	135	100	39.86	0.25	0.36	57.24
	O-2	150	53.20	1.20	135	100	39.86	0.27	0.36	57.24
	O-3	150	54.50	1.20	135	100	39.86	0.30	0.36	57.24
	O-4	150	56.90	1.20	135	100	39.86	0.35	0.36	57.24
Villanueva et al.	I-1	150	66.20	1.20	135	100	39.86	0.54	0.30	54.47
	I-2	150	54.20	1.20	135	100	39.86	0.29	0.30	54.47
	I-3	150	56.30	1.20	135	100	39.86	0.34	0.30	54.47
	I-4	150	57.90	1.20	135	100	39.86	0.37	0.30	54.47
	R-1	150	54.30	1.20	135	100	39.86	0.30	0.36	57.24

	R-2	150	55.40	1.20	135	100	39.86	0.32	0.36	57.24
	R-3	150	48.90	1.20	135	100	39.86	0.19	0.36	57.24
	R-4	150	48.00	1.20	135	100	39.86	0.17	0.36	57.24
Cortez et al.	O-100-0-1	100	34.75	3.61	135	0	18.11	0.30	0.24	31.38
	O-100-0-2	100	35.53	3.61	135	0	18.11	0.31	0.24	31.38
	O-100-0-3	100	34.49	3.61	135	0	18.11	0.30	0.24	31.38
	O-100-50-1	100	47.43	3.61	135	50	18.11	0.53	0.39	39.48
	O-100-50-2	100	39.42	3.61	135	50	18.11	0.39	0.39	39.48
	O-100-50-3	100	38.40	3.61	135	50	18.11	0.37	0.39	39.48
	O-100-50-4	100	49.03	3.61	135	50	18.11	0.56	0.39	39.48
	O-100-100-1	100	36.79	3.61	135	100	18.11	0.34	0.41	41.01
	O-100-100-2	100	36.96	3.61	135	100	18.11	0.34	0.41	41.01
	O-100-100-3	100	40.41	3.61	135	100	18.11	0.40	0.41	41.01
	O/200/50/1	200	43.24	1.81	135	50	28.25	0.27	0.27	42.98
	O/200/50/2	200	48.32	1.81	135	50	28.25	0.36	0.27	42.98
	O/200/50/3	200	44.89	1.81	135	50	28.25	0.30	0.27	42.98
	B-100-0-1	100	39.01	1.81	135	0	25.61	0.24	0.24	38.88
	B-100-0-2	100	40.94	1.81	135	0	25.61	0.28	0.24	38.88
	B-100-0-3	100	44.40	1.81	135	0	25.61	0.34	0.24	38.88
	B-100-50-2	100	54.52	1.81	135	50	25.61	0.52	0.39	46.98
	B-100-50-3	100	56.50	1.81	135	50	25.61	0.56	0.39	46.98
	B-100-50-4	100	52.91	1.81	135	50	25.61	0.49	0.39	46.98
	B-100-100-1	100	53.64	1.81	135	100	25.61	0.51	0.41	48.51
	B-100-100-2	100	54.98	1.81	135	100	25.61	0.53	0.41	48.51
	B-100-100-3	100	52.91	1.81	135	100	25.61	0.49	0.41	48.51
	B/200/0/1	200	63.82	0.90	135	0	39.95	0.43	0.09	45.06
	B/200/0/2	200	57.89	0.90	135	0	39.95	0.32	0.09	45.06
	B/200/0/3	200	62.37	0.90	135	0	39.95	0.41	0.09	45.06
	B/200/50/1	200	67.73	0.90	135	50	39.95	0.50	0.24	53.32
	B/200/50/2	200	66.71	0.90	135	50	39.95	0.48	0.24	53.32
	B/200/50/3	200	53.79	0.90	135	50	39.95	0.25	0.24	53.32
	B/200/100/1	200	62.16	0.90	135	100	39.95	0.40	0.27	54.88

	B/200/100/2	200	64.25	0.90	135	100	39.95	0.44	0.27	54.88
	B/200/100/3	200	58.09	0.90	135	100	39.95	0.33	0.27	54.88
Del Rey et al.	B1-15C*	100	40.70	0.46	90	0	18.80	1.22	0.19	22.11
	B1-27A*	100	38.00	0.46	90	0	18.80	1.07	0.19	22.11
	B1-27B*	100	44.60	0.46	90	0	18.80	1.44	0.19	22.11

(*) Puesto que los resultados obtenidos por Del Rey et al. (2019) presentan un valor de k_{exp} mayor que 1, estos no fueron incluidos en el análisis de regresión desarrollado en las próximas secciones. Sin embargo, sí fueron considerados para evaluar la bondad de ajuste de la expresión desarrollada para estimar la contribución de los anclajes en la resistencia al despegue de los refuerzos.

6.3.1.1 Influencia del ancho del FRP (k_w)

Subramaniam et al. (2006) analizó la influencia del ancho del FRP en la resistencia al despegue, definiendo tres zonas en el refuerzo: la zona central, las zonas de borde y las regiones fuera de la zona de borde. Como la deformación axial en la región central es considerablemente mayor que las de las regiones de borde, definieron esta área como la responsable de la transferencia del esfuerzo cortante entre el FRP y el soporte. En base a sus observaciones, los autores asumen que las zonas de borde permanecen constantes independientemente del ancho total, de modo que el ancho de la región central aumentará a medida que aumenta el ancho del refuerzo, lo que explica la mejora en términos de resistencia al despegue observada al aumentar el ancho del FRP. En el caso de los refuerzos anclados, en la campaña experimental de la presente investigación, se observó una clara reducción en la contribución del anclaje a la resistencia al despegue con un incremento en el ancho del refuerzo. Esto puede estar relacionado con la observación de Niemitz (2008), de que la contribución de los anclajes a la fuerza de despegue se reduce en los límites exteriores del abanico.

La base de datos fue dividida en dos grupos dependiendo del ratio de resistencia conector/refuerzo. Las expresiones 6.6 y 6.7 presentan la influencia del ancho del refuerzo (k_w) para $S_{rat} < 1.5$ y $S_{rat} > 1.5$ respectivamente. La figura 6.7 muestra las regresiones para ambos casos, las líneas azules representan el límite de confianza del 95% y las rojas los límites de la capacidad predictiva de las expresiones. Las figuras 6.7 a y 6.7 b muestran que un incremento en el ancho del refuerzo produce una reducción en la contribución de un único

anclaje. Además, se puede observar que, para refuerzos estrechos, la contribución de los conectores puede alcanzar su propia resistencia en caso de no presentarse ningún fallo previo en el propio refuerzo.

$$k_w = \frac{30.7478}{\left(\frac{W_{FRP}}{n}\right)} \text{ for } S_{rat} < 1.5 \quad (6.6)$$

$$k_w = \frac{39.9368}{\left(\frac{W_{FRP}}{n}\right)} \text{ for } S_{rat} > 1.5 \quad (6.7)$$

Figura 6.7 a) k_w para $S_{rat} < 1.5$ b) k_w para $S_{rat} > 1.5$

6.3.1.2 Influencia de la longitud adherida detrás del anclaje y de la posición del tramo libre del conector respecto al refuerzo.

En los resultados experimentales se observó que la longitud adherida detrás del conector, junto a la posición del abanico del anclaje respecto al refuerzo son parámetros influyentes en el comportamiento de los refuerzos anclados (Cortez et al. (2019), Zhang y Smith (2017), Villanueva et al. (2018)). La influencia de estos dos parámetros se agrupó en el coeficiente k_{lend} . Después de dividir la base de datos en función a S_{rat} , los resultados se reagruparon según la disposición del tramo libre del anclaje. Las expresiones para estimar k_{lend} se obtuvieron de estos resultados reagrupados a través de una regresión lineal por el método de mínimos cuadrados entre k_{exp} y L_{lend} .

K_{lend} para series con $S_{rat} < 1.5$

Las expresiones 6.8 y 6.9 representan la influencia de la longitud adherida detrás del anclaje para las series con el tramo libre del anclaje expandido sobre

el refuerzo (series 0) y para las series con el tramo libre expandido entre dos capas de refuerzo (series B) respectivamente, para ratios de resistencia anclaje/refuerzo menores a 1.5. Cabe señalar que la base de datos incluye anclajes con abanicos de anclaje expandidos entre 26° y 360° . En las expresiones 6.8 y 6.9 el término $(L_{end}-L_{ab})$ considera que la longitud detrás de los anclajes no incluye la longitud del abanico cuando está expandido a 360° , restando la longitud del abanico del anclaje a la longitud adherida detrás del conector. Esto se hizo considerando la acción de refuerzo del anclaje en esa área.

$$k_{lend} = \sqrt{0.0303039 \cdot \sqrt{(L_{end} - L_{ab})}} \quad (6.8)$$

$$k_{lend} = \sqrt{0.0173481 \cdot \sqrt{(L_{end} - L_{ab})}} \quad (6.9)$$

La figura 6.8 presenta las regresiones con las que se obtuvieron las expresiones 6.8 y 6.9. En estas se puede observar que mayores longitudes adheridas detrás del anclaje permiten resistir cargas mayores en ambas configuraciones. Por otra parte, la figura 6.8a muestra que, para ratios $S_{rat} < 1.5$, la longitud adherida detrás del conector es más influyente cuando el abanico esta expandido sobre el refuerzo que cuando se expande entre dos capas de este, permitiendo mayores contribuciones por parte del conector para longitudes L_{end} iguales. Esta diferencia puede atribuirse a la dispersión existente en los resultados de anclajes con los abanicos expandidos sobre el refuerzo con una longitud adherida $L_{end}=175$ mm.

Figura 6.8. k_{lend} $S_{rat} < 1.5$ a) series con el tramo libre del anclaje expandido sobre el refuerzo b) series con el tramo libre del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo.

K_{lend} para series con S_{rat}> 1.5

Se realizó el mismo análisis para los resultados con una ratio de resistencias S_{rat}>1.5. Se realizaron dos regresiones con el método de mínimos cuadrados para obtener las ecuaciones 6.10 y 6.11, lo que permite estimar la influencia de L_{end} para series con el tramo libre del abanico expandido sobre el refuerzo y entre dos capas del mismo.

$$k_{lend} = \sqrt{0.0166835 \cdot \sqrt{(L_{end} - L_{ab})}} \quad (6.10)$$

$$k_{lend} = \sqrt{0.0303073 \cdot \sqrt{(L_{end} - L_{ab})}} \quad (6.11)$$

La figura 6.9 muestra las regresiones correspondientes a las expresiones 6.10 y 6.11. Se puede observar que, para las series con una ratio S_{rat}>1.5, la longitud adherida detrás del anclaje tiene un mayor efecto cuando el tramo libre del anclaje se expande entre dos capas de refuerzo. Este efecto permite una mayor contribución general de los anclajes con esa configuración. Sin embargo, en ambas configuraciones, el incremento de la longitud adherida detrás del conector resulta en una mayor contribución del anclaje en la resistencia al despegue del refuerzo.

Figura 6.9. k_{lend} S_{rat} > 1.5 a) series con el tramo libre del anclaje expandido sobre el refuerzo b) series con el tramo libre del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo

La tabla 6.6 presenta los parámetros estadísticos de las diferentes expresiones propuestas. En la identificación del modelo, la denominación “O” se refiere a las series con el tramo libre del anclaje expandido sobre el refuerzo, mientras que la serie “B” corresponde a las series con el abanico expandido entre dos capas de refuerzo. Como se puede observar, el valor P-value del análisis ANOVA es menor que 0.05 para todos, mostrando una relación estadísticamente significativa entre la variable dependiente y la variable independiente con un nivel de confianza del 95%. También se puede observar que, a pesar de la dispersión existente en los resultados de la literatura, los modelos presentan coeficientes de correlación y de determinación adecuados.

Tabla 6.6. Estadísticos correspondientes a los diferentes modelos propuestos

Identificación del modelo		Nº ensayos	Coeficiente de correlación	R ²	P
				%	
S _{rat} < 1.5	k _w	56	0.92	83.97	0.0000
	k _{Lend} “O”	42	0.84	70.38	0.0000
	k _{Lend} “B”	14	0.81	65.33	0.0005
S _{rat} > 1.5	k _w	23	0.96	93.02	0.0000
	k _{Lend} “O”	12	0.85	73.01	0.0002
	k _{Lend} “B”	10	0.95	90.62	0.0000

6.3.2 Contribución global del anclaje (k_{glob})

Se realizó una regresión de mínimos cuadrados para obtener una expresión simple que incluya la influencia agrupada de los tres parámetros desarrollados en los anteriores apartados. El coeficiente k_{exp} se obtuvo de los resultados experimentales y se definió como la variable dependiente, mientras que las variables independientes fueron las predicciones realizadas para k_w y k_{Lend} utilizando las ecuaciones 6.4-6.11, de acuerdo con la configuración propia de cada probeta. El estadístico P del modelo obtenido del análisis de la varianza ANOVA es 0.000001, mostrando una relación estadísticamente significativa entre las variables con un nivel de confianza del 95%. Por su parte, el estadístico R² muestra que el modelo ajustado explica un 89.55% de la variabilidad en k_{glob}. La ecuación 6.12 presenta la expresión para estimar la contribución global del

conector en la resistencia al despegue de los refuerzos anclados (k_{glob}) en función de k_w y k_{lend} :

$$k_{glob} = 0.600469 \cdot k_w + 0.425834 \cdot k_{lend} \quad (6.12)$$

La figura 6.10 a) presenta la relación entre valores observados y predichos utilizando la ecuación 6.12, mostrando un ajuste adecuado. En la figura 6.10 b) la distribución aleatoria de los residuos estandarizados del modelo muestra que la regresión presenta un ajuste adecuado.

Figura 6.10. a) k_{glob} observado vs predicho b) Residuos estandarizados del modelo

6.3.3 Bondad de ajuste del modelo propuesto para refuerzos anclados con un único anclaje

La figura 6.11a) muestra una comparación de los resultados experimentales con los valores predichos para los resultados existentes en refuerzos de fibra de carbono adheridos y anclados con un único conector presentados en la tabla 1. Las líneas punteadas representan el percentil 10%. Se puede observar que la mayoría de los resultados existentes se encuentran comprendidos dentro del límite del percentil 10%. Por su parte, la mayoría de los resultados experimentales que se encuentran fuera de estos límites son mayores que los valores predichos, mostrando que el modelo presenta un ajuste adecuado, manteniéndose siempre dentro de los límites de seguridad. La figura

6.11b presenta los residuos estandarizados mostrando una distribución aleatoria aceptable.

Figura 6.11. a) P_{joint} experimental vs predicho b) Residuos estandarizados

6.3.4 Bondad de ajuste del modelo para refuerzos adheridos y anclados con múltiples conectores.

Se evaluó la aplicabilidad de las expresiones obtenidas con las regresiones para refuerzos con un único anclaje y se compararon los resultados existentes en la literatura para refuerzos adheridos y anclados con múltiples conectores. Para este objetivo, se emplearon las ecuaciones 6.6 a 6.11 para estimar el aporte del conector y se estimó la carga máxima de los refuerzos anclados con múltiples conectores de acuerdo con la siguiente expresión:

$$P_{anc \ joint} = P_{db} + n \cdot k_{glob} \cdot P_{anc} \quad (6.13)$$

En la expresión 6.13, n es el número de anclajes distribuidos transversalmente en el refuerzo en una misma fila. En los resultados disponibles en la literatura, y en los obtenidos en la campaña experimental de la presente investigación se utilizaron dos anclajes con excepción de la probeta BII-25-1.3-5 de la campaña experimental de Niemitz et al. (2012) donde se emplearon cuatro conectores en una sola fila. La tabla 6.7 presenta las características de las probetas junto a los resultados experimentales y los valores predichos para la resistencia de los refuerzos de fibra de carbono adheridos y anclados con múltiples conectores.

Tabla 6.7. Resultados experimentales y valores predichos para refuerzos anclados con múltiples conectores.

Referencia	Probeta	W_{FRP}	$P_{joint\ exp}$	S_{rat}	$\alpha\ (^{\circ})$	L_{end}	$P_{db}\ Cheng\ \&\ Teng$	K_{exp}	K_{glob}	$P_{joint\ pred.}$
		(mm)	(kN)			(mm)	(kN)			(kN)
Niemitz (2008)	B-Y-2-5-4	127	55.24	1.63	90	635	32.03	0.95	0.64	66.55
	B-X-2-5-4	127	60.54	1.63	90	254	32.03	1.17	0.58	63.98
	C-Y-4-10-6	254	87.58	1.63	90	635	57.84	1.22	0.45	57.36
	C-X-4-10-6	254	96.57	1.63	90	254	57.84	1.59	0.39	54.78
McGuirk (2011)	S-1-2a-24	127	77.84	1.61	90	485	39.32	1.61	0.62	72.95
	F-1-2a-24	127	80.60	1.58	90	485	39.32	1.73	0.62	79.40
	S-2-2a-24	127	116.98	0.80	90	485	32.03	3.25	0.64	73.89
Niemitz et al. (2012)	BII-13-1.3-5	127	55.30	1.63	90	635	32.03	0.96	0.64	66.55
	BIIS-13-1.3-5	127	60.60	1.63	90	254	32.03	1.17	0.58	63.98
	BII-25-1.9-10	254	96.60	1.62	90	635	57.84	1.59	0.45	57.36
	BIIS-25-1.9-10	254	87.6	1.62	90	254	57.84	1.22	0.39	54.78
	BII-25-1,3-5	254	129.1	1.63	90	635	57.84	2.93	0.64	97.52
Ozbakkaloglu et al. (2016)	D60R1R1-1	100	57.20	0.75	90	225	47.48	0.63	0.66	58.81
	D60R1R1-2	100	50.90	0.75	90	225	47.48	0.22	0.66	58.81
	D60R2R2-1	100	57.10	0.75	90	135	47.48	0.62	0.62	57.75
	D60R2R2-2	100	54.80	0.75	90	135	47.48	0.48	0.62	57.75
Villanueva (2017)	T-1	150	55.00	2.41	135	50	39.86	0.31	0.52	91.84
	T-2	150	48.10	2.41	135	50	39.86	0.17	0.52	91.84
Cortez et al. (2019)	M-200-50-1	200	97.19	1.81	135	50	39.95	1.03	0.44	87.21
	M-200-50-2	200	86.40	1.81	135	50	39.95	0.84	0.44	87.21
	M-200-50-3	200	98.28	1.81	135	50	39.95	1.05	0.44	87.21
	M-200-100-1	200	102.27	1.81	135	100	39.95	1.13	0.47	91.34
	M-200-100-2	200	95.23	1.81	135	100	39.95	1.00	0.47	91.34
	M-200-100-3	200	105.36	1.81	135	100	39.95	1.18	0.47	91.34

La figura 6.12 presenta una comparación entre los valores experimentales y predichos para la carga máxima que pueden resistir los refuerzos adheridos y anclados con múltiples anclajes. Al igual que en refuerzos con un único anclaje, el modelo presenta un ajuste aceptable, permaneciendo siempre dentro de los límites de seguridad. En la figura 6b) se presentan los residuos estandarizados, donde a pesar de existir dos probetas con valores altos de residuos, ninguno de ellos tiene un valor absoluto mayor a tres y por tanto no se ha considerado como valores atípicos.

Figura 6.12 a) Pjoint experimental vs predicho b) Residuos estandarizados

Finalmente, la figura 6.13 presenta la bondad de ajuste del modelo propuesto para toda la base de datos (incluyendo refuerzos con un único y múltiples anclajes).

Figura 6.13. a) P_{joint} experimental vs predicho para un único y múltiples anclajes b) Residuos estandarizados

Como se ha indicado previamente, el objetivo principal de esta investigación es conseguir expresiones simples, precisas y seguras que permitan estimar la resistencia al despegue cuando se utilizan conectores de FRP. El diagrama presentado en la figura 6.14 muestra un esquema de cálculo de k_{glob} para estimar la contribución de los anclajes, dependiendo del ancho del refuerzo (W_{FRP}), de la longitud adherida detrás del anclaje (L_{end}) y de la disposición del tramo libre del anclaje respecto al refuerzo: expandido sobre el refuerzo "O", entre dos capas del mismo "B".

Figura 6.14 Esquema de cálculo de k_{glob}

La expresión empírica propuesta permite estimar la contribución de los anclajes a la resistencia al despegue de refuerzos de fibra de carbono, bajo el supuesto de que la resistencia al despegue de los refuerzos adheridos y anclados es la combinación de la resistencia al despegue del propio refuerzo más una contribución del anclaje. Las regresiones de mínimos cuadrados realizadas para obtener las expresiones que consideren la influencia del ancho del refuerzo (W_{FRP}), la longitud adherida detrás del anclaje (L_{end}) y la posición del abanico del anclaje respecto al refuerzo en la contribución de los anclajes de FRP, presentan una relación estadísticamente significativa entre variables con un nivel de confianza del 95% y correlaciones adecuadas.

Cabe mencionar que la capacidad de predicción de las expresiones propuestas se evaluó y comparó con 107 resultados de ensayos de corte simple en refuerzos de fibra de carbono adheridos y anclados, mostrando un buen ajuste siempre dentro de los límites de seguridad. Sin embargo, como las expresiones se obtuvieron de los resultados experimentales, podrán reajustarse a través de la expansión de la base de datos con más ensayos experimentales que consideren rangos más amplios para las variables definidas como las más influyentes en la contribución de los conectores.

Para estudiar analíticamente el comportamiento de refuerzos anclados con conectores de FRP, ampliar la base de datos y analizar la capacidad de predicción de la expresión obtenida empíricamente, se realizaron simulaciones con el método de elementos finitos, cuyos resultados se presentan en el capítulo 7.

Capítulo 7

Simulación de elementos finitos para analizar el modelo empírico propuesto

7.1 Introducción.

Desde sus comienzos el método de elementos finitos ha demostrado su utilidad para conseguir soluciones aproximadas a diferentes problemas de ingeniería. Su capacidad de resolver problemas complejos, con geometrías, condiciones de contorno y cargas muy complicadas lo convierte en una excelente alternativa o complemento a la realización de ensayos experimentales a gran escala. El continuo progreso en el estudio y análisis del comportamiento de diferentes materiales bajo diferentes tipos de solicitaciones ayudó a mejorar significativamente los resultados obtenidos con este método. Uno de los ámbitos donde tuvo mayor contribución es el campo de materiales compuestos y secciones híbridas. Esta contribución se debe principalmente a la capacidad de análisis de los elementos finitos para representar el complicado comportamiento de la interfaz entre diferentes materiales. En esta investigación se utilizó el software ABAQUS para estudiar el comportamiento de refuerzos de FRP adheridos y anclados en soportes de hormigón.

El objetivo de esta simulación es el estudio del comportamiento de refuerzos de FRP adheridos y anclados con conectores de fibra de carbono en soportes de hormigón para respaldar analíticamente los parámetros que fueron identificados como más influyentes en su comportamiento, en base a los resultados experimentales presentados en los apartados anteriores.

Se utilizaron y modelaron cuatro materiales para representar todos los elementos considerados en este estudio. Los materiales son: hormigón, tejido de fibra de carbono instalado en húmedo, un material cohesivo para representar la resina entre el anclaje y el soporte (en el tramo embebido), y el anclaje fabricado a partir de cordón de fibra de carbono.

Cada material fue modelado independientemente, considerando su comportamiento elástico y plástico para conseguir una representación real de los mismos. También se consideraron interfaces con diferentes características para representar el contacto entre superficies de distintos materiales.

A continuación, se presentan más detalles para describir los comportamientos propuestos y las propiedades utilizadas para los diferentes materiales.

7.2 Partes y materiales utilizados

Se consideraron 4 partes diferentes para representar todos los elementos involucrados en el comportamiento de refuerzos adheridos y anclados con conectores de FRP. Estos elementos fueron modelados de diferentes maneras para proporcionar una caracterización adecuada, basada en requisitos geométricos y las propiedades de los materiales. La figura 7.1 muestra las 4 partes distantes empleadas para representar los refuerzos adheridos y anclados. Estas partes fueron: el bloque de hormigón, la resina de la interfaz entre el hormigón y los anclajes en el tramo embebido, el anclaje de CFRP y una o dos capas de refuerzo de fibra de carbono. La resina entre los tejidos y el bloque de hormigón no se trató como una parte independiente sino como una interfaz cohesiva, como se detalla más adelante.

Figura 7.1 Partes utilizadas en la simulación de refuerzos adheridos y anclados. a) Bloque de hormigón. b) laminado de CFRP. c) resina entre el anclaje y el soporte dentro de la perforación. d) anclaje fabricado a partir de cordón de fibra de carbono.

7.2.1 Modelado del hormigón

El hormigón fue modelado basado esencialmente en el modelo de daño plástico propuesto por Lubliner et al. 1989 y adoptado por el software ABAQUS (Simulia Abaqus 2019). Este modelo considera el comportamiento elástico y plástico del hormigón. La descripción de la formación y propagación de fisuras por su parte, se basa en el modelo propuesto por Hillerborg et al. (1976), el cual, depende tanto de los principios de la mecánica de la fractura como del análisis de elementos finitos.

7.2.2 Modelado del polímero reforzado con fibra (CFRP)

El comportamiento general de los polímeros reforzados con fibra es elástico y frágil, y presenta anisotropía así como diferencias tracción-compresión. Se pueden identificar dos componentes principales en los refuerzos de FRP: las fibras y la matriz. Los comportamientos de ambos componentes son diferentes ya que sus materiales son diferentes. La resistencia a tracción bajo tensiones uniaxiales depende de las fibras alineadas en esa dirección. Por otra parte, la resistencia a compresión bajo compresión uniaxial en la dirección de las fibras no depende únicamente de las fibras en esa dirección, sino también de la rigidez de la matriz (Matzenmiller et al. 1995).

Para representar el daño y el fallo de los materiales compuestos reforzados con fibra, ABAQUS (Simulia Abaqus 2019) considera el modelo de Hashin (1980), el cual se basa en trabajo de diferentes investigadores (Hashin y Rotem (1973b), Hashin (1980), Matzenmiller et al. (1995), Camanho & Dávila (2002)). Este modelo describe el comportamiento de estos materiales en tres etapas: sin daños, inicio del daño y evolución y propagación del daño.

Etapas sin daños

Las relaciones tensión-deformación del FRP se basan en considerar el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson y el módulo de corte en las tres direcciones principales. Sin embargo, en la simulación se asumió un comportamiento elástico-ortotrópico en el plano para simplificar la descripción de la teoría general de modelado. Por lo tanto:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} = \frac{1}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} \begin{bmatrix} E_1 & \nu_{21}E_1 & 0 \\ \nu_{12}E_2 & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & G_{12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix}$$

Inicio del daño

En materiales compuestos reforzados con fibra, el inicio del daño puede producirse en las fibras, en la matriz o en ambas al mismo tiempo. Los estudios de Hashin y Rotem (1973b) y Hashin (Hashin, 1980) propusieron cuatro mecanismos para representar el comportamiento del daño. Estos mecanismos de fallo son: rotura de las fibras a tracción, fallo de las fibras en compresión, fallo de la matriz en tracción y fallo de la matriz a compresión. Todos estos criterios de fallo son considerados por ABAQUS para representar el inicio del daño en materiales compuestos reforzados con fibra.

En tensión, la resistencia del laminado depende principalmente de la resistencia a tracción de las fibras, la cual es considerablemente mayor que la de la matriz circundante, por lo que el daño se inicia cuando la variable de inicio de daño (F_f^t) alcanza o supera el valor de uno.

$$F_f^t = \left(\frac{\sigma_{11}}{\sigma_{11}^T} \right)^2 + \alpha \left(\frac{\tau_{12}}{\tau_{12}^L} \right)^2 \quad \text{cuando } \sigma_{11} > 0$$

Donde X^T es la resistencia longitudinal a tracción, S^L es la resistencia longitudinal a corte y α es un coeficiente para la contribución del esfuerzo cortante.

En compresión, las fibras sufren pandeo y torsión. Por lo tanto, se generan tensiones transversales ocasionadas por las diferencias en las relaciones de Poisson de las fibras y la matriz ((Hahn yWilliams (1984), Matzenmiller et al. (1995)). En general, el inicio del daño se detecta cuando el valor de la variable (F_f^c) alcanza o supera el valor de uno.

$$F_f^c = \left(\frac{\sigma_{11}}{X^c} \right)^2 \text{ cuando } \sigma_{11} > 0$$

Donde X^c es la resistencia longitudinal a compresión.

Además, pueden observarse daños a compresión o tracción en la matriz del compuesto. Estos modos de fallo se rigen por la resistencia a corte longitudinal y transversal, así como la resistencia transversal a tracción y compresión. De forma similar al criterio de inicio del daño en las fibras, se utilizan dos variables para detectar el inicio del daño en la matriz. El daño se inicia cuando las variables (F_m^t y F_m^c) alcanzan o exceden el valor de uno.

$$F_m^t = \left(\frac{\sigma_{22}}{Y^T} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{S^L} \right)^2 \text{ cuando } \sigma_{22} \geq 0 \text{ para la matriz a tracción}$$

$$F_m^c = \left(\frac{\sigma_{22}}{2S^T} \right)^2 + \left[\left(\frac{Y^c}{2S^T} \right)^2 - 1 \right] \frac{\sigma_{22}}{Y^T}$$

Fase de evolución del daño

Una vez alcanzado el criterio de inicio del daño, la evolución de este se representa introduciendo las variables de daño d_f , d_m y d_s a la relación esfuerzo-deformación.

Cada variable de daño se calcula partiendo de la relación general considerada por el programa ABAQUS:

$$d = \frac{\delta_{eq}^f (\delta_{eq} - \delta_{eq}^0)}{\delta_{eq}^f (\delta_{eq}^f - \delta_{eq}^0)}$$

Donde δ_{eq}^0 es el desplazamiento equivalente cuando se inicia el daño, y δ_{eq}^f es el desplazamiento equivalente cuando se alcanza el daño total del material. (Véase figuras 7.2 y 7.3)

Figura 7.2 Diagrama variable de daño-desplazamiento

Figura 7.3 Diagrama esfuerzo equivalente-desplazamiento equivalente

ABAQUS calcula los valores de deslizamiento equivalente introduciendo una longitud característica en la formulación para reducir el efecto de la dependencia de la malla. Esta longitud característica depende del tipo de elemento utilizado (Simulia Abaqus 2019).

7.2.3 Modelado de las diferentes interfaces

La interfaz entre dos materiales se representa por medio de una capa cohesiva que puede ser definida como una superficie de contacto con propiedades cohesivas, o bien como una capa de elementos con propiedades cohesivas tal como se observa en la figura 7.4.

Figura 7.4 Zona – elementos cohesivos a lo largo de la interfaz entre dos materiales (Fuente: Kregting,2005)

En el modelado numérico, existen tres técnicas para modelar la capa cohesiva (Hogberg,2006):

1. La capa cohesiva es modelada como una interfaz entre cuerpos adheridos (superficie entre dos cuerpos, los cuerpos comparten este límite inicialmente). En este caso la ley cohesiva considera solo la energía de fractura intrínseca debido a la separación. De esta forma el efecto debido al espesor de la capa es ignorado (Pantano y Avrill,2004).
2. La capa cohesiva es modelada como un continuo elastoplástico con parámetros de fractura. Esta técnica de modelado usa los parámetros materiales del adhesivo como material de volumen. La ley cohesiva está basada en las propiedades de fractura del adhesivo voluminoso y supone que el proceso de fractura inicia en una fisura introducida en el adhesivo (Tvergaard y Hutchinson,1996).
3. La capa cohesiva es modelada como una interfaz (es una combinación de fases) con un espesor. Se usa la ley cohesiva que describe la respuesta macroscópica de la capa (Salomonsson,2002).

De las tres técnicas de modelado mencionadas, la primera se emplea comúnmente para modelar la interfaz de materiales compuestos laminados o en capas. En estos casos, el comportamiento de la interfaz domina la respuesta general del conjunto de elementos. La segunda técnica se basa en la mecánica de medios continuos y permite obtener predicciones más precisas. Sin embargo, además de ser más compleja numéricamente, los parámetros de fractura del adhesivo deben ser complementados con parámetros elásticos y plásticos los cuales deben obtenerse para cada material específicamente en laboratorio, lo que no es práctico para la evaluación del comportamiento de materiales de

construcción. Con relación a la tercera alternativa, la gran variación en el tamaño de los elementos debido al espesor de la capa puede provocar dificultades en el mallado convirtiéndola en una simulación con un procesamiento más costoso. En la presente investigación se definió utilizar la primera técnica de modelado para representar tanto la interfaz FRP-hormigón como la interfaz FRP-anclaje o FRP-FRP, considerando que el adhesivo entre capas tiene un espesor despreciable (no se puede medir con exactitud durante la instalación del refuerzo), y que el comportamiento de los refuerzos simplemente adheridos está dominado por el comportamiento de la interfaz FRP- hormigón mientras que el comportamiento de los refuerzos adheridos y anclados depende principalmente de la respuesta en la interfaz FRP-anclaje, por lo que esta alternativa permite representar adecuadamente el comportamiento observado experimentalmente con un procesamiento optimizado o de menor coste computacional.

- **Interfaz FRP-hormigón**

Las leyes cohesivas son relaciones constitutivas entre la tracción actuante en la interfaz de dos materiales (en este caso el hormigón y el FRP) y la correspondiente separación interfacial. Se puede distinguir entre una separación normal a la superficie de la interfaz δ_n y una separación tangencial a la superficie de la interfaz δ_t , en el caso de problemas tridimensionales existirán dos direcciones tangenciales que se denominan δ_t y δ_s . Al igual que las separaciones, las tensiones t pueden también actuar en la dirección normal σ y otra tangencial τ (Brocks et al., 2003) como se observa en la figura 7.5.

Figura 7.5 Curva tracción-separación típica (ABAQUS,2019)

Cuando la componente normal o tangencial de separación alcanza un valor crítico δ_n^c o δ_t^c respectivamente, los elementos continuos inicialmente conectados por los elementos cohesivos se desconectan, lo cual implica que el

material ha fallado en este punto. Además, de las separaciones críticas, la tracción máxima t^0 (tensión en la superficie del elemento continuo) se usa como otro parámetro de fractura, llamado resistencia cohesiva. Este valor indica cuándo comienza el fallo en la interfaz, y es el valor máximo de la curva tracción-separación, $t(\delta)$ o Ley Cohesiva según la figura 7.5. La fisuración del material se describe mediante los elementos de la interfaz o capa cohesiva, mientras que los elementos de la fibra y de la matriz permanecen en el campo elástico. Usando esta técnica el comportamiento del material se divide en dos partes, el continuo libre de daños con una ley constitutiva elástica y las interfaces cohesivas, que especifican solo el daño del material (Brocks et al., 2003).

Para analizar los procesos de fractura de modo combinado se pueden utilizar dos aproximaciones:

- Mediante una ley cohesiva desacoplada: la tracción normal es independiente de la separación tangencial y la tracción tangencial es independiente de la separación normal (Van den Bosch et al. (2006); Tijssnes et al. (2000); Hanson et al. (2004)).
- Mediante una ley cohesiva acoplada: ambas tracciones normales y tangenciales depende de las dos separaciones.

Como el modelo cohesivo es un modelo fenomenológico, no existe evidencia sobre la forma que debería tomar la ley cohesiva tracción-separación. Por tanto, esta debe suponerse independiente de un material específico como modelo para el proceso de despegue o deslaminación. Algunos autores optan por utilizar su propia formulación para la relación tracción separación. Entre las diferentes alternativas, están: la ley cohesiva polinomial utilizada por Needleman (1987) y por Tvergaard (1990), la ley cohesiva exponencial utilizada por Siegmund y Brocks (1998) para materiales dúctiles y por Xu y Needleman (1993) para materiales frágiles y la ley cohesiva lineal fragmentada, multilineal o trapezoidal, la cual es actualmente la más utilizada por su versatilidad para representar diferentes tipos de materiales.

- **Ley Cohesiva o ley tracción-separación según Abaqus**

Según Abaqus (2019) la ley cohesiva o ley tracción-separación que define la respuesta constitutiva de los elementos cohesivos se divide en las siguientes zonas, estableciéndose una analogía con el criterio de daños del propio material compuesto:

Comportamiento elástico lineal:

Inicialmente la ley cohesiva sigue un comportamiento elástico lineal, quedando caracterizada por la siguiente relación constitutiva:

$$t = \begin{bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{nn} & C_{ns} & C_{nt} \\ C_{sn} & C_{ss} & C_{st} \\ C_{tn} & C_{ts} & C_{tt} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_s \\ \varepsilon_t \end{bmatrix} = C \cdot \varepsilon$$

Figura 7.6 Ley cohesiva o curva tracción-separación definidas por Abaqus

Donde t es el vector de tensiones, C es la matriz de elasticidad y ε es el vector de deformaciones específicas definido como:

$$\varepsilon_i = \frac{\delta_i}{T_0}$$

Siendo T_0 el espesor del elemento cohesivo. La matriz de elasticidad de la relación constitutiva tiene todos sus componentes en leyes cohesivas acopladas, y solo los componentes de la diagonal principal en leyes cohesivas desacopladas.

Inicio del daño.

Es el punto donde empieza el fallo en el elemento cohesivo tras haber alcanzado un límite definido según el criterio de fallo adoptado. Los criterios de fallo más utilizados son:

Criterio de máxima tensión:

$$\max\left(\frac{t_n}{t_n^0}, \frac{t_s}{t_s^0}, \frac{t_t}{t_t^0}\right) = 1$$

Criterio del cuadrado de las tensiones:

$$\left(\frac{t_n}{t_n^0}\right)^2 + \left(\frac{t_s}{t_s^0}\right)^2 + \left(\frac{t_t}{t_t^0}\right)^2 = 1$$

Evolución del daño

Una vez alcanzado el criterio del inicio del daño empieza el debilitamiento del elemento cohesivo. La evolución del daño se representa por la variable de daño D , que es un escalar comprendido entre 0 y 1 (0 si el elemento no está dañado, 1 cuando el elemento está completamente dañado). La evolución del daño puede basarse en criterios de energía de fractura o de desplazamiento, tal como se aprecia en la figura 7.7. En este sentido, las tensiones se determinan mediante la siguiente expresión:

$$t = (1 - D)t^*$$

Siendo t^* la tensión de tracción en el punto sin daño (dentro del tramo elástico lineal inicial). Por otro lado, la evolución del daño en la relación tracción-separación puede adoptar diferentes configuraciones. El software ABAQUS permite elegir tres diferentes formas de evolución, permitiendo escoger entre lineal, exponencial o tabular.

Figura 7.7 Criterios de evolución del daño

Figura 7.7 Criterios de evolución del daño

Figura 7.8 Curvas tracción separación para la evolución del daño disponibles en Abaqus

7.3 Descripción del modelo

El modelado con elementos finitos de refuerzos de FRP adheridos externamente en soportes de hormigón realizado se basó en la categorización de los diferentes componentes que forman parte del sistema de refuerzo en función a diferentes materiales, formas geométricas y roles funcionales de cada parte o componente.

Como ya se ha mencionado anteriormente, se consideraron 4 partes diferentes para representar todos los elementos del sistema. Estas partes son: el bloque de hormigón, el laminado de FRP, el anclaje de FRP y la resina entre el anclaje y el soporte. (véase figura 7.1).

7.3.1 Hormigón

Se utilizaron hexaedros sólidos tridimensionales para modelar el hormigón. Cada elemento tiene 8 nodos y se basa en el concepto de interpolación lineal. En la campaña experimental se utilizó un bloque de hormigón con perforaciones de 100 mm de profundidad, 20 mm de diámetro y una inclinación de 135° en la que se instalaron los anclajes. El bloque de hormigón se fijó a la prensa como se muestra en la figura 3.1. para evitar desplazamientos/giros no deseados. La figura 7.9 muestra la discretización del bloque. La tabla 7.1 presenta las propiedades utilizadas para modelar el material, explicando los criterios utilizados para los diferentes valores asumidos.

Figura 7.9 Vista en planta y alzado del bloque de hormigón

Tabla 7.1 Valores utilizados para definir las propiedades del hormigón

Material	Propiedad	Valor Asumido		Criterio
		Tensión (MPa)	(%)	
Hormigón (Modelo de daño plástico)	Resistencia a compresión Curva tensión-deformación	19.87	0	Valores proporcionales a los reportados en (Simulia Abaqus) basados en el modelo de Lubliner et al.(1989)
		24.26	0.0004	
		26.31	0.0008	
		26.9	0.0012	
		26.37	0.0016	
		25.2	0.002	
		23.68	0.0024	
		18.17	0.0036	
		12.36	0.005	
		2.45	0.01	
	Resistencia a tracción (MPa) Energía de fractura	2.7 0.039		Estimado a partir de la resistencia a compresión Valor calibrado
	Módulo elástico (MPa)	24376		$4700 \sqrt{f'_c}$
	Coeficiente de Poisson	0.2		Valor típico del hormigón

7.3.2 Laminado

El laminado se modeló utilizando hexaedros de 8 nodos con elementos de tipo "Shell" discretizado según se muestra en la figura 7.10. Debido a su elevada relación de aspecto, este tipo de elementos puede presentar distorsión por lo que durante la simulación deben realizarse las comprobaciones necesarias.

Con relación a la respuesta constitutiva, ABAQUS proporciona el modelo de daño propuesto por Hashin (1989) desarrollado en el apartado 7.1, para definir el comportamiento de estos elementos.

Figura 7.10 Laminado de fibra de carbono, con la perforación para la inserción del anclaje.

La tabla 7.2 a continuación, presenta los valores utilizados para definir las propiedades del material las cuales se basaron en datos proporcionados por el fabricante y datos existentes en la literatura. Para verificar que todas las propiedades asumidas fueron las correctas, se hizo una simulación únicamente con el refuerzo, tirando desde un extremo del mismo, alcanzando una carga última de 39.5 kN la cual es ligeramente inferior a la carga máxima que debería resistir de acuerdo con los valores proporcionados por el fabricante (41.28 kN)

Figura 7.11 Simulación realizara para verificar las propiedades asumidas para el FRP. a) Discretización y configuración de la carga b) Curva carga-tiempo de la simulación

Tabla 7.2 Propiedades asignadas al FRP

Polímero reforzado con fibra de carbono	Resistencia longitudinal a tracción X_T (MPa)	3200	Proporcionado fabricante
	Resistencia longitudinal a compresión X_c (MPa)	1700	Valores estimados de acuerdo con Schurmann H (2007), verificados con ensayo de <i>flat coupon</i> en Abaqus
	Resistencia transversal a tracción Y_T (MPa)	48	
	Resistencia transversal a compresión Y_c (MPa)	200	
	Resistencia a corte	79	Santiuste et al. (2010) verificado con ensayo de <i>flat coupon</i> en Abaqus
	Módulo elástico E_1 (MPa)	220000	Proporcionado fabricante
	Módulo elástico E_2 (MPa)	15673	Valores estimados de acuerdo con Schurmann H (2007), verificado con ensayo de <i>flat coupon</i> en Abaqus
	Módulo elástico E_3 (MPa)	15673	
	Coeficiente de Poisson ν_{12}	0.3	
	Coeficiente de Poisson ν_{13}	0.3	
	Coeficiente de Poisson ν_{23}	0.3	
	Módulo de cizalladura G_{12} (MPa)	5782	
	Módulo de cizalladura G_{13} (MPa)	5782	
	Módulo de cizalladura G_{23} (MPa)	4632	

Los valores para X_c , Y_T e Y_c son coherentes con los utilizados en simulaciones realizadas con materiales compuestos existentes en la literatura. (Santiuste et al. (2010); Rentsch et al. (2011); Xin & Wen (2012); Lapczyk & Hurtado (2007))

7.3.3 Anclaje de FRP

Se utilizaron anclajes fabricados a partir de cordón de fibra de carbono para incrementar la resistencia al despegue de los refuerzos. Para representarlos se utilizaron hexaedros sólidos tridimensionales. Al igual que en el hormigón, cada elemento tiene 8 nodos y se basa en el concepto de interpolación lineal. La respuesta constitutiva de este tipo de elementos se basa

en el modelo de plasticidad junto a la opción disponible en ABAQUS que permite definir propiedades anisótropas. Además, se definieron orientaciones del material para representar adecuadamente la dirección de las fibras en los anclajes.

Figura 7.12 Discretización del tramo embebido y del abanico del anclaje.

Tabla 7.3 Propiedades del anclaje

Anclaje	Módulo elástico E (MPa)	230.000	Valores proporcionados por el fabricante
	Resistencia a tracción (MPa)	2100	
	Resistencia longitudinal a tracción (MPa)	4000	
	Resistencia longitudinal a compresión (MPa)	520	Valores referenciales obtenidos de (Júnior et al. 2014)
	Resistencia transversal a tracción (MPa)	40	
	Resistencia transversal a compresión (MPa)	520	
	Resistencia a cortante (MPa)	74	

7.3.4 Resina en la interfaz anclaje- soporte

La capa de resina que envuelve el anclaje y lo conecta al soporte se modeló utilizando hexaedros sólidos tridimensionales, esta aproximación es diferente a la utilizada para modelar la interfaz FRP-hormigón, debido principalmente a su complicada geometría y a la variación de espesores en la zona de doblado. La figura 7.13 y la tabla 7.4 muestran la discretización y las propiedades utilizadas en la simulación de este elemento.

Figura 7.13. Resina embebida en la perforación, entre el anclaje y el hormigón.

Tabla 7.4 Propiedades utilizadas para definir la resina entre el anclaje y el soporte en el tramo embebido.

Resina	Módulo elástico E (MPa)	1100	Valor proporcionado por el fabricante
	Coeficiente de poisson (v)	0.31	Obtenido de la literatura (Arnautov et al. 2015)

7.3.5 Interfaz FRP-hormigón

Para la interfaz entre el FRP y el hormigón se estableció una superficie de contacto cohesivo inicial entre ambos elementos de acuerdo con la ley tracción-separación disponible en ABAQUS.

Las rigideces iniciales se estimaron utilizando las expresiones propuestas por Obaidat et al. (2013):

$$K_{nn} = \frac{1}{\frac{t_c}{E_c} + \frac{t_{epoxy}}{E_{epoxy}}}$$

$$K_{ss}=K_{tt} = 1000(0.16 \cdot \frac{G_{epoxy}}{t_{epoxy}} + 0.47)$$

$$\tau_{max} = 1.46 f_{ct}^{1.033} G_{epoxy}^{0.165}$$

Donde t_c es el espesor de hormigón adherido en el FRP después del fallo (se recomienda adoptar 5 mm), t_{epoxy} es el espesor de la resina (se recomienda adoptar 1 mm) E_c es el módulo elástico del hormigón en MPa, E_{epoxy} es el módulo elástico de la resina en MPa, G_{epoxy} es el módulo de cizalladura de la resina en (GPa) y τ_{max} es la resistencia a cortante de la interfaz.

Se utilizó el criterio del cuadrado de las tensiones para definir el inicio del daño. Tanto la energía de fractura de la interfaz como la tensión de corte de la misma se estimaron de acuerdo a las expresiones presentadas en la tabla A5.1-1 del boletín 90 de la FIB.

La tabla 7.5 a continuación presenta los valores utilizados para los dos anchos de refuerzo estudiados:

Tabla 7.5 Parámetros utilizados en la interfaz cohesiva entre el FRP y el hormigón

Ancho del refuerzo	K_{nn} (N/mm ³)	$K_{tt}=K_{ss}$ (N/mm ³)	t_n (MPa)	$t_s=t_t$ (MPa)	G_n (N/mm)	G_s (N/mm)
100	2130	734	2.7	4.4	0.09	0.7
200	2130	734	2.7	3.25	0.09	0.41

7.3.6 Interfaz FRP-anclaje

La interfaz entre el FRP y el abanico del anclaje también se definió utilizando la ley tracción separación disponible en ABAQUS, los valores utilizados fueron obtenidos a partir de resultados disponibles en la literatura (Neto et al. 2012) y calibrados para obtener valores (carga máxima y desplazamientos) similares a los obtenidos experimentalmente.

Tabla 7.6 Parámetros utilizados en la interfaz cohesiva entre el laminado y el abanico del anclaje

K_{nn} (N/mm ³)	$K_{tt}=K_{ss}$ (N/mm ³)	t_n (MPa)	$t_s=t_t$ (MPa)	G_n (N/mm)	G_s (N/mm)
10 ⁶	10 ⁶	30	18	0.7	8.7

7.4 Procedimiento de análisis

Se estudiaron tres procedimientos de análisis: estático, implícito cuasi estático y explícito cuasi estático para definir el método que permita conseguir mejores resultados con un coste computacional optimizado.

El análisis estático resuelve la siguiente expresión:

$$F_{t+\Delta t} = K_{t+\Delta t} \cdot U_{t+\Delta t}$$

Donde F, K y U son la fuerza, la rigidez y el desplazamiento del sistema. En el punto $t + \Delta t$ se desconoce el desplazamiento, el cual se determina a partir de:

$$U_{t+\Delta t} = U_t + \Delta U, \quad \text{y} \quad \text{de} \quad \Delta U = K_t^{-1} \cdot (F - I)t + \Delta t$$

Donde I es la fuerza interna obtenida de: $I = B^T K_t B dU$ y B es la matriz deformación-desplazamiento. Este análisis presentó problemas de convergencia al inicio del despegue por lo que su uso fue desestimado.

Debido a las diferentes posiciones del anclaje respecto al extremo cargado estudiadas, resulta de vital importancia capturar la propagación total del despegue del refuerzo. Por ello, se optó por realizar un análisis implícito cuasi estático del sistema. En los refuerzos adheridos y anclados, una vez que el despegue alcanzó la ubicación del anclaje, no se consiguió la convergencia del modelo debido a la pérdida de estabilidad elástica, la cual se debe a la aparición de grandes deformaciones u oscilaciones que ocasionan problemas singulares. Este tipo de problemas pueden describirse como la aparición de puntos singulares en ubicaciones que afectan el estado no deformado de la estructura. Consecuentemente, no se pudo analizar el comportamiento del refuerzo anclado hasta el fallo del mismo.

El análisis implícito cuasi estático resuelve la siguiente expresión:

$$F_t + \Delta t = (k \cdot U + C \cdot \dot{U} + M \cdot \ddot{U})t + \Delta t$$

Donde C, M, $\dot{U}$ y $\ddot{U}$ son el amortiguamiento, la masa, la velocidad y la aceleración del sistema. El desplazamiento en $t + \Delta t$ es desconocido y se determina invirtiendo la matriz de rigidez al igual que en el análisis estático.

Los resultados obtenidos del análisis implícito cuasi estático fueron mejores que los comparados con el análisis estático. Sin embargo, este procedimiento de análisis resulta costoso en términos de tiempo computacional, especialmente cuando se utilizan grandes cantidades de elementos (malladas densas) para representar la interfaz FRP-hormigón. Por lo tanto, no resulta en una alternativa viable para el análisis requerido.

Finalmente, se realizó un análisis explícito cuasi estático para compararlo con las dos alternativas de análisis anteriormente estudiadas. En términos de eficiencia computacional, el método explícito es más eficiente que el cuasiestático implícito ya que el último requiere hacer iteraciones para el equilibrio de fuerzas en cada incremento de carga con una correspondiente actualización de la matriz de rigidez. Por lo tanto, se requiere una verificación de la convergencia en cada iteración. Al contrario, el procedimiento explícito cuasi estático no requiere iteraciones entre incrementos. Además, la matriz de rigidez se actualiza una sola vez al final de cada incremento. Por lo tanto, no se requiere una verificación de convergencia entre incrementos de carga. El análisis explícito resuelve la siguiente expresión:

$$F_{t+\Delta t} = (K \cdot U + C \cdot \dot{U} + M \cdot \ddot{U})_{t+\Delta t}$$

El desplazamiento en $t + \Delta t$ es conocido y se determina integrando la aceleración utilizando el método de diferencia central para obtener la velocidad, una vez obtenida la velocidad, se la integra para obtener el desplazamiento; por lo tanto, no es necesario invertir la matriz de rigidez como en los dos procedimientos anteriores.

Los resultados obtenidos del análisis explícito cuasi estático fueron mejores que los obtenidos con el análisis estático y con el análisis implícito. Se consiguió capturar la propagación completa del despegue del refuerzo, utilizando un elevado número de elementos para representar la interfaz FRP-hormigón. Los resultados obtenidos con este tipo de análisis para las diferentes configuraciones estudiadas se presentan a continuación.

7.5 Verificación del modelo propuesto

7.5.1 Proceso de calibración y verificación

Como se ha mencionado anteriormente, el estudio del comportamiento de refuerzos de FRP adheridos externamente se ha incrementado en los últimos

años, buscando analizar la influencia de todos los parámetros involucrados en este tipo de refuerzo. Tanto los resultados experimentales como las simulaciones numéricas han proporcionado una gran cantidad de información al respecto. Sin embargo, algunas propiedades de los materiales siguen siendo difíciles de medir, lo que reduce la precisión de los resultados.

El constante desarrollo en los sistemas de modelado computacional puede resultar contraproducente al incluir algunos de estos parámetros de difícil obtención, especialmente cuando se pretende crear un modelo que represente con cierta precisión resultados obtenidos experimentalmente. La dificultad para cuantificar dichos parámetros proviene de la necesidad de equipos de ensayo demasiado costosos o de la necesidad de realizar complicados procedimientos de ensayo para medir estas cantidades. Por lo tanto, se requieren diferentes procesos de calibración para estimar los parámetros desconocidos y validar los modelos propuestos. Además, los modelos calibrados deben ser verificados comparándolos con los resultados experimentales.

Algunos de los parámetros requeridos para definir las propiedades de los materiales no fueron medidos en la campaña experimental de la presente investigación. Por este motivo, los valores fueron estimados proporcionalmente en base a valores existentes en la literatura, estimados a partir de expresiones disponibles en diferentes códigos para el diseño de refuerzos de FRP, y en algunos casos realizando una calibración implícita a través de las simulaciones realizadas. Todos estos parámetros junto a los parámetros utilizados para representar la interfaz entre el FRP y el hormigón para los dos anchos de refuerzo estudiados se presentan en las tablas 7.1 – 7.5.

Se realizaron dos etapas para calibrar y verificar el modelo propuesto. La primera consistió en la calibración de los diferentes parámetros para representar la interfaz FRP-hormigón. Para esto, se compararon los resultados obtenidos con el modelo propuesto con los resultados experimentales correspondientes a la probeta cuya carga máxima es la más próxima a la media de la serie de refuerzos simplemente adheridos (series C-100 y C-200).

Se definió como referencia el valor experimental de resistencia de adherencia más próximo a la media y no al menor de los resultados, debido a que éste es incluso menor que el valor predicho con el modelo de Chen y Teng (2001), lo que ocasionaría una sobrestimación del aporte del anclaje en la resistencia al despegue del conjunto. Como lo que buscamos es estimar la resistencia del anclaje dentro de límites de seguridad, lo mejor es subestimar el

aporte del anclaje, dándole una resistencia al despegue aceptable al propio refuerzo.

A continuación, se muestran las curvas carga deslizamiento obtenidas para refuerzos simplemente adheridos:

Figura 7.14 Curvas carga deslizamiento experimental y obtenida con el modelo propuesto para refuerzos estrechos (100mm)

Figura 7.15 Curvas carga deslizamiento experimental y obtenida con el modelo propuesto para refuerzos anchos (200mm)

El análisis implícito cuasi estático realizado permitió captar la propagación completa del despegue. En las figuras 7.14 y 7.15 se observa que el modelo propuesto presenta el mismo comportamiento observado en los resultados experimentales, es decir, un tramo lineal hasta el inicio del despegue y la meseta correspondiente a la propagación del mismo. La tabla 7.7 presenta una comparación entre la fuerza de adherencia estimada conforme al modelo de Chen y Teng (2001), los resultados obtenidos en la campaña experimental, y los resultados obtenidos con el modelo propuesto.

Tabla 7.7 Comparación de resultados obtenidos con refuerzos simplemente adheridos en la calibración

Serie	Modelo Chen y Teng (2001)	Resultado Experimental	Simulación (ABAQUS)	Simulación (ABAQUS)/ Chen y Teng	Simulación (ABAQUS)/ experimental
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
C-100	18.12	20.94	20.23	1.12	0.97
C-200	28.25	34.00*	33.10	1.16	0.97

En la tabla 7.7 se observa que las cargas últimas obtenidas con el modelo propuesto son ligeramente menores que la media de los resultados obtenidos experimentalmente. Por otra parte, el modelo de elementos finitos realizado estima cargas últimas de despegue entre el 10 y el 15% mayores a las estimadas con el modelo propuesto por Chen y Teng (2001) lo que se considera aceptable tomando en cuenta el hecho de que la mayoría de los modelos existentes en la literatura para estimar la carga última de despegue de refuerzos de FRP adheridos externamente suelen ser conservadores en favor de la seguridad.

7.5.2 Refuerzos adheridos y anclados

Una vez calibradas las propiedades de la interfaz FRP-hormigón se analizó el comportamiento de refuerzos adheridos y anclados con conectores de FRP. Para esto, se utilizó un bloque con la perforación correspondiente y se añadieron la resina para la perforación y el anclaje al modelo anterior.

Se replicaron las tres posiciones del anclaje respecto al extremo cargado estudiadas en la campaña experimental. Además, se consideraron tres posiciones intermedias para comprobar las observaciones realizadas previamente sobre la influencia de la posición del anclaje respecto al extremo cargado en la carga última y el modo de fallo de los refuerzos anclados. Estas posiciones adicionales sirvieron además para verificar la precisión del modelo empírico propuesto para estimar la resistencia al despegue de refuerzos de adheridos y anclados con conectores de FRP.

7.5.2.1 Refuerzos estrechos con el tramo libre del anclaje expandido sobre el refuerzo

La tabla 7.8 a continuación presenta las cargas últimas obtenidas en la campaña experimental, la carga última predicha con el modelo empírico propuesto y la carga última registrada en el modelo de elementos finitos analizado para las diferentes series estudiadas. Las dos últimas columnas de la tabla muestran el ratio entre las cargas últimas del modelo de elementos finitos propuesto y las cargas últimas experimentales y las predicciones del modelo empírico respectivamente.

Comparando los resultados experimentales con los obtenidos con el modelo de elementos finitos, se observa que el modelo propuesto presenta un buen ajuste, con una diferencia máxima del 4% entre el valor obtenido experimentalmente y el registrado con el modelo.

Por otra parte, el modelo de elementos finitos nos permite estimar las cargas últimas ubicando el anclaje en posiciones no analizadas experimentalmente. Los resultados obtenidos confirman las observaciones realizadas anteriormente. Longitudes adheridas detrás del anclaje mayores permiten alcanzar cargas últimas mayores, siempre y cuando la longitud adherida delante del anclaje sea suficiente para permitir que el FRP desarrolle completamente su capacidad de adherencia. Por el contrario, ubicar el anclaje muy próximo al extremo cargado ocasiona que este sea sometido a esfuerzos prematuramente sin que el refuerzo desarrolle su capacidad total de adherencia lo que deriva en una menor carga última del conjunto.

Se observan diferencias entre el 1 y el 9% entre los valores de carga última registrados con el modelo de elementos finitos y los predichos con el modelo empírico propuesto, lo que respalda la capacidad predictiva del modelo empírico, mostrando además una sensibilidad adecuada a la influencia de la ubicación anclaje respecto al extremo cargado.

Tabla 7.8 Comparativa de carga última experimental, predicción con el modelo empírico y con MEF para refuerzos de 100 mm con un anclaje expandido sobre el refuerzo

Serie	P _{máx}			Simulación (ABAQUS)/ Experimental	Simulación (ABAQUS)/ Modelo Empírico
	Experimental	Modelo Empírico	Simulación (ABAQUS)		
O-100-0	34.92	31.38	34.13	0.98	1.09
O-100-25	-	38.19	35.91	-	0.94
O-100-50	38.91	39.48	37.62	0.97	0.95
O-100-75	-	40.34	38.20	-	0.95
O-100-100	38.05	41.46	39.48	1.04	0.95
O-100-125	-	41.56	37.67	-	0.91

La figura 7.16 muestra la observación anteriormente mencionada, en las curvas carga-tiempo de todas las series analizadas se observa que cuanto más próximo se encuentra el anclaje del extremo cargado este es sometido antes a esfuerzos, lo que afecta a la carga última que el refuerzo anclado puede resistir.

Figura 7.16. Influencia de la posición del anclaje respecto al extremo cargado en la carga última en refuerzos estrechos.

La figura 7.17 presenta el ajuste de las respuestas carga-deslizamiento registradas experimentalmente (curvas negras) y la obtenidas con el modelo de elementos finitos (curvas rojas). En las dos primeras series (O-100-0 y O-100-50) se observa que el comportamiento registrado experimentalmente se repite en el modelo, con un tramo lineal previo al despegue, una pérdida de carga

correspondiente al despegue total del refuerzo y un incremento de carga ocasionado por la presencia del anclaje. Sin embargo, en la serie O-100-100 se observan dos caídas en la carga, que no fueron registradas experimentalmente. Como ya se ha mencionado anteriormente, en algunos casos no se pudo realizar el registro de los deslizamientos hasta el fallo de la probeta debido a un fallo prematuro de los extensómetros ocasionado por el despegue del metacrilato originalmente adherido al FRP. Ese es el caso de la probeta O-100-50-1 (figura 7.17) donde el extensómetro falló con una carga de alrededor de 25 kN; sin embargo, la probeta alcanzó los 43kN antes del fallo. En la figura se observa que los resultados obtenidos con el modelo son similares a los obtenidos experimentalmente, presentando tanto cargas últimas como deslizamientos semejantes.

Figura 7.17 Ajuste del modelo propuesto comparado con los resultados experimentales de las series: a) O-100-0, b) O-100-50 y c) O-100-100

Como se ha mencionado, se observó una diferencia en el comportamiento carga-deslizamiento registrado en las series con el anclaje ubicado más próximo al extremo cargado (series O-100-100 y O-100-125) presentándose dos caídas en la carga. A continuación, se presenta un análisis de la propagación del despegue de los dos tipos de respuesta carga-deslizamiento observados.

En las configuraciones con el anclaje ubicado a una distancia del extremo cargado igual o mayor que la longitud efectiva, el comportamiento carga-deslizamiento es el mismo que el observado por Villanueva (2017), con un tramo lineal previo al inicio del despegue, la propagación del despegue hasta alcanzar una carga pico $P_{máx1}$, una caída de carga ocasionada por el despegue total del refuerzo, y una carga post-pico $P_{máx2}$ mayor que $P_{máx1}$.

La figura 7.18 presenta la respuesta carga-tiempo para la configuración O-100-50, los círculos rojos presentan los puntos de inflexión observados, y corresponden a un momento del despegue. La figura 7.19 muestran el estado del despegue en estos tres puntos.

El cambio de pendiente observado en el punto A, como puede verse en la figura 7.19, se debe a que el despegue del refuerzo ha alcanzado la ubicación del anclaje, el incremento en la carga es resultado de la combinación de la resistencia de adherencia del FRP en el tramo debajo del anclaje y el aporte del mismo. En la misma figura observamos cómo el punto B (o $P_{máx1}$) se presenta cuando el despegue ha pasado completamente el anclaje, registrándose una caída en la carga provocada por el despegue del último tramo de FRP que quedaba adherido hasta alcanzar el punto C. A partir de este punto, el incremento de carga se debe únicamente al aporte del anclaje producido por la transmisión de tensiones entre el abanico del anclaje y el FRP completamente despegado, hasta alcanzar la carga última ($P_{máx2}$) correspondiente al fallo de la probeta (en este caso debido a la rotura del FRP “DPR”).

Figura 7.18 Respuesta carga-tiempo para la serie O-100-50

Figura 7.19. Propagación del despegue serie O-100-50 a) A 0.2 seg. b) A 0.31 seg y c) A 0.40 seg

La figura 7.20 presenta la respuesta carga-deslizamiento para una de las configuraciones con el anclaje ubicado próximo al extremo cargado (O-100-100). En esta se registraron 4 puntos de inflexión. Al igual que en las configuraciones con el anclaje alejado del extremo cargado, el primer punto (A) corresponde al momento en el que el despegue alcanza la ubicación del anclaje, el incremento de carga hasta alcanzar el punto (B) resulta de la combinación de la resistencia al despegue del refuerzo y de la adherencia anclaje-FRP, la caída de carga hasta el punto C ocurre cuando el despegue FRP-soporte supera la ubicación del anclaje. A partir de este punto se observan diferencias atribuibles a la influencia de la posición del anclaje respecto a la carga: el incremento de carga entre los puntos C-D corresponde a la resistencia al despegue del FRP en el tramo adherido detrás del anclaje, ocasionado por una longitud L_{end} mayor a la longitud efectiva, finalmente, la caída de carga hasta E se debe al despegue total del FRP, por lo que a partir de este punto el incremento de carga hasta el fallo se debe a la presencia del anclaje.

Figura 7.20 Respuesta carga-tiempo serie O-100-100

Figura 7.21 Propagación del despegue serie 0-100-100

7.5.2.2 Refuerzos anchos con el tramo libre del anclaje expandido sobre el refuerzo

Para verificar las observaciones realizadas a partir de los resultados experimentales sobre la influencia del ancho del refuerzo en el comportamiento de refuerzos anclados se replicó la serie 0-200-50 en el modelo de elementos finitos. Para esto se modificaron tanto el ancho del refuerzo, como el abanico del anclaje como se muestra en la figura 7.22.

Figura 7.22 Configuración del FRP y del anclaje para las series con un único anclaje y refuerzo ancho (200 mm)

La tabla 7.9 presenta las cargas últimas registradas experimentalmente, las cargas últimas estimadas con el modelo empírico desarrollado en esta investigación y las obtenidas con el modelo de elementos finitos. Se observa que al igual que en los refuerzos estrechos, el modelo propuesto presenta un buen ajuste, con una diferencia del 5% entre el valor registrado experimentalmente y el obtenido con el modelo. Con relación al valor predicho por el modelo empírico, se observa una diferencia del 2% con los valores registrados en la simulación para las series O-200-50 y O-200-100, demostrando un buen ajuste del mismo. Sin embargo, para la serie con el anclaje ubicado en el extremo libre (O-200-0) el valor de carga última predicho por el modelo empírico es muy bajo, debido a que en esta posición el k_{glob} depende únicamente del ancho del refuerzo (k_{WFRP}). Podría considerarse un ajuste a la expresión propuesta para que la misma considere un aporte del anclaje ($k_{lend} > 0$) incluso cuando el anclaje se encuentre ubicado en el extremo libre del refuerzo, principalmente en refuerzos anchos ya que para refuerzos estrechos se observó una adecuada relación entre los valores predichos con el modelo empírico y los valores obtenidos en la simulación.

Tabla 7.9 Comparativa de carga última experimental, predicción con el modelo empírico y con MEF para refuerzos de 200 mm con un anclaje expandido sobre el refuerzo

Serie	P _{máx}			Modelo Abaqus / Experimental	Modelo Abaqus / Modelo Empírico
	Experimental	Modelo Empírico	Modelo Abaqus		
O-200-0	-	34.89	45.66	-	1.30
O-200-50	45.48	42.98	44.6	1.04	0.98
O-200-100	-	44.51	45.09	-	1.02

La figura 7.23 presenta la respuesta carga deslizamiento registrada con el modelo de elementos finitos propuesto (curva roja) y las respuestas obtenidas experimentalmente para las tres probetas de la serie O-200-50 (curvas gris y negra). Como se puede observar, en ninguna de las probetas ensayadas se consiguió registrar el deslizamiento hasta el final del ensayo por el fallo prematuro del extensómetro; sin embargo, el tramo inicial es muy parecido en todas ellas, con un comportamiento muy rígido hasta el inicio del despegue.

Figura 7.23 Respuestas carga-deslizamiento obtenidas experimentalmente y registradas con el modelo propuesto para la serie O-200-50

La figura 7.24 muestra la respuesta carga-tiempo para tres posiciones diferentes del anclaje respecto al extremo cargado; esta nos permite verificar las observaciones realizadas experimentalmente. En el caso de refuerzos anchos, la ubicación del anclaje respecto al extremo cargado tiene una menor influencia en la resistencia máxima al despegue del refuerzo anclado con un único conector de FRP. Se mantiene el comportamiento observado en refuerzos estrechos, ubicar el anclaje más próximo al extremo cargado (serie O-200-100) ocasiona que este sea sometido a esfuerzos prematuramente, ocasionando además un fallo prematuro comparado con el resto de las posiciones analizadas.

Figura 7.24 Influencia de la posición del anclaje respecto al extremo cargado en la carga última en refuerzos anchos.

Cabe mencionar que todas las simulaciones de elementos finitos realizadas corresponden a la configuración del refuerzo con el abanico del anclaje expandido sobre el mismo, esto debido a que la base de datos disponible en la literatura está conformada en su mayoría por resultados de ensayos con esta configuración y por tanto se contaba con un mayor respaldo empírico para la simulación.

Capítulo 8

Conclusiones y futuras líneas de investigación

8.1 Introducción

En este capítulo se presentan las principales conclusiones extraídas de los resultados obtenidos en las fases experimentales realizadas, así como las derivadas del análisis de bondad de ajuste de las expresiones disponibles en la literatura para estimar la resistencia unitaria de los conectores de FRP. También se presentan las conclusiones obtenidas en el desarrollo del modelo empírico propuesto como resultado de la investigación para la estimación del aporte de los anclajes de FRP a la resistencia al despegue de refuerzos de fibra de carbono adheridos externamente en soportes de hormigón junto a las conclusiones obtenidas en la comprobación realizada a través de un modelo de elementos finitos.

Las conclusiones presentan la influencia de las variables estudiadas en cada una de las fases experimentales junto a los distintos análisis desarrollados y la correspondiente interpretación de resultados realizada a lo largo de este trabajo.

Asimismo, se identifican áreas de interés que han surgido en el transcurso del este estudio para futuras investigaciones.

8.2 Conclusiones de la fase experimental refuerzos simplemente adheridos

Los resultados obtenidos en las series de control, con refuerzos simplemente adheridos tanto en refuerzos estrechos (100 mm) como en refuerzos anchos (200mm), confirman las observaciones realizadas previamente por diferentes autores, observándose un fallo por despegue del refuerzo en la interfaz FRP-hormigón con una capa de hormigón permaneciendo adherida al refuerzo.

Las respuestas carga-deslizamiento de estas series presentaron una meseta a continuación de la carga máxima que fue observada anteriormente por Zhang y Smith (2012), la cual se puede atribuir al hecho de que la longitud adherida en las configuraciones utilizadas en las campañas experimentales es más del doble que la longitud efectiva estimada con el modelo de Chen y Teng (2001).

Como se ha mencionado anteriormente, el fallo prematuro por despegue del refuerzo impide el aprovechamiento total de las propiedades del FRP. El aprovechamiento medio de la resistencia del FRP es del 30% en refuerzos estrechos y del 23 % para refuerzos anchos. Esto demuestra una vez más la necesidad de utilizar un sistema de anclaje que permita retrasar o eliminar el despegue del refuerzo incrementando la eficiencia en el aprovechamiento de las propiedades del material.

8.3 Conclusiones de la fase experimental refuerzos adheridos y anclados con conectores de FRP

8.3.1 Influencia de la posición del anclaje respecto a la carga

En base a los resultados obtenidos en las fases experimentales con tejidos estrechos (100 mm) y un único anclaje se puede afirmar que la presencia de anclajes de FRP mejora la resistencia de adherencia del refuerzo alcanzando cargas máximas de hasta 261% de las series de control. El mayor incremento de carga conseguido con los anclajes corresponde a la serie con el tramo libre del conector expandido entre dos capas de refuerzo, con 110 mm de longitud adherida delante del anclaje y 50 mm de longitud adherida detrás del mismo.

De los resultados obtenidos en las seis configuraciones estudiadas se puede observar que la posición del anclaje respecto al extremo cargado influye

tanto en la carga máxima como en el deslizamiento máximo que el refuerzo anclado puede resistir antes del fallo.

De acuerdo con lo observado previamente por Zhang y Smith (2017), ubicar el anclaje a distancias mayores del extremo cargado permite alcanzar mayores deslizamientos antes del fallo. Sin embargo, contrario a las afirmaciones de Zhang y Smith (2017), una mayor longitud adherida detrás del anclaje no siempre produjo un incremento en la carga máxima en las configuraciones ensayadas.

Existe una reducción en la carga máxima cuando la longitud adherida detrás del anclaje es de 100 mm (series O-100-100 y B-100-100) en comparación con la carga máxima alcanzada en las series O-100-50 y B-100-50. Esta caída en la resistencia se puede atribuir al hecho de que en la serie O-100-100 la longitud adherida delante del anclaje es menor que la longitud efectiva estimada con el modelo de Chen y Teng (2001), lo que hace que se introduzcan esfuerzos en el anclaje antes de que el FRP desarrolle su resistencia de adherencia máxima.

Los resultados de estas dos posiciones son muy similares con respecto a la carga máxima resistida, con una diferencia de sólo el 3% entre ellos. Un comportamiento similar puede observarse en Ozbakkaloglu et al. (2017) cuyos resultados obtenidos para series con longitudes adheridas detrás del anclaje de 135 mm y 225 mm presentan una diferencia del 2% en la carga máxima resistida. Esto nos permite intuir que existen dos longitudes adheridas efectivas, una delante y otra detrás del anclaje, las que combinadas permitirían conseguir una resistencia óptima del refuerzo anclado con un modo de fallo dúctil.

Ubicar el anclaje a una distancia mayor que la longitud efectiva del extremo cargado, produce una mejora en la resistencia de adherencia del refuerzo, siempre y cuando la longitud adherida detrás del conector sea suficiente para permitir que el refuerzo desarrolle en su totalidad su resistencia de adherencia.

En el caso de los refuerzos anchos anclados con un único conector, no se observaron diferencias considerables en la carga última de las tres posiciones del anclaje estudiadas, lo que permite intuir que, la ubicación del anclaje respecto al extremo cargado tiene menor influencia en refuerzos anchos que en refuerzos estrechos.

A pesar de que las mayores cargas últimas en series con un único anclaje se registraron en refuerzos anchos con el tramo libre del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo, la presencia del anclaje en esta configuración representa un menor incremento porcentual en la resistencia al despegue comparado con el registrado en las series con refuerzos estrechos y un único conector.

Independientemente de la posición del anclaje con respecto al extremo cargado, la respuesta carga-deslizamiento observada en todas las series presentó una carga máxima $P_{m\acute{a}x2}$ mayor que la correspondiente al despegue completo del refuerzo ($P_{m\acute{a}x1}$). Este comportamiento también fue observado previamente por Villanueva (2017) y podría explicarse por el hecho de que en ambas campañas experimentales se utilizaron anclajes optimizados en términos de geometría y métodos de inserción.

8.3.2 Influencia de la disposición del tramo libre del anclaje

De acuerdo con los resultados obtenidos en la campaña experimental, la posición del anclaje respecto al refuerzo afecta tanto la carga máxima que el refuerzo puede resistir como el modo de fallo del refuerzo anclado.

Ubicar el anclaje entre dos capas de refuerzo retrasa el inicio del despegue que comienza con cargas un 25% mayores que las alcanzadas en la serie de control.

Todas las probetas ensayadas con el tramo libre del anclaje expandido entre dos capas de refuerzo alcanzaron $P_{m\acute{a}x2}$ mayores que las series con configuración equivalente y con el tramo libre del anclaje expandido sobre el refuerzo.

La mayoría de las probetas ensayadas con el tramo libre del abanico expandido entre dos capas de refuerzo fallaron por despegue del refuerzo seguido por arrancamiento del anclaje (DAP) o rotura de anclaje (DAR).

De acuerdo con lo observado por Smith (2009), el área bajo la curva carga-deslizamiento (capacidad de disipación de la interfaz) muestra la ductilidad de la interfaz FRP-hormigón. Es posible observar que esta área es mayor en las series con el tramo libre del abanico expandido entre dos capas de refuerzo que en aquellas en las que el abanico se expandió sobre este.

El efecto favorable de esta área se observa en todos los casos con excepción de la serie B-100-100 donde, al igual que en la serie O-100-100, la proximidad del anclaje al extremo cargado ocasiona un incremento en la rigidez en el tramo del anclaje que impide el desarrollo de la resistencia de adherencia del refuerzo e inhibe su deslizamiento.

Para los anclajes ubicados a 50 mm y 100 mm del extremo libre, disponer el tramo libre del anclaje entre dos capas de refuerzo produce un incremento en la resistencia al despegue del 40% comparado con las series equivalente con el tramo libre del anclaje expandido sobre el refuerzo. El fallo más dúctil presentado en esta configuración puede explicarse por el hecho de que la segunda capa de FRP refuerza la zona de la primera capa debilitada por la inserción de los anclajes.

8.3.3 Influencia del ancho del refuerzo y el uso de múltiples anclajes

En los resultados obtenidos en las fases experimentales se observó una disminución en la contribución de los anclajes con el aumento del ancho del refuerzo, lo que implica que existe un ancho máximo de FRP que un único conector puede anclar de manera óptima.

Se observó que los anclajes de FRP mejoran la resistencia al despegue de refuerzos adheridos alcanzando cargas máximas del 261% de las alcanzadas en la serie de control en refuerzos estrechos con un único anclaje, del 162% de las series de control en refuerzos anchos con un único anclaje y del 260% de la serie de control para anclajes múltiples en refuerzos anchos.

Con relación al aprovechamiento de las propiedades del FRP, se observó un aumento gracias al uso de anclajes de FRP del 34% para refuerzos estrechos con un único anclaje, del 14% para refuerzos anchos con un único anclaje y del 35% para refuerzos anchos con dos conectores distribuidos transversalmente en el ancho del refuerzo.

El ancho del refuerzo y el número de anclajes utilizados están directamente relacionados con la resistencia de adherencia máxima del refuerzo anclado. Tanto en términos de eficiencia en el aprovechamiento de las propiedades de los materiales, como en el aumento de la resistencia al despegue del refuerzo, el uso de un único anclaje en refuerzos estrechos puede ser equivalente al uso de múltiples anclajes (dos en este caso) en refuerzos anchos

con una adecuada configuración (es decir, una adecuada posición del anclaje respecto al extremo cargado y, disposición del tramo libre del anclaje).

La resistencia del refuerzo anclado incrementa con el ancho del refuerzo y el número de anclajes; sin embargo, debe buscarse una configuración optimizada del refuerzo que permita alcanzar una determinada resistencia con un aprovechamiento adecuado de las propiedades del FRP.

En base a los resultados existentes en la literatura y a los obtenidos en la campaña experimental de la presente investigación, un diseño óptimo de refuerzos anclados con un único conector puede conseguirse utilizando refuerzos con anchos entre los 100 y 200 mm para resistir cargas máximas entre los 40 kN y los 100kN con una eficiencia en el aprovechamiento de las propiedades del material de al menos el 50%.

Por lo expuesto anteriormente, a partir de los resultados obtenidos en la campaña experimental y tomando las consideraciones pertinentes en favor de la seguridad, se recomienda disponer de un anclaje por cada 100 mm de ancho de refuerzo, considerando siempre que el abanico del anclaje deberá cubrir la totalidad del ancho del refuerzo.

8.4 Conclusiones del análisis de la bondad de ajuste de los diferentes modelos existentes en la literatura para estimar la resistencia de los anclajes de FRP y su aporte a la resistencia al despegue de refuerzos adheridos externamente

Se analizó el ajuste de los diferentes modelos disponibles en la literatura para estimar la resistencia de anclajes de FRP instalados en soportes de hormigón. Para ello, se aplicaron cada una de las expresiones disponibles a una base de datos actualizada con resultados de ensayos en conectores aislados y en refuerzos anclados, incluyendo los resultados experimentales de la presente investigación.

Los anclajes sometidos a cargas predominantes de corte presentan diferentes modos de fallo que dependen de una serie de parámetros (profundidad embebida, radio de doblado, entre otros), sin embargo, el fallo por rotura de anclaje en el tramo de doblado es el más comúnmente observado en las diferentes campañas experimentales.

Hasta la fecha, se han publicado en la literatura especializada tres modelos para estimar la resistencia de conectores sometidos a corte. Se observaron diferencias significativas en el ajuste y la seguridad de las distintas expresiones cuando se aplicaron a la base de datos de conectores aislados. El modelo propuesto por Villanueva et al. (2017a) fue el que presentó mejor ajuste manteniéndose siempre a favor de la seguridad.

Si la resistencia al despegue de los refuerzos anclados se asume igual a la resistencia al despegue del refuerzo y una contribución adicional del anclaje, no se puede asumir que esta contribución sea la resistencia unitaria del conector estimada con alguno de los tres modelos existentes ya que todos los modelos sobreestiman esta contribución.

Se aplicó la expresión propuesta por Villanueva (2017) para estimar la resistencia al despegue de refuerzos anclados con un conector a toda la base de datos. Aunque no se obtuvo una gran mejora predictiva para la base de datos, esta fue la base para la introducción de un factor de reducción que afecte a la resistencia unitaria de los conectores obtenida con los modelos analizados.

De los resultados obtenidos de la aplicación de los tres modelos disponibles a la base de datos actualizada con refuerzos adheridos y anclados, se observa la necesidad de aplicar un factor de reducción a la capacidad del conector para representar adecuadamente la interacción FRP-anclaje.

El valor medio de este factor de reducción obtenido en la base de datos es de 0.59, cuando la resistencia del conector se estima de acuerdo con la expresión propuesta por Villanueva et al. (2017a). Como los valores obtenidos por Del Rey et al. (2019) son considerablemente diferentes a los obtenidos en las otras tres campañas experimentales analizadas, se eliminaron para recalcular el factor, siendo su nuevo valor 0.42, el cual está más en línea con la mayoría de los resultados existentes en la literatura.

El análisis de los diferentes resultados obtenidos en la fase experimental de la presente investigación y los existentes en la literatura, permitió identificar una serie de parámetros, entre los que se encuentran el ancho del refuerzo (W_{FRP}), la longitud adherida detrás del anclaje (L_{end}) y la disposición del tramo libre del anclaje respecto al refuerzo (expandido sobre el refuerzo o entre dos capas del mismo), como los más influyentes en la contribución de los anclajes a la resistencia al despegue de refuerzos de FRP adheridos externamente.

8.5 Conclusiones del modelo empírico propuesto

Se obtuvo una expresión empírica para estimar la contribución de los anclajes a la resistencia al despegue de refuerzos anclados, partiendo del supuesto de que la resistencia al despegue del refuerzo anclado es igual a la resistencia al despegue del refuerzo más una contribución adicional del anclaje.

En base al análisis realizado de los resultados experimentales y los disponibles en la literatura, se estableció que la contribución adicional del anclaje será igual a su resistencia unitaria afectada por un coeficiente de reducción (k_{glob}) que dependerá del ancho del refuerzo, de la posición del anclaje respecto al extremo cargado y de la disposición del tramo libre del anclaje.

El coeficiente k_{glob} resulta de una combinación de coeficientes (k_{lend} y k_w) obtenidos a través de regresiones lineales por el método de mínimos cuadrados.

Las regresiones de mínimos cuadrados realizadas para obtener las expresiones que consideran la influencia del ancho del refuerzo (k_w), la longitud adherida detrás del anclaje (k_{lend}) y la posición del tramo libre del anclaje respecto del refuerzo en la contribución de los conectores a la resistencia del despegue de los refuerzos anclados, presentan una relación estadísticamente significativa entre las variables con un nivel de confianza del 95% y correlaciones adecuadas.

La capacidad predictiva de las expresiones propuestas se evaluó y comparó con 107 resultados de ensayos de corte simple en refuerzos de hormigón adheridos y anclados con anclajes de FRP. Asimismo, se compararon los resultados experimentales con un único conector y con dos anclajes distribuidos transversalmente en el ancho del refuerzo con los valores predichos por la expresión propuesta y se encontró una precisión significativa a pesar de la dispersión en los resultados disponibles en la literatura.

De acuerdo con el análisis realizado, existe una importancia estadística significativa de los tres parámetros estudiados: ancho del refuerzo (W_{FRP}), longitud adherida detrás del anclaje (L_{lend}), y posición del anclaje respecto al refuerzo (expandido sobre el refuerzo o entre dos capas de este).

El modelo identifica de manera precisa las variables involucradas en el comportamiento de los refuerzos anclados. Por lo que puede utilizarse para estimar la resistencia al despegue de refuerzos de FRP adheridos y anclados en soportes de hormigón cuando se utiliza el sistema de anclajes propuesto.

8.6 Conclusiones del estudio del modelo empírico propuesto a través de la simulación con elementos finitos

Se propuso un modelo de elementos finitos para estudiar analíticamente el comportamiento de refuerzos con materiales compuestos adheridos externamente y anclados con conectores de FRP en soportes de hormigón. Para esto se replicaron los ensayos de corte simple realizados en la campaña experimental. De los resultados obtenidos se pueden extraer las siguientes conclusiones:

Se obtuvo un buen ajuste entre las respuestas carga-deslizamiento registradas experimentalmente y las obtenidas con el modelo de elementos finitos propuesto. La simulación con elementos finitos nos permitió observar dos respuestas carga-deslizamiento dependiendo de la ubicación del anclaje respecto al extremo cargado. Para la serie con el conector ubicado próximo al extremo cargado se observaron dos caídas en la carga, las cuales no fueron registradas con los extensómetros en la campaña experimental.

Tanto la posición del anclaje respecto al extremo cargado como el ancho del refuerzo afectan el comportamiento de los refuerzos anclados con conectores de FRP. El ancho del refuerzo está especialmente relacionado con la respuesta carga-deslizamiento de la primera rama, que se ve afectada por el mecanismo adherente del refuerzo delante del anclaje.

Ubicar el anclaje a una distancia mayor que la longitud efectiva desde el extremo cargado produce un aumento en la resistencia al despegue del refuerzo anclado. Este incremento también depende de la longitud adherida detrás del conector, la cual debe ser suficiente para permitir que el FRP desarrolle toda su capacidad de adherencia.

Conforme a lo observado en los resultados experimentales, usar refuerzos anchos con un único conector produce una reducción en la contribución del anclaje a la resistencia al despegue del refuerzo.

Se evaluó la capacidad del modelo empírico propuesto utilizando los resultados obtenidos con el modelo de elementos finitos para series que no fueron ensayadas experimentalmente, observándose una buena sensibilidad para los parámetros definidos como más influyentes en el comportamiento de refuerzos anclados con conectores de FRP con una buena precisión.

8.7 Futuras líneas de investigación

En este trabajo se ha presentado un estudio del comportamiento de refuerzos de fibras de carbono adheridos externamente y anclados con conectores de FRP en soportes de hormigón. Se utilizó una configuración optimizada de los conectores obtenida en investigaciones previas. La investigación se ha centrado en definir las variables más influyentes en el comportamiento de refuerzos anclados para, a partir de ellas, generar un modelo de cálculo que permita estimar el aporte de los anclajes a la resistencia al despegue de los refuerzos.

Los resultados obtenidos en la campaña experimental demostraron la influencia del procedimiento utilizado en la fabricación de los anclajes en su desempeño. Se analizaron tres alternativas de fabricación. Sin embargo, se considera de interés un estudio más detallado de diferentes alternativas constructivas que permitan conseguir una producción automatizada de los conectores que asegure unas ciertas propiedades mecánicas mínimas de los mismos.

De las dos disposiciones del tramo libre del anclaje estudiadas, se observó que expandir el abanico entre dos capas de refuerzo permite conseguir mejores cargas últimas con un comportamiento más dúctil. Sin embargo, uno de los objetivos principales del uso de los conectores es mejorar el aprovechamiento de las propiedades del material, usualmente impedido por el despegue prematuro del refuerzo. Esto abre el camino a una investigación que busque la optimización de la segunda capa, es decir, utilizar parches de dimensiones adecuadas, que sirvan como refuerzo de la zona debilitada en la primera capa de refuerzo por la perforación realizada para la instalación del anclaje.

La simulación realizada con elementos finitos para estudiar el comportamiento de refuerzos anclados con conectores de FRP y analizar la capacidad predictiva del modelo empírico propuesto ha permitido comprobar que la expresión tiene un buen ajuste a los resultados disponibles en la literatura para ensayos de corte simple en refuerzos anclados con conectores de

FRP. Sin embargo, se considera necesaria la validación de los parámetros definidos como más influyentes en el comportamiento de refuerzos con este sistema de anclajes a través de ensayos de tipo viga.

Capítulo 9

Concluding remarks and future works

9.1 Introduction

This chapter presents the main conclusions drawn from the results obtained in the experimental campaign and those derived from the goodness of fit analysis performed with the expressions available in literature to estimate the unit strength of FRP connectors. The conclusions obtained in the development of the empirical model proposed as the main result of this research to estimate the contribution of FRP anchors to the bond strength of externally bonded carbon fibre reinforcements in concrete supports are also presented together with the conclusions drawn in the validation of the bespoke model carried out through a finite element model.

These conclusions present the influence of the variables studied in each of the experimental phases together with the different analyses developed and the corresponding interpretation of the results carried out throughout this work.

Likewise, areas of interest that have emerged in the course of this study are identified for future research.

9.2 Conclusions of the experimental phase simply bonded FRP reinforcements.

The results obtained in the simply bonded FRP reinforcement series both in narrow (100 mm) and in wide (200 mm) reinforcements confirmed the observations made previously by different authors, observing debonding failure in the FRP-concrete interface, with a thin layer of concrete remaining attached to the reinforcement.

The load-slip responses of these series presented a plateau right after reaching the peak load, which was previously observed by Zhang & Smith (2012), and that can be attributed to the fact that the bonded length in the configurations used in the experimental campaigns is more than twice the effective bonded length estimated with Chen & Teng's (2001) model.

As mentioned before, premature debonding failure of the reinforcement impedes full utilization of the FRP properties. The average use of FRP strength is 30% for narrow reinforcements and 23% for wide reinforcements. This demonstrates once again the need to use an anchoring system to avoid or delay debonding of the reinforcement, increasing the efficiency in the use of the material properties.

9.3 Conclusions of the experimental phase (bonded reinforcements anchored with FRP connectors)

9.3.1 Influence of anchor position with respect to the loaded end of the joint

Based on the results obtained with single anchored narrow reinforcements it can be affirmed that the presence of FRP anchors improves the bond strength of the reinforcement, reaching peak loads up to 261% the ones of the control series (bonded reinforcement without anchoring). The greatest increase in the load achieved due to anchors presence corresponds to the series with the anchor fan expanded between two reinforcement plies, with a bonded length of 110 mm in front of the connector and a bonded length of 50 mm bonded behind the anchor.

From the results of the six configurations studied, it can be observed that the position of the anchor with respect to the loaded end influences both the maximum load and the maximum slip that the anchored joint can resist before failure.

In accordance with what was previously observed by Zhang & Smith (2017), locating the anchor at greater distances from the loaded end allows the reinforcement to reach higher slips before failure. However, contrary to the assertions of Zhang & Smith (2017), a longer bonded length behind the connector does not always produce an increase in the maximum load that the reinforcement can resist before failure.

There is a reduction in the maximum load when the bonded length behind the connector is 100 mm (O-100-100 and B-100-100 series) compared to the maximum load achieved in the O-100-50 and B-100-50 series. This drop in resistance can be attributed to the fact that in the O-100-100 series the bonded length in front of the anchor is smaller than the effective bonded length estimated with Chen & Tengs' model (2001), which causes the anchor to be subjected to stresses before the development of the total adhesion strength of the FRP sheet.

The results of these two positions are quite similar with respect to the peak load resisted with a difference of only 3% between them. A similar behaviour can be seen in Ozbakkaloglu et al. (2017) whose results obtained for series with 135 mm and 225 mm bonded length behind the anchor show a difference of only 2% between their peak loads. This allows us to deduce that there may be two effective bond lengths, one in front of and other behind the anchor, which combined could lead to an optimum joint strength with a desirable ductile failure mode.

Locating the anchor at a distance bigger than the effective length from the loaded end produces an increase in the joint strength as long as the bonded length behind the connector is sufficient for the joint to develop its adhesion capacity.

In the case of wide FRP reinforcements anchored with a single connector, no significant differences were observed in the ultimate load of the three anchor positions studied, which allows us to intuit that the anchor position with respect to the loaded end has less influence on wide than in narrow reinforcements.

Despite the fact that the peak load reached by single anchored wide FRP reinforcements with the anchor fan expanded between two reinforcement plies are greater than their equivalents in narrow reinforcements, this does not represent a better behaviour, since the percentage increase in the maximum load produced by the presence of the connector is less than the one achieved in single anchored narrow reinforcements.

Regardless of the position of the anchor with respect to the loaded end, the load-slip response observed in all series presented a maximum load $P_{\max 2}$ greater than that corresponding to the complete debonding of the reinforcement ($P_{\max 1}$). This behaviour was also observed by Villanueva (2017)

and could be explained by the fact that in both experimental campaigns optimized anchors were used in terms of geometry and insertion methods.

9.3.2 Influence of anchor position with respect to the reinforcement

According to the results obtained in the experimental campaign, the position of the anchor with respect to the reinforcement affects both the maximum load and the failure mode of the anchored joint.

Expanding the anchor between two reinforcement plies delays the beginning of the debonding which starts at loads 25% higher than the ones reached in the control series.

All the specimens tested with the anchor fan expanded between two reinforcement plies reached $P_{\max 2}$ greater than the series with equivalent configuration and with the anchor fan expanded onto the reinforcement.

Most of the specimens tested with the anchor fan expanded between two reinforcement plies failed due to debonding of the reinforcement followed by anchor pull-out (DAP) or anchor rupture (DAR).

According to Smith's (2009) observations, the area under the load-slip curve (dissipation capacity of the interface) shows the ductility of the FRP-concrete interface. It is possible to observe that this area is greater in the series with the anchor fan expanded between two reinforcement plies than in those with the anchor fan expanded onto the reinforcement.

The favourable effect of this area is observed in all cases with the exception of B-100-100 series where, as in the O-100-100 series, the proximity of the anchor to the loaded end causes an increase in the stiffness in the anchors section that impedes the complete development of the bond strength of the reinforcement and inhibits its sliding.

For anchors located at 50 mm and 100 mm from the unloaded end, expanding the anchor fan between two reinforcement plies produces an increase in the bond strength of 40% compared to the equivalent series with the anchor fan expanded onto the reinforcement.

The more ductile failure mode presented in this configuration can be explained by the fact that the second FRP ply reinforces the area of the first layer that was weakened by the anchor's insertion.

9.3.3 Influence of FRP width and of multiple anchors arrangement

For single anchored FRP sheets, there is a decrease in the contribution of anchors with the increase of the FRP width, which implies that there is a maximum FRP width that a single connector can optimally anchor.

It was observed that FRP anchors improve bond strength of FRP reinforcements reaching peak loads of 261% of those achieved in the control series in narrow reinforcements with a single anchor, 162% of the control series in wide reinforcements with a single anchor and 260% of the control series for multiple anchors in wide FRP sheets.

Regarding the material's properties usage, it was observed that the average exploitation of the FRP sheet's properties in unanchored FRP sheets is 30% for 100 mm (narrow) sheets and 23% for 200 mm (wide) sheets. The increase in the efficiency of materials usage is 35% for the single anchored narrow FRP sheets, and 14% for single anchored wide sheets and 35% for wide sheets anchored with two connectors distributed transversally in the width of the reinforcement.

The FRP width and the number of anchors employed are directly related to bond strength of the anchored joint. In terms of efficiency of materials properties usage and strength increase, using one single connector in narrow FRP sheets can be equivalent to the use of multiple (two in this case) connectors in wide FRP sheets with an adequate configuration (anchor position with respect to the loaded end and anchor position with respect to the reinforcement).

The strength of the anchored joint can be increased with the width of the reinforcement and the number of anchors. However, an optimized configuration of the reinforcement that allows reaching a certain strength with an adequate use of the materials properties must be employed.

Based on the literature results, and the results obtained in the present campaign, an optimum design of anchored joints can be realized by using FRP width sheets ranging between 100 mm and 200 mm to obtain strengths between 40 and 100 kN, with an efficiency in material usage of at least 50%, provided that no execution faults exist.

9.4 Conclusions from the goodness of fit analysis of the different models available in literature to estimate FRP anchors strength and their contribution to the bond strength of externally bonded FRP reinforcements.

The goodness-of-fit of the available strength models for FRP anchors for concrete retrofitting was assessed. Such assessment was performed by means of applying each predictive expression to an extended database, of connectors alone and of anchored joints.

Anchors subjected to predominant shear loads exhibit a range of failure modes, which depend on a great number of parameters; bending-zone failure is likely to occur when sufficient embedded length is provided.

To date, there exist three strength models to predict the bending-zone anchor's capacity. Significant differences were observed in goodness-of-fit and safety of the models when applied to the database of isolated connectors. The model by Villanueva et al. (2017a) had the highest accuracy when applied to the database.

None of the existing strength models can be directly applied to anchored joints. If the anchored joint's capacity is regarded as the added contribution of the anchor and the FRP-to-concrete bond strength, all models overestimate the anchor's contribution to the joint strength.

A predictive expression for anchored joints included in Villanueva (2017) was applied to the database. Even though no great predictive enhancement was obtained for the database, this was the basis for the introduction of a reduction factor that affects the unit strength of the connector when it is obtained with one of the available models.

From the results obtained from the application of the three available models to the updated database for bonded and anchored reinforcements, the need to apply a reduction factor to the connector's capacity to stand for the anchor-to-reinforcement interaction.

A corrective reduction factor must be introduced to the anchor's capacity to properly address anchored joint's behaviour. The mean value of that reduction factor was found to be 0.59, when the anchor strength was calculated according to the expression of Villanueva et al. (2017a). As the values corresponding to Del Rey et al. (2019) campaign are considerably different to the ones in the other three campaigns analysed, they were removed to recalculate the factor, being its new value 0.42 which is more in line with most of the existing results in literature.

A series of parameters, namely the width of the reinforcement (W_{FRP}), the bonded length behind the anchor (L_{end}), and the anchor fan position with respect of the reinforcement (expanded on the reinforcement or between two reinforcement plies), were identified as affecting the overall contribution of FRP anchors.

9.5 Conclusions of the empirical model proposed

An empirical expression was obtained to estimate the anchors contribution to the joint strength of CFRP anchored joints, under the assumption that the joint capacity is the added contribution of the anchor and the FRP-to-concrete bond strength.

Based on the analysis of the experimental results and those available in the literatures, it was established that the additional contribution of FRP anchors to the joint strength is its unit strength affected by a reduction coefficient (k_{glob}) which will depend on the width of the reinforcement, the position of the anchor with respect to the loaded end and the position of the anchor fan with respect to the reinforcement.

The k_{glob} coefficient results from a combination of coefficients (k_{lend} and k_w) obtained through linear regression by the least squares method.

The least square regressions performed to obtain expressions that consider the influence of the reinforcement width (W_{FRP}), the bonded length behind the anchor (L_{end}), and the anchor position with respect to the reinforcement on the contribution of FRP anchors on CFRP anchored joint strengths, present a statistically significant relationship between the variables with 95% level of confidence and adequate correlations.

The prediction capacity of the proposed expressions was assessed and compared to 107 results of single shear tests on CFRP-concrete anchored joints,

showing a good accuracy within safety limits. Significant accuracy was found despite the dispersion in the results available in literature.

According to the analysis performed, there is statistical significance of the three studied parameters: reinforcement width (W_{FRP}), bonded length behind the connector (L_{end}), and anchor fan position with respect to the reinforcement (expanded onto the reinforcement or between two reinforcement plies). The model accurately identifies the variables involved in the anchored joint's performance. However, as the expressions were obtained from the experimental results, they might need to be readjusted though the expansion of the database with more experimental test that consider wider ranges for the variables defined as the most influential in the connectors contribution.

9.6 Conclusions of the validation of the empirical model proposed with the finite element simulation

A finite element model was proposed to analytically study the behaviour of FRP-to-concrete anchored joints. With this aim, the single shear tests carried out in the experimental campaign were replicated. The following conclusions can be drawn from the results obtained:

A good fit was obtained between the load-slip responses registered experimentally and the ones obtained with the finite element model proposed. The FE simulation allowed us to observe two different load-slip responses depending on the closeness of the anchor to the loaded end of the reinforcement. For the series with the anchor located close to the load, two drops in the load were observed, which were not clearly registered with the extensometers on the campaign.

Both anchor position with respect to the load and reinforcement width affect the behaviour of FRP anchored joints. The width of the sheet is especially related to the load-slip response of the first branch, which is affected by the adherent mechanism of the reinforcement in front of the anchor.

Locating the anchor at a distance greater than the effective length from the loaded end produces an increase in the joint strength. Such increase also depends on the bonded length behind the connector, which must be sufficient for the joint to develop its adhesion capacity.

As observed from the experimental results, using wide reinforcements with single connectors produces a reduction in the anchor's contribution to the joint strength.

The prediction capacity of the empirical model proposed by the authors was evaluated using the results obtained with the FE model for series that were not tested experimentally, observing a good sensitivity for the parameters defined as the most influential in the behaviour of FRP anchored joints with a good precision.

9.7 Future works

This thesis presents a study of the behaviour of externally bonded carbon fibre reinforcements anchored with FRP connectors in concrete supports. An optimized configuration of the anchors obtained in previous investigations was used. The research has focused on defining the most influential variables in the behaviour of anchored reinforcements in order to generate a calculation model that allows estimating the contribution of anchors to the bond strength of the reinforcements.

The results obtained in the experimental campaign showed the influence of the procedure used in the manufacture of the anchors on their performance. Three manufacturing alternatives were proposed. However more detailed study of different constructive alternatives that allow to achieve an automated production of the connectors that ensures certain minimum mechanical properties of the connector itself is considered of interest.

From the two anchor position with respect to the reinforcement studied in the experimental campaign, it was observed that expanding the anchor fan between two reinforcement plies allows the anchored joint to reach higher ultimate loads with a more ductile behaviour. However, one of the main objective of the use of connector is to improve the usage of the material's properties, usually impeded by the premature debonding from the substrate. This opens the way to an investigation that seeks the optimization of the second layer, that is, to use patches of suitable dimensions, which will serve as reinforcement of the weakened area in the first reinforcing layer due to the perforation made for the installation of the anchor.

The finite element simulation carried out to study the behaviour carbon fibre reinforcements anchored with FRP connectors and to analyse the

predictive capacity of the empirical model proposed has allowed lets us affirm that the expression presents a good fit to the results available in literature for single shear tests in reinforcements anchored with FRP connectors. However, it is considered necessary to validate the parameters defined as the most influential in the behaviour of reinforcements when this anchoring system is employed through beam type tests.

Bibliografía

ACI 440.2R--08. (2008). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures.

ACI 440.2R-17 (2017). Guide for the design and construction of Externally Bonded FRP systems for strengthening concrete structures (2017)

Adhikary, B. B., Mutsuyoshi, H., (2001). Study on the bond between concrete and externally bonded CFRP sheet. Proc., 6th Int. Symp. on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-5), 1, 371-378.

Al-Amery, R. & Al-Mahaidi, R. (2006). Coupled flexural-shear retrofitting of RC beams using CFRP straps. Compos. Struct., 75(1-4), 457-464.

Anil Ö, Belgin AM. (2010). Anchorages effects on CFRP-to-concrete bond strength. J Reinf Plast Composites.

Baggio DF. Effect of FRP Anchors on the FRP Rehabilitation of Shear Critical RC Beams and Flexure Critical RC Slabs. University of Waterloo, 2013.

Brena, S. F., & McGuirk, G. N. (2013). Advances on the behavior characterization of FRP-anchored carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) sheets used to strengthen concrete elements. International Journal of Concrete Structures and Materials, 7(1), 3-16.

Brocks W., Cornec A., y Scheider I. (2003). Computational aspects of nonlinear fracture mechanics. Comprehensive Structural Integrity - Numerical and Computational Methods, 3:127-209.

Brosens, K., van Gemert, D. (1997). Anchoring stresses between concrete and carbon fibre reinforced laminates. In Proceedings. of the 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Japan Concrete Institute, Sapporo, 1, 271-278

Camanho, P.P., & Dávila, C.G. (2002). NASA Technical Memorandum: Mixedmode decohesion finite elements for the simulation of delamination in composite materials. NASA/TM-2002-211737, 1-37.

Carrillo O.R.M. (2012). Evaluating the bond durability of FRP-concrete systems subjected to environmental exposures. Thesis Colorado State University, USA, 2012

Ceroni, F., Pecce, M., Matthys, S., & Taerwe, L. (2008). Debonding strength and anchorage devices for reinforced concrete elements strengthened with FRP sheets. *Composites Part B: Engineering*, 39, 429-441.

Chen, J. F. & Teng, J. G. (2001). Anchorage Strength Models for FRP and Steel Plates Bonded to Concrete. *J. Estruct. Eng.*, 127:784--791.

CNR-DT 200, (2004). Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structure. National Research Council, Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction.

CNR-DT 200.R1 (2013). Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati.

Cook, R. A. (1993). Behavior of chemically bonded anchors. *Journal of Structure. Engineering*, 119(9): 2744-2762.

Cornetti, P., & Carpinteri, A. (2011). Modelling the FRP-concrete delamination by means of an exponential softening law. *Engineering Structures*, 33(6), 1988-2001.

Coronado, C. A. & Lopez, M.M. (2007). Damage approach for the prediction of debonding failure on concrete elements strengthened with FRP. *Journal of Composites for Construction*, 11(4): 391-400.

Coronado, C. A. & Lopez, M.M. (2006). Sensitivity analysis of reinforced concrete beams strengthened with FRP laminates." *Journal of Cement and Concrete Composites*, 28(1): 102-114.

Coronado, C. A. & Lopez, M.M. (2009). Numerical modeling of concrete-FRP debonding using a crack band approach. *Journal of Composites for Construction*, 14(1): 11-21.

De Diego Villalón Ana (2015). Comportamiento de pilares de hormigón armado confinados con materiales compuestos sometidos a compresión centrada.

De Lorenzis L., Miller B., Nanni A. (2001). Bond of FRP laminates to concrete, *ACI Mater. J.* 98 (3) 256–264.

Del Rey Castillo, E., Dizhur, D., Griffith, M. and Ingham (2019). Experimental testing and design model for bent FRP anchors exhibiting fiber rupture failure mode. *Composite Structures*; 210: 618-627.

Díaz Heredia, E. (2006). Influencia de diferentes variables en el comportamiento a flexión de secciones de hormigón armado reforzadas con materiales compuestos. Universidad Politécnica de Madrid, España.

EAD 330499-00-0601(2013). Metal anchors for Use in Concrete. Part 5: Bonded Anchors.

Eswar, N. Nanni, A., Ibell T. (2008). Performance of two anchor systems of externally bonded fiber-reinforced polymer laminates. *ACI Materials Journal*, 105, 72-80.

Faella, C., Martinelli, E., Nigro, E., (2002). Aderenza tra calcestruzzo e fogli di FRP utilizzati come placcaggio di elementi inflessi. Parte II: modelli teorici ed elaborazioni numeriche. *Atti del XIV Congresso C.T.E., Bologna*.

Flores, Ilsen Adriana Cortez; Gómez, Jaime Fernández; Llauradó, Paula Villanueva (2019). Influence of multiple anchor arrangement in the behaviour of FRP-to-concrete anchored joints. *Composite Structures*, 230: 111528.

FIB Bulletin 14 (2001). Externally bonded FRP reinforcement for RC structures.

FIB Bulletin 58. (2011) Design of anchorages in concrete: guide to good practice. Technical Report. Fédération internationale du béton.

FIB Bulletin 90 (2019). Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical Report. Fédération internationale du béton.

Foo, S., Naumoski, N., & Cheung, M. (2001). Research and application of seismic retrofit technologies in Canada. Quebec: RPS/AES/Technology Directorate, Public Works & Government Services Canada, Hull.

Gartner A., Douglas E.P., Dolan C.W., Hamilton H.R. (2010). Small beam bond test method for CFRP composites applied to concrete, J. Compos. Constr. 15 (1) 52–61.

Garden, H. N., & Hollaway, L. C. (1998). An experimental study of the influence of plate end anchorage of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams. Compos. Struct., 42(2), 175–188.

Grelle, Stephen V.; & Sneed, L. H. (2011). An evaluation of anchorage systems for fiber-reinforced polymer (FRP) laminates bonded to reinforced concrete elements. En Structures Congress 2011. 1157-1168.

Grelle, Stephen V.; Sneed, Lesley H. (2013). Review of anchorage systems for externally bonded FRP laminates. International Journal of Concrete Structures and Materials, 7(1), 17-33.

Günaslan, Sultan Erdemli; Karaşin, Abdulhalim; Öncü, M. Emin. (2014). Properties of FRP materials for strengthening. International Journal of Innovative Science, Engineering & Technology, 1(9), 656-660.

Hahn, H.T., & Williams, G.J., (1984). Compression failure mechanisms in unidirectional composites-NASA Technical Memorandum. Nasa Technical Memorandum 85834.

Hanson J.H., Bittencourt T.N., & Ingraffea A.R. (2004). Three-dimensional influence coefficient method for cohesive crack simulations. *Engineering Fracture Mechanics*, 71(15), 2109–2124.

Hall, J. D., Schuman, P. M., & Hamilton, H. R, I. I. I. (2002). Ductile anchorage for connecting FRP strengthening of under-reinforced masonry buildings. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 6(1), 3–10.

Hashin, Z., (1980). Failure Criteria for Unidirectional Fibre Composites. *J. Applied. Mechanics*. 47(2), 329-334.

Hashin, Z., & Rotem, A., (1973a). A Fatigue Failure Criterion for Fiber Reinforced Materials. *Journal of Composite Materials*, 7(4), 448–464.

Hashin, Z., & Rotem, A., (1973b). Failure Criteria for Unidirectional Fiber Composites. *Journal of Composite Materials*, 7, 448–464.

Hillerborg, A., Modéer, M., & Petersson, P. E., (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6, 773–781.

Hiotakis, S. (2004). Repair and strengthening of reinforced concrete shear walls for earthquake resistance using externally bonded carbon fibre sheets and a novel anchor system. MS Thesis, Carleton University, Ottawa, Canada.

Hiroyuki, Y., & Wu, Z., (1997). Analysis of debonding fracture properties of CFS strengthened member subject to tension. *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Proc., 3rd Int. Symp., Japan Concrete Institute, Sapporo, 1, 287–294.

Holzenkaempfer, P., (1994). Ingenieurmodelle des verbundes geklebter bewehrung fur betonbauteile. Dissertation. TU Braunschweig.

Japan Society of Civil Engineers (JSCE). Recommendation for design and construction of concrete structures using continuous fiber reinforcing materials. *Concrete engineering series 23*, A. Machida, ed. Tokyo 1997

JCI, (2003). Japan Concrete Institute. Technical report of technical committee on retrofit technology. In Proceedings International Symposium on Latest Achievement of Technology and Research on Retrofitting Concrete Structures.

JSCE, (2001). Recommendations for the upgrading of concrete structures with use of continuous fiber sheets. Journal of Concrete Engineering, Series 41, Japanese Society of Civil Engineers, Tokyo.

Jensen, A. P., Petersen, C. G., Poulsen, E., Ottosen, C., and Thorsen, T. (1999). On the anchorage to concrete of sika carbodur CFRP strips. Proc., Int. Congress on Creating with Concrete, Thomas Telford Publishing, London.

Kalfat, R., Gadd, J., Al-Mahaidi, R., & Smith, S. T. (2018) An efficiency framework for anchorage devices used to enhance the performance of FRP strengthened RC members. Construction and Building Materials, 191, 354-375.

Kalfat, R., Al-Mahaidi, R., & Smith, S. T. (2013). Anchorage devices used to improve the performance of reinforced concrete beams retrofitted with FRP composites: State-of-the-art review. Journal of Composites for Construction, 17(1), 14-33.

Khalifa, A., Gold, W. J., Nanni, A., Aziz, A., (1998). Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members. Journal of Composites for Construction, ASCE, 2(4), 195–203.

Khan, A., & Ayub, T. (2010). Effectiveness of U-shaped CFRP wraps as end anchorages in predominant flexure and shear region.” Advances in FRP Composites in Civil Engineering, Proc., 5th Int. Conf. on FRP Composites in Civil Engineering, CICE 2010, Tsinghua University Press, Beijing, 533–536.

Kim S.J, & Smith, S.T. (2010). Pull-out strength models for FRP anchors in uncracked concrete. Journal of composites for construction, 14(4), 406-414.

Kim S.J, & Smith, S.T. (2009). Behaviour of handmade FRP anchors under tensile load in uncracked concrete. Advances in Structural Engineering, 12 (6), 845-865.

Kotynia Renata (2019). FRP composites for flexural strengthening of concrete structures theory, testing, design. Thesis Lodz University of Technology.

Kotynia, R., Abdel Baky, H., Neale, K. W. & Ebead, U. A. (2008). Flexural strengthening of RC beams with externally bonded CFRP systems: Test results and 3D nonlinear FE analysis. *Journal of Composites for Construction*, 12(2), 190-201.

Kregting R. (2005) Cohesive zone models towards a robust implementation of irreversible behaviour.

Lapczyk, I., & Hurtado, J. A. (2007). Progressive damage modeling in fiber-reinforced materials. *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, 38(11), 2333-2341.

Lee, C., Ko, M., & Lee Y. (2014). Bend Strength of Complete Closed--Type Carbon Fiber--Reinforced Polymer Stirrups with Rectangular Section. *J. Composites for Construction*, 18(1), 04013022.

Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., & Onate, E., (1989). A plastic-damage model for concrete. *International Journal of solids and structures*, 25(3),299-326.

Maeda, T., Asano, Y., Sato, Y., Ueda, T., Kakuto, Y., (1997). A study on bond mechanism of carbon fiber sheet. In *Proceedings of the 3rd International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement of Concrete Structures*, 1.

Mata O.R., & Atadero R.A. (2013). Evaluation of pull-off tests as a FRP–concrete bond testing method in the laboratory and field, *Pract. Period. Struct. Des. Constr.* 19 (2) 040140.

Matzenmiller, A., Lubliner, J., and Taylor, R.L., (1995). A constitutive model for anisotropic damage in fiber-composites. *Mechanics of Materials*, 20,125–152.

Mazzotti C., Savoia M., Ferracuti B. (2009). A new single-shear set-up for stable debonding of FRP–concrete joints, *Constr. Build. Mater.* 23 (4) 1529– 1537.

McGuirk GN. (2011). Development of Anchorage System for FRP Strengthening. University of Massachusetts Amherst.

McGuirk, G. N., Breña, S. F. (2012). Development of anchorage system for FRP strengthening applications using integrated FRP composite anchors. (Concrete Research Council of the ACI Foundation).

Mirmiran A.M., Nanni A., Karbhari, V.M. (2004). Bonded repair and retrofit of concrete structures using FRP composites, NCHRP Report 514, Transportation Research Board.

Mukhtar, F. M., & Faysal, R. M. (2018). A review of test methods for studying the FRP-concrete interfacial bond behavior. *Construction and Building Materials*, 169, 877-887.

Needleman A. (1987). A continuum model for void nucleation by inclusion debonding. *J. Appl. Mech.*, 54:525–531.

Neubauer, U., Rostasy, F. S., (1997). Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP plates. *Proc., 7th Int. Conf. on Structural Faults and repairs*, ECS Publications, Edinburgh, Scotland, 2, 109–118.

Niemitz, C.W. (2008). Anchorage of carbon fiber reinforced polymers to reinforced concrete in shear applications. Thesis University of Massachusetts

Niemitz CW, James R, Breña SF. (2010). Experimental Behavior of Carbon Fiber-Reinforced Polymer (CFRP) Sheets Attached to Concrete Surfaces Using CFRP Anchors. *J Composites of Construction*, 14, 185–94.

Obaidat, Y. T., Heyden, S., and Dahlblom, O., (2013). Evaluation of parameters of bond action between FRP and concrete. *Journal of Composites for construction*, 17(5), 626-635.

Oehlers, D. J., Liu, I., & Seracino, R. (2007). A generic design approach for EB and NSM longitudinally plated RC beams. *Construction and Building Materials*, 21(4), 697-708.

Orton, S. L., Jirsa, J. O., & Bayrak, O. (2008). Design considerations of carbon fiber anchors. *Journal of Composites for Construction*, 12(6), 608-616.

Ortega, C. (2009). Anchorage and bond characteristics of externally bonded FRP laminates used for shear strengthening of RC and PC girders. MS Thesis, Missouri University of Science and Technology.

Ozbakkaloglu T. and Saatcioglu, M. , J. Compos. Constr., Tensile Behavior of FRP Anchors in Concrete, vol. 13, no. 2, pp. 82–92,2009.

Ozbakkaloglu T, Fang C, Gholampour A. (2017). Influence of FRP anchor configuration on the behavior of FRP plates externally bonded on concrete members. *Engineering Structures*,133,133–50.

Özdemir,G. (2005). Mechanical properties of CFRP anchorages. Thesis Middle East Technical University.

Pantano A. y Avrill R.C. (2004). A mesh-independent interface technology for simulation of mixedmode delamination growth. *Int. J. Solid Structures*, 41:3809–3831.

Pérez Marco A. (2014). Aplicaciones avanzadas de los materiales compuestos en la obra civil y la edificación.

Pellegrino, C., Tinazzi, D., Modena, C., (2008). Experimental study on bond behavior between concrete and FRP reinforcement. *Journal of Composites for Construction*, ASCE 12(2), 180–189.

Pham,H.B.,andAl-Mahaidi,R.(2006).“Prediction models for debonding failure loads of carbon fiber reinforced polymer retrofitted reinforced concrete beams.” *J. Compos. Constr.*, 10(1), 48–59.

Raoof S.M., & Bournas D.A. (2017). Bond between TRM versus FRP composites and concrete at high temperatures, *Composites part B: Engineering*. 127, 150–165.

Rentsch, R., Pecat, O., & Brinksmeier, E. (2011). Macro and micro process modeling of the cutting of carbon fiber reinforced plastics using FEM. *Procedia engineering*, 10, 1823-1828.

Salomonsson K. (2002). Interphase elements connection structural finite elements formulation, implementation and verification. Master thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.

Santiuste, C., Soldani, X., & Miguélez, M. H. (2010). Machining FEM model of long fiber composites for aeronautical components. *Composite structures*, 92(3), 691-698.

Sayed--Ahmed, E. Y., Bakay, R., & Shrive, N. G. (2009). Bond strength of FRP laminates to concrete: state--of--the--art review. *Electron J Struct Eng*, 9: 45-61.

Sharif, A., Al-Sulaimani, G. J., Basunbul, I. A., Baluch, M. H., and Ghaleb, B. N. (1994). Strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP plates. *ACI Struct. J.*, 91(2), 160–168.

Shadravan B., Tehrani F.M. (2017). A review of direct shear testing configurations for bond between fibre-reinforced polymer sheets on concrete and masonry substrates, *Period. Polytech. Civil Eng.* 61 (4) 740–751.

Silva M.A., Biscaia H. (2008). Degradation of bond between FRP and RC beams, *Composite Structures*. 85 (2) 164–174.

Siegmund T. & Brocks W. (1998). Tensile decohesion by local failure criteria. *Technische Mechanik*, 18:261–270.

Smith, S. T., Zhang, H., & Wang, Z. (2013). Influence of FRP anchors on the strength and ductility of FRP-strengthened RC slabs. *Construction and Building Materials*, 49, 998-1012.

Spadea, G., Bencardino, F., and Swamy, R. N. (1998). Structural behavior of composite RC beams with externally bonded CFRP. *Journal of Compos. Constr.*, 2(3), 132–137.

Subramaniam, K. V., Carloni, C., & Nobile, L. (2007). Width effect in the interface fracture during shear debonding of FRP sheets from concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 74(4), 578--594.

Sun, W., Liu, H., Wang, Y. and He, T (2018). Impacts of configurations on the strength of FRP anchors. *Composite Structures*, 194: 126-135.

S.Y. Cao, J.F. Chen, J.W. Pan, N. Sun (2007). ESPI measurement of bond-slip relationships of FRP-concrete interface, *Journal of Composites for Construction*, 11 (2) 149–160.

Tanaka, T., (1996). Shear resisting mechanism of reinforced concrete beams with CFS as shear reinforcement. Graduation thesis, Hokkaido University, Japan.

Tatar J., & Hamilton H.R. (2016), Comparison of laboratory and field environmental conditioning on FRP-concrete bond durability, *Construction & Building Materials*, 122 525–536.

Tijssens M.G.A., Van der Giessen E., y Sluys L.J. (2000). Modeling of crazing using a cohesive surface methodology. *Mech Mater*, 32:19–35.

Toutanji H., & Ortiz G. (2001). The effect of surface preparation on the bond interface between FRP sheets and concrete members, *Composite Structures*, 53 (4) 457–462.

TR55, 2012. "Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials." Concrete Society.

Tvergaard V. (1990). Effect of fibre debonding in a Whisker-reinforced metal. *Mater Sci Engng A*,125:203–213.

Tvergaard V. & Hutchinson J. (1996) On the toughness of ductile adhesive joints. *J Mech Phys Solids*,44:789–800.

Ueda, T. and Dai, J. (2005). Interface bond between FRP sheets and concrete substrates: properties, numerical modeling and roles in member behavior." *Journal of Progress in Structural Engineering and Materials*, 7(1): 27-43

UNE-EN 12390-3:2009/AC:2011 Testing hardened concrete- Part 3: Compressive strength of test specimens.

Van den Bosch M.J., Schreurs P.J., & Geers M.G. (2006). An improved description of the exponential Xu and Needleman cohesive zone law for mixed-mode decohesion. *Engineering Fracture Mechanic*, 73:1220–1234.

Van Gemert, D. (1980). Force transfer in epoxy-bonded steel–concrete joints. *Inter-national Journal of Adhesion and Adhesives*, 1, 67–72.

Villanueva Llauradó Paula (2017). Influencia de las condiciones de ejecución en la resistencia de anclajes de fibra de carbono para refuerzos en estructuras de hormigón. Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Madrid

Villanueva Llauradó Paula, Fernández Gómez Jaime & Francisco González. (2017c). Influence of the Anchor Fan Position on the Performance of FRP Anchors”. *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet FIB Symposium*, p. 191-198.

Villanueva Llauradó, P., Ibell, T., Gómez, J.F. & Ramos, F.J.G. (2017^a). Pull-out and shear strength models for FPR spike anchors. *Composites Part B: Engineering*, 116,239-252.

Villanueva Llauradó, P., Fernández-Gómez, J., & Ramos, F.J.G. (2017b). Influence of geometrical and installation parameters on performance of CFRP anchors. *Composite Structures*, 176, 105-116.

Wu, Y. F., and Huang, Y. (2008). Hybrid bonding of FRP to reinforced concrete structures. *Journal of Composites for Construction*, 12(3), 266–273.

X.H. Zheng, P.Y. Huang, G.M. Chen, X.M. Tan (2015). Fatigue behavior of FRP–concrete bond under hygrothermal environment, *Constr. Build. Mater.* 95(2015) 898–909.

- Xin, S. H., & Wen, H. M. (2012). Numerical study on the perforation of fiber reinforced plastic laminates struck by high velocity projectiles. *The Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, 47(7), 513-523.
- Xu X. & Needleman A. (1993). Void nucleation by inclusion debonding in a crystal matrix. *Modelling Simul. Sci. Engng.*, 1:111–132, 1993.
- Yao, J., Teng, J. G., & Chen, J. F. (2005). Experimental study on FRP--to--concrete bonded joints. *Composites Part B: Engineering*, 36(2), 99--113.
- Yuan, H., Wu, Z., (1999). Interfacial fracture theory in structures strengthened with composite of continuous fiber.” *Proc., Symp. Of China and Japan: Sci. and Tech-nol. of 21st Century*, Tokyo, Sept.,142–155.
- Zhang H. W. & Smith S. T. (2012) Influence of FRP anchor fan configuration and dowel angle on anchoring FRP plates. *Composites. Part B: Engineering.*, 43(8), 3516–3527.
- Zhang, Huawen. (2013). Influence of FRP anchors on FRP-to-concrete bond interfaces. Thesis University of Hong Kong.
- Zhang, H. W., Smith, S. T., & Kim, S. J. (2012). Optimisation of carbon and glass FRP anchor design. *Construction and Building Materials*, 32, 1--12
- Zhang H. & Smith S. T.(2017). Influence of plate length and anchor position on FRP-to-concrete joints anchored with FRP anchors, *Composite Structures*, 159, 615–624.
- Zhang HW, Smith ST. FRP-to-concrete joint assemblages anchored with multiple FRP anchors. *Compos Struct* 2012;94:403–14. doi:10.1016/j.compstruct.2011.07.025.

Anexos

Anexo A. Modos de fallo observados.....	254
Anexo B: Fabricación de anclajes, procedimiento de instalación y control de calidad de la instalación.....	257
Anexo C: Características técnicas de los productos utilizados	267

Anexo A: Modos de fallo observados

En las diferentes series de la campaña experimental se observaron los cuatro modos de fallo que se presentan a continuación:

Plate debonding Despegue del FRP (DB)

El primer modo de fallo observado correspondiente a la serie de refuerzos simplemente adheridos es el despegue del refuerzo del soporte. Este tipo de fallo ocurrió en la interfaz entre el refuerzo y el soporte, presentando un comportamiento cohesivo al quedar una delgada lámina de hormigón adherida al refuerzo.

Figura A.1. Despegue del FRP (DB)

Debonding followed by plate rupture Despegue y rotura del FRP (DPR)

El fallo inicia por el despegue del refuerzo del soporte desde el extremo cargado hasta el extremo libre, seguido de la deslaminación parcial de la interfaz entre el abanico del anclaje y el refuerzo. Una vez que el refuerzo se ha despegado completamente del soporte, la carga aplicada al mismo deja de distribuirse de manera uniforme en todo el ancho del tejido, provocando su rotura de manera frágil en diferentes zonas, incluyendo la zona ubicada debajo del abanico del anclaje.

Debonding followed by anchor rupture Despegue y rotura de anclaje (DAR)

Una vez que el refuerzo se ha despegado completamente del soporte, y con el abanico del anclaje todavía adherido al refuerzo, se produce la rotura del anclaje en el tramo de doblado. Este fallo se debe principalmente a la concentración de tensiones en esa zona, la cual puede atribuirse a un incorrecto tratamiento del borde de la perforación o a la posibilidad de que algunas fibras del conector se hayan impregnado parcialmente por el ascenso de resina por capilaridad durante la fabricación de los anclajes, convirtiéndose en un tramo más frágil al ser doblado. No se observa deslaminación entre capas de refuerzo, ni entre el FRP y el abanico de anclaje.

***Debonding followed by anchor pull out* Despegue seguido del arrancamiento de anclaje (DAP)**

Este modo de fallo es considerablemente más dúctil ya que, una vez despegado el refuerzo del soporte, el anclaje continuó resistiendo un incremento en la carga mientras era arrancado de la perforación. Ambas capas de FRP permanecen adheridas hasta el fallo, no se observa deslaminación FRP-FRP ni FRP-anclaje.

Anexo B: Fabricación de anclajes, procedimiento de instalación y control de calidad de la instalación

Una de las principales complicaciones en relación al uso de anclajes de fibra de carbono para refuerzos de FRP adheridos externamente es el propio sistema de fabricación de los conectores. A día de hoy, la mayoría de los autores que han trabajado con este tipo de anclajes los fabricaron a partir de tejido de fibra de carbono de diferentes anchos enrollado, utilizando en algunos casos un núcleo rígido (varilla de acero-silicona) para asegurar la correcta ubicación y alineación de las fibras del conector en el tramo embebido. El procedimiento de preparación del tejido para la fabricación del anclaje compromete la calidad del mismo, ya que cualquier daño en las fibras durante el proceso reducirá su efectividad comprometiendo además la precisión con la que se puede estimar su resistencia unitaria.

Alternativamente, se utilizaron anclajes fabricados a partir de cordón de fibra de carbono, los cuales además de eliminar la necesidad de preparación previa del tejido permiten obtener un anclaje con un ratio fijo fibras/resina.

Con relación al sistema de instalación de los anclajes pueden distinguirse entre anclajes instalados en fresco o endurecidos (impregnados o prefabricados). La diferencia principal entre ambos sistemas es el momento en que se impregna el tramo embebido del anclaje con respecto al momento de instalación del mismo.

Partiendo de las conclusiones de investigaciones anteriores, en la presente investigación se optó por utilizar anclajes endurecidos fabricados a partir de cordón de fibra de carbono, buscando conseguir una menor dispersión de resultados y al mismo tiempo proponer un mecanismo que permita una producción eficiente de los anclajes que permita alcanzar cierta uniformidad entre los mismos.

Fabricación de anclajes

Se estudiaron tres alternativas diferentes para conseguir que el tramo endurecido del conector tuviera una distribución de las fibras y una impregnación uniformes:

Perforación en poliestireno expandido

Con la ayuda de un taladro se realizaron perforaciones de 10 mm de diámetro en poliestireno expandido con profundidades iguales al tramo embebido del anclaje. Se cortaron cordones de longitudes ligeramente mayores a la suma del tramo embebido de anclaje y la longitud del abanico para que una vez endurecido el tramo embebido se pudieran realizar cortes por cualquiera de los extremos del conector para ajustarlo a las dimensiones requeridas. Una vez impregnada la longitud equivalente a la profundidad embebida, se sujetaron las fibras en un extremo con una brida y se introdujo el tramo impregnado dentro de la perforación con ayuda de un alambre (como puede verse en la figura B.1.) Después de transcurridas las 24 horas necesarias para el curado de la resina de impregnación, se retiraron los conectores de la perforación, observando irregularidades en la sección ocasionadas por la descomposición del poliestireno causada por la resina. La figura B.1 presenta los resultados obtenidos, con los correspondientes cortes longitudinales y transversales realizados en el conector para verificar la impregnación conseguida. Se observa una impregnación relativamente uniforme, sin embargo, la sección del conector es irregular.

Figura B.1. Proceso de fabricación de los anclajes introduciendo el tramo impregnado en una perforación en poliestireno expandido.

Perforación pasante en poliestireno expandido

Al igual que en el sistema anterior, se cortaron los cordones en tramos de longitudes ligeramente mayores a la suma del tramo embebido y del abanico del anclaje. En este caso, las perforaciones realizadas en el poliestireno fueron pasantes. El tramo libre del anclaje se introdujo en un tubo de metacrilato como sistema de ayuda para atravesar toda la perforación y conseguir que el tramo impregnado quedase dentro de la perforación. Las fibras del tramo embebido fueron impregnadas con la ayuda de una brocha, y una vez introducidas dentro de la perforación se dejaron curar 24 horas.

La figura B.2. muestra el procedimiento de fabricación y los resultados obtenidos. Se observa que, la perforación pasante permite conseguir un conector con una sección más uniforme y una impregnación aceptable.

Figura B.2. Proceso de fabricación de los anclajes introduciendo el tramo impregnado en una perforación pasante en poliestireno expandido.

Tubos de metacrilato

La tercera alternativa estudiada fue utilizar tubos de metacrilato con diámetro interior de 10 mm de longitud igual o mayor a la profundidad embebida. Para esto, se cortaron cordones de longitudes mayores a las requeridas, se impregnaron en el tramo correspondiente al tramo embebido y se introdujeron dentro del tubo.

Entre las ventajas de este tipo de tubos destaca que, al ser transparentes, permiten observar si la impregnación se ha realizado adecuadamente, certificar la correcta alineación de las fibras; gracias a que la resina no se adhiere al metacrilato, extraer el anclaje del tubo una vez endurecido no representa mayores complicaciones.

La figura B.3. muestra el proceso de fabricación y los resultados obtenidos. Se observa que este sistema de fabricación permite conseguir una sección más uniforme del conector y al mismo tiempo una mejor impregnación de las fibras eliminando la presencia de vacíos como se ve en los cortes longitudinal y transversal realizados en el conector.

A partir de estos resultados se optó por utilizar este método de fabricación para todos los anclajes utilizados en la campaña experimental.

La figura B.3. Proceso de fabricación de los anclajes introduciendo el tramo impregnado en un tubo de metacrilato de 10 mm de diámetro interior

Fresado

El fresado es esencial para conseguir una buena adherencia en al interfaz FRP-hormigón. En el caso de hormigón nuevo es necesario eliminar cualquier resto de desencofrante que pueda comprometer la resistencia de la interfaz. No se tomaron medidas específicas para garantizar tolerancias de planeidad, dado que todas las probetas se realizaron en moldes hechos a tal efecto, sin que existan defectos superficiales evidentes en las mismas.

La figura B.4 muestra el proceso de fresado de la probeta, el cual se prolongó hasta dejar al descubierto los áridos del hormigón, y posteriormente se procedió a la limpieza con chorro de aire para eliminar las partículas depositadas durante el fresado.

Figura B.4. Fresado

Perforación

Las perforaciones se realizaron con la ayuda de un taladro y una escuadra guía para conseguir los 135° de inclinación utilizados en todas las configuraciones estudiadas. Una vez realizada la perforación, se verificó la inclinación de la misma con la ayuda de un transportador como se muestra en la figura B.5.

Figura B.5. a) Perforación con taladro utilizando una escuadra guía. b) Verificación de la inclinación de la perforación con la ayuda de un transportador.

Suavizado del borde de la perforación

El radio de doblado de los conectores afecta a la concentración de tensiones en el tramo de doblado y al fallo prematuro por acodalamiento. Entre las diferentes recomendaciones Orton et al. (2008) recomienda tratar el borde de la perforación para conseguir un radio de doblado que sea al menos cuatro veces el diámetro del conector. Alternativamente, el radio de doblado puede tomarse siguiendo las indicaciones de ACI 440.2R (2008), disponiendo un avellanado del filo de 13 mm, estas recomendaciones, no obstante, son para refuerzos externos en aplicaciones en las que la adherencia juega un papel crítico, como es el caso de las vigas de canto con encamisado.

En la presente investigación se utilizaron las puntas de taladro presentadas en la figura B.6. a) para suavizar tratar el borde de la perforación como se muestra en la figura B.6. b). El suavizado del borde se hizo gradualmente, verificando con un “herramienta naranja” el perfil del taladro, comparándolo con un molde base con una inclinación de 135° y un radio de doblado de 35 mm como se muestra en la figura B.6. c). Finalmente, una vez alcanzado el perfil deseado se realizó la limpieza del taladro con la ayuda de un cepillo de cerdas metálicas para posteriormente limpiar con chorro de aire una vez más toda la probeta.

B.6. a) Puntas de taladro utilizadas para suavizar el borde de la perforación. b) Suavizado del borde de la perforación. c) Molde para verificar el radio de doblado alcanzado. d) Limpieza de la perforación.

Instalación de anclaje y refuerzo

Una vez endurecido el anclaje, se procedió a cortarlo en ambos extremos para conseguir las dimensiones requeridas cumpliendo la recomendación de Villanueva (2017) de limitar el tramo endurecido del anclaje a $2/3$ de la longitud embebida del mismo.

Figura B.7. Anclajes endurecido listo para ser instalado

Se procedió a realizar el replanteo del refuerzo y el abanico del anclaje en la cara preparada de la probeta aislando la zona del refuerzo. Además, se verificó la longitud del anclaje terminado como se observa en la figura B.8.b).

Figura B.8. a) Replanteo del refuerzo b) Verificación de la longitud del anclaje

Para la instalación del refuerzo se utilizó una probeta como apoyo, realizando siempre comprobaciones de horizontalidad como se muestra en la figura B.9. b) para evitar cualquier posible excentricidad en la instalación que pudiese derivar en un fallo prematuro del refuerzo.

Figura B.9. a) Preparación de la probeta para la instalación b) Comprobación de la horizontalidad entre la probeta donde se haría la instalación y la probeta de apoyo.

Se verificó el ancho y la longitud del refuerzo y se procedió a su instalación (figura B.10.a). La impregnación del refuerzo se realizó con la ayuda de una brocha y un rodillo metálico para asegurar una adecuada impregnación de todas las fibras. Finalmente, se instalaron placas metálicas de 100*200 mm como se muestra en la figura B.10. b) para introducirlas en las mordazas de la prensa para la realización del ensayo.

Figura B.10. a) Instalación del refuerzo y anclaje b) Instalación placa de sujeción

Anexo C: Características técnicas de los productos utilizados

Este anexo presenta las propiedades de los materiales utilizados en la campaña experimental.

Se utilizaron tejidos de fibra de carbono, los cuales fueron instalados en húmedo en soportes de hormigón y anclados con anclajes fabricados a partir de cordón de fibra de carbono.

Todos los materiales utilizados, incluyendo las resinas de impregnación para el refuerzo y para el anclaje fueron suministrados por SIKSA SAU.

Los refuerzos CFRP se realizaron a partir de tejidos (SIKAWRAP), cortados en las dimensiones requeridas para los ensayos.

Para la impregnación del tramo embebido de los anclajes, así como la inyección de las perforaciones se utilizó la resina epoxy SIKADUR 52.

La impregnación y laminación in situ de los refuerzos adheridos y de los refuerzos adheridos y anclados se realizó con la resina SIKADUR 330 recomendada por los fabricantes para el tejido utilizado.

A continuación, se adjuntan las fichas técnicas de los productos arriba mencionados.

HOJA DE DATOS DEL PRODUCTO

SikaWrap®-300 C

TEJIDO UNIDIRECCIONAL DE FIBRA DE CARBONO, DISEÑADO PARA APLICACIONES DE REFUERZO ESTRUCTURAL COMO PARTE DEL SISTEMA DE REFUERZO SIKA®.

DESCRIPCION DEL PRODUCTO

SikaWrap®-300 C es un tejido unidireccional a base de fibra de carbono con resistencias medias, diseñado para su aplicación tanto en seco como en húmedo.

USOS

SikaWrap®-300 C may only be used by experienced professionals.
Refuerzo estructural de elementos o estructuras de hormigón armado, mampostería, fábrica de ladrillo y elementos o estructuras de madera, para incrementar su capacidad portante a flexión y cortante para:

- Mejora del comportamiento de muros de fábrica de ladrillo frente a sismo.
- Reposición de la capacidad de armaduras.
- Incremento de la resistencia y ductilidad de pilares.
- Incremento de la capacidad de carga de los elementos estructurales.
- Cambios de usos de la estructura.
- Defectos constructivos del diseño estructural.
- Movimientos sísmicos.
- Mejora de la capacidad de servicio.
- Mejora estructural por adaptación a normativas actuales.

CARACTERISTICAS / VENTAJAS

- Uso multifuncional para cada clase de refuerzo.
- Flexibilidad en la adaptación de la geometría de las superficies (vigas, pilares, chimeneas, muros, silos).
- Baja densidad: peso adicional mínimo.
- Económico comparado con técnicas tradicionales de refuerzo.

CERTIFICADOS / NORMAS

- Poland: Technical Approval ITB AT-15-5604/2011: Zestaw wyrobów Sika CarboDur do wzmacniania i napraw konstrukcji betonowych
- Poland: Technical Approval IBDiM Nr AT/2008-03-0336/1 „Płaskowniki, pręty, kształtki i maty kompozytowe do wzmacniania betonu o nazwie handlowej: Zestaw materiałów Sika CarboDur® do wzmacniania konstrukcji obiektów mostowych
- USA: ACI 440.2R-08, Guide for the Design and construction of Externally Bonded FRP Systems for strengthening concrete structures, July 2008
- UK: Concrete Society Technical Report No. 55, Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite material, 2012.

INFORMACION DEL PRODUCTO

Construcción	Orientación de la fibra	0° (unidireccional)	
	Urdimbre	99 % de fibras de carbono	
	Trama	Fibras termoplásticas al 1 %	
Tipo de Fibra	Fibras de carbono de resistencias medias		
Presentación		Longitud por rollo	Ancho del rollo
	Dos rollos por caja	≥ 50 m	300 mm
Conservación	24 meses desde la fecha de producción		

Hoja De Datos Del Producto
SikaWrap®-300 C
Marzo 2019, Versión 01.01
020206020010000011

Condiciones de Almacenamiento	Conservar en sus envases de origen bien cerrados y no deteriorados en un lugar seco a temperaturas de entre +5°C y +35°C. Protegerlo de la acción directa del sol	
Densidad de fibra seca	1,82 g/cm ³	
Espesor de fibra seca	0,167 mm (basado en el contenido de fibra)	
Densidad Area	304 g/m ² ±10 g/m ² (carbon fibres only)	
Resistencia a la tracción de fibra seca	4.000 N/mm ²	(ISO 10618)
Módulo de elasticidad de fibra seca en tensión	230.000 N/mm ²	(ISO 10618)
Alargamiento a rotura de fibra seca	1,7 %	(ISO 10618)

INFORMACION TECNICA

Espesor nominal de laminado	0,167 mm		
Sección nominal de laminado	167 mm ² por metro de ancho		
Resistencia a tracción del Laminado	Media	Característica	(EN 2561*)
	3,500 N/mm ²	3,200 kN/mm ²	(ASTM D 3039*)
Módulo de Elasticidad a Tracción del Laminado	Media	Característica	(EN 2561*)
	225 kN/mm ²	220 kN/mm ²	
	Media	Característica	(ASTM D 3039*)
	220 kN/mm ²	210 kN/mm ²	
* modificación: muestra de 50 mm Valores en la dirección longitudinal de las fibras Una única capa, al menos 27 muestras por cada serie de ensayos			
Elongación a Rotura del Laminado	1,56 %		(Con base en EN 2561)
	1,59 %		(Con base en ASTM D 3039)
Resistencia a la Tracción	Media	Característica	(Con base en EN 2561)
	585 N/mm	534 N/mm	(Con base en ASTM D 3039)
Rigidez de tensión	Media	Característica	(Con base en EN 2561)
	37,6 MN/m	36,7 MN/m	
	37,6 kN/m por % de elongación	36,7 kN/m por % de elongación	
	Media	Característica	(Con base en ASTM D 3039)
	36,7 MN/m	35,1 MN/m	
	36,7 kN/m por % de elongación	35,1 kN/m por % de elongación	

INFORMACION DEL SISTEMA

Estructura del Sistema	<p>La configuración del sistema como se describe a continuación debe ser respetada y no se deberá modificar.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Imprimación del hormigón- Sikadur®-330 • Resina de impregnación/laminación- Sikadur®-330 • Tejido de refuerzo estructural- SikaWrap®-300 C <p>Las propiedades detalladas de la resina, detalles de aplicación del tejido e información general se encuentran en la Hoja de Datos de Producto del Sikadur®- 330.</p>
-------------------------------	--

Hoja De Datos Del Producto
SikaWrap®-300 C
Marzo 2019, Versión 01.01
020206020010000011

INFORMACION DE APLICACIÓN

Consumo

Aplicación en seco con Sikadur®-330:
• Impregnación de la primera capa incluida la imprimación: 1,0-1,5 Kg/m².
• Sigüientes capas: ~0,8 Kg/m² (Sikadur®-330).
Consultar el Procedimiento de Ejecución.

INSTRUCCIONES DE APLICACION

CALIDAD DEL SOPORTE

Resistencia a tracción mínima: 1,0 N/mm² o la que se especifique en el diseño del refuerzo.
Consultar el Procedimiento de Ejecución del SikaWrap.

PREPARACION DEL SOPORTE

El hormigón debe limpiarse y prepararse para lograr una superficie sin contaminantes ni lechadas de cemento, texturada y con el poro abierto.
Consultar el Procedimiento de Ejecución del SikaWrap.

METODO DE APLICACIÓN / HERRAMIENTAS

El tejido se puede cortar con tijeras especiales o con un cuchillo. ¡No doblar el tejido!
SikaWrap®-300 C se aplica empleando procesos de aplicación en seco o en húmedo.
Consultar el Procedimiento de Ejecución del SikaWrap.

DOCUMENTOS ADICIONALES

Métodos de ejecución

Ref. 850 41 02: SikaWrap® Aplicación manual en seco
Ref. 850 41 03: SikaWrap® Aplicación manual en húmedo

LIMITACIONES

- Los sistemas y productos de refuerzo deben emplearse únicamente por profesionales experimentados.
- Se debe consultar a un ingeniero estructural especialista para cualquier cálculo de diseño de refuerzo estructural.
- El tejido SikaWrap®-300 C está recubierto para asegurar la máxima adherencia y durabilidad con los adhesivos Sikadur®. Para mantener y asegurar la compatibilidad total del sistema, no intercambie los diferentes componentes del sistema.
- SikaWrap®-300 C puede ser revestido con un recubrimiento de cemento u otros recubrimientos para fines estéticos y/o de protección. La selección del sistema de revestimiento depende de la exposición y de los requisitos específicos del proyecto. Para protección adicional contra la luz UV en áreas expuestas, utilice Sikagard®-550 Elastocolor ES.

NOTAS

Todos los datos técnicos indicados en estas Hojas de Datos de Producto están basados en ensayos de laboratorio. Las medidas reales de estos datos pueden variar debido a circunstancias más allá de nuestro control.

Hoja De Datos Del Producto
SikaWrap®-300 C
Marzo 2019, Versión 01.01
020206020010000011

RESTRICCIONES LOCALES

Tenga en cuenta que como resultado de las regulaciones locales específicas, el funcionamiento del producto puede variar de un país a otro. Por favor, consulte la Hoja de Datos de Producto local para la descripción exacta de los campos de aplicación.

ECOLOGIA, SEGURIDAD E HIGIENE

Para cualquier información referida a cuestiones de seguridad en el uso, manejo, almacenamiento y eliminación de residuos de productos químicos, los usuarios deben consultar la versión más reciente de la Hoja de Seguridad del producto, que contiene datos físicos, ecológicos, toxicológicos y demás cuestiones relacionadas con la seguridad.

REGULACIÓN (EC) Nº 1907/2006 - REACH

This product is an article as defined in article 3 of regulation (EC) No 1907/2006 (REACH). It contains no substances which are intended to be released from the article under normal or reasonably foreseeable conditions of use. A safety data sheet following article 31 of the same regulation is not needed to bring the product to the market, to transport or to use it. For safe use follow the instructions given in the product data sheet. Based on our current knowledge, this product does not contain SVHC (substances of very high concern) as listed in Annex XIV of the REACH regulation or on the candidate list published by the European Chemicals Agency in concentrations above 0,1 % (w/w)

NOTAS LEGALES

Esta información y, en particular, las recomendaciones relativas a la aplicación y uso final del producto, están dadas de buena fe, basadas en el conocimiento actual y la experiencia de Sika de los productos cuando son correctamente almacenados, manejados y aplicados, en situaciones normales, dentro de su vida útil y de acuerdo con las recomendaciones de Sika. En la práctica, las posibles diferencias en los materiales, soportes y condiciones reales en el lugar de aplicación son tales, que no se puede deducir de la información del presente documento, ni de cualquier otra recomendación escrita, ni de consejo alguno ofrecido, ninguna garantía en términos de comercialización o idoneidad para propósitos particulares, ni obligación alguna fuera de cualquier relación legal que pudiera existir. El usuario debe ensayar la conveniencia de los productos para la aplicación y la finalidad deseadas. Sika se reserva el derecho de modificar las propiedades de sus productos. Se reservan los derechos de propiedad de terceras partes. Los pedidos son aceptados en conformidad con los términos de nuestras vigentes Condiciones

BUILDING TRUST

nes Generales de Venta y Suministro. Los usuarios deben conocer y utilizar la versión última y actualizada de las Hojas de Datos de Productos, copias de las cuales se mandarán a quién las solicite.

OFICINAS CENTRALES Y FABRICA
Carretera de Fuencarral, 72
P. I. Alcobendas
Madrid 28108 - Alcobendas
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

Hoja De Datos Del Producto
SikaWrap®-300 C
Marzo 2019, Versión 01.01
020206020010000011

OFICINAS CENTRALES Y CENTRO LOGÍSTICO
C/ Aragonese, 17
P. I. Alcobendas
Madrid 28108 - Alcobendas
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

SikaWrap-300C-es-ES-(03-2019)-1-1.pdf

BUILDING TRUST

Hoja de Datos del Producto

Edición 06/01/2014

Identificación n.º 2.7.3

Versión n.º 1

SikaWrap® FX-50 C

SikaWrap® FX-50 C

Cordón de fibra de carbono para la conexión estructural y anclaje de los sistemas de refuerzo SikaWrap®

2.7.3

Descripción del Producto	SikaWrap® FX 50C es un cordón de fibra de carbono unidireccional revestido por un tubo de plástico, que sirve como conector de fibra para el anclaje de tejidos SikaWrap.
Usos	<ul style="list-style-type: none"> ■ Anclaje de los tejidos SikaWrap® de fibra de carbono y vidrio a hormigón o mampostería. ■ Conexión de los tejidos SikaWrap® de fibra de carbono y vidrio en estructuras de hormigón o mampostería. ■ Refuerzo en superficie tipo NSM
Características/Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> ■ Fibra de carbono, resistente a la corrosión, durable ■ Uso multifuncional ■ Fácil de instalar

Datos de Producto

Forma

Tipo de Fibra	Fibra de carbono
Construcción	Cordón de fibra de carbono, unidireccional, revestido por un tubo de plástico
Presentación	Rollo de 25 m en un carrete plástico

Almacenamiento

Condiciones de almacenamiento/Conservación	Ilimitado, siempre que no haya exposición a la luz solar directa (UV), en condiciones secas y a temperaturas como máximo de 50°C. Transporte solamente en el envase original, o de otra manera adecuadamente protegido contra daños mecánicos.
---	--

Datos Técnicos

Peso	≥ 50 g/m (contenido de fibra de carbono)
Sección transversal de fibra	≥ 28 mm² (basado en el contenido en fibra de carbono)
Densidad de fibra	1.82 g/cm³

Propiedades Mecánicas/ Físicas

Propiedades de la fibra seca	Valores en la dirección longitudinal de las fibras		
	Módulo de tracción	Valor mínimo	240 kN/mm²
	Resistencia a tracción	Valor mínimo	4'000 N/mm²
	Elongación a rotura	≥ 1.6 % (nominal)

Propiedades del composite	Valores en la dirección longitudinal de las fibras	
	Resina de impregnación	Sikadur®-300 o Sikadur®-52 Inyección
	Módulo Tracción	230 kN/mm²
	Resistencia a Tracción	2100 N/mm²
Información del Sistema		
Estructura del Sistema	<p>La configuración o estructura del sistema debe aplicarse como se describe, sin cambios.</p> <p>Imprimación para soporte de hormigón: Sikadur®-330 or Sikadur®-300 con Sikadur®-52 Inyección.</p> <p>Resina de impregnación: Sikadur®-300 or Sikadur®-52 Inyección.</p> <p>Tejido de refuerzo estructural: Tejido SikaWrap® de fibra de carbon o vidrio</p> <p>Para información detallada del Sikadur®-330, Sikadur®-300 o Sikadur®-52 Inyección, y los detalles de aplicación, por favor referirse a las Hojas Técnicas correspondientes y a los Métodos de Ejecución del SikaWrap® e Instalación del Cordón de fibra SikaWrap®.</p>	
Detalles de aplicación		
Consumo	<p>Impregnación de anclaje: 25 – 30 g/100 mm</p> <p>Tejido SikaWrap®: Ver la hoja técnica correspondiente</p>	
Calidad del soporte	<p>Resistencia a tracción mínima del soporte: 1.0 N/mm2 o lo que se especifique en el diseño del refuerzo.</p> <p>Para más detalles, ver el procedimiento de ejecución de la Instalación del Cordón de fibra SikaWrap® y del tejido de fibra de cabono SikaWrap®</p>	
Preparación del soporte	<p><i>Hormigón y mampostería:</i></p> <p>El soporte debe estar estructuralmente sano, libre de polvo, suciedad, hielo, agua estancada, grasas, aceites, tratamientos o revestimientos antiguos y cualquier partícula no adherida.</p> <p>El hormigón debe limpiarse y prepararse hasta obtener una superficie de poro abierto, limpia y sin contaminantes.</p> <p><i>Reparación y nivelación:</i></p> <p>Si el hormigón está carbonatado o es débil, es necesario eliminarlo y regenerar la superficie aplicando alguno de los siguientes productos:</p> <p>Materiales de reparación estructural: mortero de resina epoxy Sikadur®-41, adhesivo Sikadur®-30 o la gama (cementosa) Sika® MonoTop®</p> <p>(Ver los detalles de la aplicación y limitaciones en las Hojas Técnicas de Producto)</p> <p>Para más detalles, ver el procedimiento de ejecución de la Instalación del Cordón de fibra SikaWrap® y del tejido de fibra de cabono SikaWrap®</p>	
Instrucciones de Aplicación		
Método de Aplicación / Herramientas	<p>El SikaWrap® FX 50C puede cortarse con tijeras especiales..</p> <p>Para más detalles, ver el procedimiento de ejecución de la Instalación del Cordón de fibra SikaWrap® y del tejido de fibra de cabono SikaWrap®</p>	

Notas de Aplicación / Limitaciones	<p>Este producto solo debería ser usado por profesionales formados y experimentados.</p> <p>La aplicación de un refuerzo es intrínsecamente estructural y hay que elegir cuidadosamente aplicadores con experiencia.</p> <p>Notas y limitaciones mencionadas en el Procedimiento de Ejecución sobre la Instalación de los conectores de fibra SikaWrap® deben tenerse en cuenta.</p> <p>Los productos SikaWrap® serán recubiertos para garantizar la máxima adherencia y durabilidad de los adhesivos Sikadur® / impregnaciones / resinas de laminación.</p> <p>Para mantener y asegurar la compatibilidad del sistema completo, no intercambiar los distintos componentes del sistema.</p> <p>El sistema SikaWrap® puede/debe ser cubierto con una capa cementosa o un recubrimiento por estética o por protección. La elección del tipo de recubrimiento dependerá de los requisitos de exposición. Para protegerlo de los rayos UV utilizar Sikagard®-550 Elastocolor ES.</p> <p>Para más detalles, ver el procedimiento de ejecución de la Instalación del Cordón de fibra SikaWrap® y del tejido de fibra de carbono SikaWrap®.</p>
Nota	<p>Todos los datos técnicos indicados en estas Hojas de Datos de Producto están basados en ensayos de laboratorio. Las medidas reales de estos datos pueden variar debido a circunstancias más allá de nuestro control.</p>
Instrucciones de Seguridad e Higiene	<p>Para cualquier información referida a cuestiones de seguridad en el uso, manejo, almacenamiento y eliminación de residuos de productos químicos, los usuarios deben consultar la versión más reciente de la Hoja de Seguridad del producto, que contiene datos físicos, ecológicos, toxicológicos y demás cuestiones relacionadas con la seguridad.</p>
Notas Legales	<p>Esta información y, en particular, las recomendaciones relativas a la aplicación y uso final del producto, están dadas de buena fe, basadas en el conocimiento actual y la experiencia de Sika de los productos cuando son correctamente almacenados, manejados y aplicados, en situaciones normales, dentro de su vida útil, de acuerdo a las recomendaciones de Sika. En la práctica, las posibles diferencias en los materiales, soportes y condiciones reales en el lugar de aplicación son tales, que no se puede deducir de la información del presente documento, ni de cualquier otra recomendación escrita, ni de consejo alguno ofrecido, ninguna garantía en términos de comercialización o idoneidad para propósitos particulares, ni obligación alguna fuera de cualquier relación legal que pudiera existir. El usuario de los productos debe realizar las pruebas para comprobar su idoneidad de acuerdo al uso que se le quiere dar. Sika se reserva el derecho de cambiar las propiedades de sus productos. Los derechos de propiedad de terceras partes deben ser respetados. Todos los pedidos se aceptan de acuerdo a los términos de nuestras vigentes Condiciones Generales de Venta y Suministro. Los usuarios deben de conocer y utilizar la versión última y actualizada de las Hojas de Datos de Productos local, copia de las cuales se mandarán a quién las solicite, o también se puede conseguir en la página «www.sika.es».</p>

OFICINAS CENTRALES Y FABRICA

Madrid 28108 - Alcobendas
P.I. Alcobendas
Carretera de Fuencarral, 72
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

OFICINAS CENTRALES Y CENTRO LOGÍSTICO

Madrid 28108 - Alcobendas
P.I. Alcobendas
C/ Aragoneses, 17
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

HOJA DE DATOS DEL PRODUCTO

Sikadur®-330

IMPREGNACIÓN A BASE DE RESINA EPOXI BICOMPONENTE

DESCRIPCION DEL PRODUCTO

Sikadur®-330 es un adhesivo impregnante, a base de resina epoxi, bicomponente, tixotrópico.

USOS

Sikadur®-330 may only be used by experienced professionals.

Sikadur®-330 se usa como:

- Resina de impregnación para la aplicación de tejido de refuerzo SikaWrap® por método seco.
- Resina de imprimación para el sistema de aplicación húmedo.
- Adhesivo estructural para el pegado de laminados Sika CarboDur®, en superficies muy lisas.

CARACTERISTICAS / VENTAJAS

- Fácil mezclado y aplicación mediante llana o rodillo.
- Manufacturado para métodos de saturación manual.
- Muy buena aplicación tanto en superficies verticales, como en techos.
- Muy buena adherencia a gran variedad de soportes.
- Altas propiedades mecánicas.
- No necesita imprimación.

INFORMACION AMBIENTAL

- Conforme con LEED v4 MRc 4 (Opción 2): Optimización de productos de Construcción - Ingredientes Materiales
- Conforme con LEED v2009 IEQc 4.1: Baja Emisión de Materiales - Adhesivos y Selladores

CERTIFICADOS / NORMAS

- Avis Technique N° 3/10-669 (anula y reemplaza N° 3/07-502) Procédé 230/45-Sikadur®-330)
- Instituto de Investigación de Carreteras y Puentes (Polonia): IBDiM N° AT/2003-04-336.
- Producto de pegado estructural para la adhesión de los laminados de refuerzo según UNE EN 1504-4:2004 con declaración de prestaciones 01 02 06 04 001 0 000004 1053, con certificado de producción según el cuerpo notificador n° 0921-CPD-2054, provisto del marcado CE.

INFORMACION DEL PRODUCTO

Base Química	Resina epoxi	
Presentación	5 kg (A+B)	Lotes predosificados
Color	Componente A: pasta blanca Componente B: pasta gris Componentes A + B: pasta gris clara	
Conservación	24 meses desde su fecha de producción	

Hoja De Datos Del Producto
Sikadur®-330
Septiembre 2018, Versión 03.02
020206040010000004

Condiciones de Almacenamiento	En sus envases de origen bien cerrados y no deteriorados, en condiciones secas a temperaturas entre +5°C y +30°C. Proteger de acción directa del sol	
Densidad	1.30 ± 0.1 kg/l (componente A+B mezclados) (a +23 °C)	
Viscosidad	Velocidad: 50 /s	
	Temperatura	Viscosidad
	+10 °C	~10 000 mPas
	+23 °C	~6 000 mPas
	+35 °C	~5 000 mPas

INFORMACION TECNICA

Módulo de Elasticidad	~ 3 800 N/mm² (7 días a +23 °C)	(DIN EN 1465)												
Resistencia a Tracción	~ 30 N/mm² (7 días a +23°C)	(ISO 527)												
Módulo de Elasticidad a Tracción	~ 4 500 N/mm² (7 días a +23 °C)	(ISO 527)												
Elongación a Rotura	0.9 % (7 días a +23 °C)	(ISO 527)												
Adherencia bajo tracción	Rotura del hormigón (> 4 N/mm²) sobre soporte con chorreo de arena	(EN ISO 4624)												
Coefficiente de Expansión Térmica	4.5 × 10 ⁻⁵ 1/K (Rango de temperatura -10 °C – +40 °C)	(EN 1770)												
Temperatura de transición vítrea	<table><tr><td>Tiempo de Cura-do</td><td>Temperatura de curado</td><td>TG</td></tr><tr><td>30 días</td><td>+30 °C</td><td>+58 °C</td></tr></table>	Tiempo de Cura-do	Temperatura de curado	TG	30 días	+30 °C	+58 °C	(EN 12614)						
Tiempo de Cura-do	Temperatura de curado	TG												
30 días	+30 °C	+58 °C												
Temperatura de deflexión térmica	<table><tr><td>Tiempo de cura-do</td><td>Temperatura de curado</td><td>HDT</td></tr><tr><td>7 days</td><td>+10 °C</td><td>+36 °C</td></tr><tr><td>7 days</td><td>+23 °C</td><td>+47 °C</td></tr><tr><td>7 days</td><td>+35 °C</td><td>+53 °C</td></tr></table> <p>Resistente a exposición continua hasta +45 °C.</p>	Tiempo de cura-do	Temperatura de curado	HDT	7 days	+10 °C	+36 °C	7 days	+23 °C	+47 °C	7 days	+35 °C	+53 °C	(ASTM D 648)
Tiempo de cura-do	Temperatura de curado	HDT												
7 days	+10 °C	+36 °C												
7 days	+23 °C	+47 °C												
7 days	+35 °C	+53 °C												
Temperatura de Servicio	-40 °C a +45 °C													

INFORMACION DEL SISTEMA

Estructura del Sistema	Imprimación del soporte - Sikadur®-330. Impregnación/Resina de laminación - Sikadur®-330. Tejido de refuerzo estructural - SikaWrap® en función de la necesidad
-------------------------------	---

INFORMACION DE APLICACIÓN

Proporción de la Mezcla	Componente A : componente B = 4 : 1 en peso Cuando no se utilicen lotes completos, se deberán respetar las relaciones de mezcla pesando cada uno de los componentes.
Consumo	Ver el procedimiento de ejecución PE SikaWrap® Guía: 0.7 - 1.5 kg/m ²
Temperatura Ambiente	+10 °C min. / +35 °C max.
Punto de Rocío	Cuidado con la condensación. La temperatura durante la aplicación deberá ser al menos +3°C por encima del punto de rocío.
Temperatura del Soporte	+10 °C min. / +35 °C max.
Humedad del Soporte	< 4 % pbw

Hoja De Datos Del Producto
Sikadur®-330
Septiembre 2018, Versión 03.02
020206040010000004

Vida de la mezcla	Temperatura	Vida de la Mezcla	Tiempo abierto	(EN ISO 9514)
	+10 °C	~90 minutos (5 kg)	~90 minutos	
	+23 °C	~60 minutos (5 kg)	~60 minutos	
	+35 °C	~30 minutos (5 kg)	~30 minutos	

El tiempo de vida de mezcla empieza cuando la resina y el endurecedor se mezclan.
Es mas corto a altas temperaturas y mas largo a bajas temperaturas. Cuanta mayor cantidad se mezcle, más corto es el tiempo de vida de la mezcla.
Para conseguir mayor trabajabilidad a altas temperaturas, se podrán dividir las proporciones del adhesivo. Otro método de aplicación es enfriar (no por debajo de +5 °C) los componentes A y B antes de mezclarlos.

INSTRUCCIONES DE APLICACION

CALIDAD DEL SOPORTE

El soporte debe ser sano y con suficiente resistencia a tracción, para conseguir una adherencia mínima de 1 N/mm², o según los requerimientos de la especificación de diseño.

Ver el procedimiento de ejecución PE SikaWrap®

PREPARACION DEL SOPORTE

Ver el procedimiento de ejecución PE SikaWrap®

MEZCLADO

Lotes Predosificados:

Mezclar los componentes A y B durante al menos 3 minutos on una batidora electrica de bajas revoluciones (máx. 300 rpm) hasta que el material tenga una consistencia y un color gris uniforme. Evitar la aireación durante el mezclado.

Verter la mezcla en un recipiente limpio y batir nuevamente durante 1 minuto aprox. A baja velocidad, para mantener la mínima oclusión de aire. Mezclar solo la cantidad que se vaya a utilizar dentro del tiempo de vida de mezcla.

METODO DE APLICACIÓN / HERRAMIENTAS

Ver el procedimiento de ejecución PE SikaWrap®

LIMPIEZA DE HERRAMIENTAS

La limpieza de herramientas y los equipos de aplicación se limpiarán con Sika® Colma Limpiador, inmediatamente después de su uso. El producto una vez endurecido solo puede ser eliminado por medios mecánicos.

LIMITACIONES

Este producto solo debe ser utilizado por profesionales experimentados.

Se debe proteger el Sikadur®-330 de la lluvia durante al menos 24 horas después de la aplicación.

Asegurarse que la colocación del tejido y la laminación con el rodillo se realiza durante el tiempo abierto.

A bajas temperaturas y/o alta humedad relativa puede quedar una superficie pegajosa en la resina. Si se van a colocar capas de tejido adicional o un revestimiento, se debe eliminar este residuo para asegurarse una adecuada adherencia.

Este residuo se puede eliminar con agua. En ambos casos, la superficie se debe secar antes de la aplicación de la siguiente capa o revestimiento.

Para la aplicación en condiciones de calor o frío una precondition es que el material esté en un sitio con temperatura controlada guante las 24 horas anteriores a la aplicación, para mejorar la aplicación, mezclado y tiempo de vida de la mezcla.

Para más información sobre revestimientos, nº de capas u otras, consultar con un ingeniero estructurista los cálculos y ver el Procedimiento de Ejecución PE SikaWrap®.

Las resinas Sikadur® se formulan para tener poca fluencia bajo cargas permanentes.

Sin embargo, debido a la fluencia que presentan todos los materiales poliméricos bajo carga, las cargas de diseño a largo plazo deben de tener en cuenta este efecto. Generalmente las cargas de diseño a largo plazo deben ser menores del 20-25% de la carga de rotura del adhesivo. Por favor, consulte a un ingeniero estructurista para cálculo de cargas para su aplicación específica.

NOTAS

Todos los datos técnicos indicados en estas Hojas de Datos de Producto están basados en ensayos de laboratorio. Las medidas reales de estos datos pueden variar debido a circunstancias más allá de nuestro control.

RESTRICCIONES LOCALES

Tenga en cuenta que como resultado de las regulaciones locales específicas, el funcionamiento del producto puede variar de un país a otro. Por favor, consulte la Hoja de Datos de Producto local para la descripción exacta de los campos de aplicación.

ECOLOGIA, SEGURIDAD E HIGIENE

Para cualquier información referida a cuestiones de seguridad en el uso, manejo, almacenamiento y eliminación de residuos de productos químicos, los usuarios deben consultar la versión más reciente de la Hoja de Seguridad del producto, que contiene datos físicos, ecológicos, toxicológicos y demás cuestiones relacionadas con la seguridad.

NOTAS LEGALES

Esta información y, en particular, las recomendaciones relativas a la aplicación y uso final del producto, están dadas de buena fe, basadas en el conocimiento actual y la experiencia de Sika de los productos cuando son correctamente almacenados, manejados y aplicados, en situaciones normales, dentro de su vida útil y de acuerdo con las recomendaciones de Sika. En la práctica, las posibles diferencias en los materiales, soportes y condiciones reales en el lugar de aplicación son tales, que no se puede deducir de la información del presente documento, ni de cualquier otra recomendación escrita, ni de consejo alguno ofrecido, ninguna garantía en términos de comercialización o idoneidad para propósitos particulares, ni obligación alguna fuera de cualquier relación legal que pudiera existir. El usuario debe ensayar la conveniencia de los productos para la aplicación y la finalidad deseadas. Sika se reserva el derecho de modificar las propiedades de sus productos. Se reservan los derechos de propiedad de terceras partes. Los pedidos son aceptados en conformidad con los términos de nuestras vigentes Condiciones Generales de Venta y Suministro. Los usuarios deben conocer y utilizar la versión última y actualizada de las Hojas de Datos de Productos, copias de las cuales se mandarán a quién las solicite.

OFICINAS CENTRALES Y FABRICA

Carretera de Fuencarral, 72
P. I. Alcobendas
Madrid 28108 - Alcobendas
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

OFICINAS CENTRALES Y CENTRO LOGÍSTICO

C/ Aragoneses, 17
P. I. Alcobendas
Madrid 28108 - Alcobendas
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

Directo y autorizado en el momento
de inscripción en el Registro

RESPONSIBLE CARE
El fabricante de este producto garantiza
con el Slogan de Responsabilidad

Hoja De Datos Del Producto
Sikadur®-330
Septiembre 2018, Versión 03.02
020206040010000004

Sikadur-330-es-ES-(09-2018)-3-2.pdf

BUILDING TRUST

BUILDING TRUST

HOJA DE DATOS DEL PRODUCTO

Sikadur®-52 Injection LP

RESINA DE INYECCIÓN DE BAJA VISCOSIDAD

DESCRIPCION DEL PRODUCTO

Sikadur®-52 Injection LP es un producto líquido de baja viscosidad para inyecciones, a base de resinas epoxi de altas resistencias, de dos componentes, sin disolventes.

USOS

Resina de inyección con buena adherencia a hormigón, mortero, piedra, acero y madera. Sikadur®-52 Injection LP se usa para rellenar y sellar huecos y fisuras en estructuras tales como puentes y otro tipo de construcciones civiles e industriales incluyendo pilares, vigas, cimentaciones, muros, soleras y depósitos.

No sólo forma una barrera efectiva frente a las filtraciones de agua y el avance de la corrosión, también pega o une las secciones de hormigón existentes.

CARACTERISTICAS / VENTAJAS

- No contiene disolventes.
- Se puede utilizar sobre soporte seco o húmedo.
- Utilizable a bajas temperaturas.
- Endurece sin retracción.
- Altas resistencias mecánicas y de adhesión
- Duro pero no frágil.
- Muy baja viscosidad.
- Inyectable con bombas monocomponeentes.

INFORMACION DEL PRODUCTO

Base Química	Resina epoxi modificada de dos componentes libre de disolventes.	
Presentación	Lotes de 1 kg.	
Color	Comp. A: Transparente Comp. B: Marrón Comp. A+B mezclados: Amarillo transparente	
Conservación	24 meses desde su fecha de fabricación	
Condiciones de Almacenamiento	Se almacenarán en sus envases de origen bien cerrados y no deteriorados, en un lugar seco y a temperaturas comprendidas entre +5°C y +30°C.	
Densidad	Comp. A: 1,1 kg/l. (a +20°C). Comp. B: 1,0 kg/l (a +20°C) Comp. A+B mezclados (2:1) 1,1 kg/l (a +20°C)	
Viscosidad	Temperatura	Comp A + B mezclados (2:1)
	+ 10 °C	-
	+ 20 °C	≈ 330 mPa
	+ 30 °C	≈ 150 mPa
	+ 40 °C	≈ 95 mPa

Hoja De Datos Del Producto
Sikadur®-52 Injection LP
Octubre 2019, Versión 01.01
020707030010000051

INFORMACION TECNICA

Resistencia a Compresión	34 N/mm ² (tras 7 días a +23°C)	(Conforme con ASTM D695-96)
Resistencia a Flexión	41 N/mm ² (Tras 7 días a +23°C)	(Conforme con DIN 53452)
Resistencia a Tracción	24 N/mm ² (Tras 7 días a 23°C)	(Conforme con ISO 527)
Módulo de Elasticidad a Tracción	1100 N/mm ² (Tras 7 días a 23°C)	(Conforme con DIN 53 452)
Adherencia bajo tracción	Adherencia al hormigón según DafStb-Richtlinie, part 3	>4 N/mm ² (rotura del hormigón) - (Tras 7 días a +23°C)
Coefficiente de Expansión Térmica	94 x 10 ⁻⁶ / °C (de -20°C a +40°C)	(Conforme con EN ISO 1770)

INFORMACION DE APLICACIÓN

Proporción de la Mezcla	Proporción de mezcla A : B = 2:1 partes por peso y por volumen	
Consumo	1 kg de Sikadur®-52 Injection LP equivale a 1 l de resina de inyección.	
Temperatura del Soporte	Mín. +5°C /max. +30°C	
Humedad del Soporte	Seco o húmedo (superficie saturada de agua: no encharcada).	
Vida de la mezcla	Temperaturas	Tiempo abierto (1 kg de mezcla)
	+ 5 °C	-
	+ 10 °C	-
	+ 20 °C	≈ 70 minutos
	+ 30 °C	≈ 30 minutos
	+ 40 °C	≈ 10 minutos

INSTRUCCIONES DE APLICACION

CALIDAD DEL SOPORTE

Requisitos:

Sano, limpio libre de aceites y grasas, pinturas y tratamientos superficiales antiguos etc.

Pre-tratamiento para una buena adhesión:

Hormigón, mortero, piedra deben ser tratados mediante chorro de agua a presión o medios mecánicos tales como lijado o repicado. Se deben limpiar las fisuras para eliminar el polvo mediante un compresor de aire.

MEZCLADO

Añadir todo el componente B al componente A. Mezclar con batidora eléctrica de bajas revoluciones (max. 250 rpm) durante al menos 3 minutos hasta. Evitar la entrada de aire.

METODO DE APLICACIÓN / HERRAMIENTAS

Fisuras en planos horizontales:

Saturar la fisura aplicando el producto mediante rodillo en varias pasadas o por vertido entre dos «barre-ras» hechas con Sikaflex®. Las fisuras pasantes en sole-ras se deben sellar por la cara inferior con Sikadur®-31

mortero epoxi o morteros cementosos Sika®.

Fisuras en planos verticales:

Sikadur®-52 Injection LP puede ser inyectado bajo presión en fisuras usando una bomba de inyección mono-componente, por ejemplo Aliva AL-1200 o AL-1250. Los inyectores se deben colocar a una distancia de 25 cm y se debe obturar superficialmente la fisura entre tramos de inyectores con Sikadur®-31 para evitar la pérdida de resina durante el proceso de inyección. Las fisuras verticales deben ser inyectadas de abajo a arriba. Tan pronto como la resina rezuma por el siguiente inyector, el primero se debe sellar y continuar el proceso de inyección desde el siguiente. Después de completar el proceso de inyección, los inyectores y el material de sellado se pueden eliminar.

LIMPIEZA DE HERRAMIENTAS

Limpiar las herramientas y el equipo de aplicación con Sika® Colma Limpiador inmediatamente después de su uso. El producto endurecido/curado sólo puede ser eliminado por medios mecánicos.

LIMITACIONES

Máximo ancho de fisuras que pueden ser inyectadas: 5 mm.

Hoja De Datos Del Producto
Sikadur®-52 Injection LP
Octubre 2019, Versión 01.01
020707030010000051

Sikadur®-52 Injection LP es apropiado para soportes húmedos o secos pero no es aplicables en presencia de agua.

NOTAS

Todos los datos técnicos indicados en estas Hojas de Datos de Producto están basados en ensayos de laboratorio. Las medidas reales de estos datos pueden variar debido a circunstancias más allá de nuestro control.

RESTRICCIONES LOCALES

Tenga en cuenta que como resultado de las regulaciones locales específicas, el funcionamiento del producto puede variar de un país a otro. Por favor, consulte la Hoja de Datos de Producto local para la descripción exacta de los campos de aplicación.

ECOLOGIA, SEGURIDAD E HIGIENE

Para cualquier información referida a cuestiones de seguridad en el uso, manejo, almacenamiento y eliminación de residuos de productos químicos, los usuarios deben consultar la versión más reciente de la Hoja de Seguridad del producto, que contiene datos físicos, ecológicos, toxicológicos y demás cuestiones relacionadas con la seguridad.

NOTAS LEGALES

Esta información y, en particular, las recomendaciones relativas a la aplicación y uso final del producto, están dadas de buena fe, basadas en el conocimiento actual y la experiencia de Sika de los productos cuando son correctamente almacenados, manejados y aplicados, en situaciones normales, dentro de su vida útil y de acuerdo con las recomendaciones de Sika. En la práctica, las posibles diferencias en los materiales, soportes y condiciones reales en el lugar de aplicación son tales, que no se puede deducir de la información del presente documento, ni de cualquier otra recomendación escrita, ni de consejo alguno ofrecido, ninguna garantía en términos de comercialización o idoneidad para propósitos particulares, ni obligación alguna fuera de cualquier relación legal que pudiera existir. El usuario debe ensayar la conveniencia de los productos para la aplicación y la finalidad deseadas. Sika se reserva el derecho de modificar las propiedades de sus productos. Se reservan los derechos de propiedad de terceras partes. Los pedidos son aceptados en conformidad con los términos de nuestras vigentes Condiciones Generales de Venta y Suministro. Los usuarios deben conocer y utilizar la versión última y actualizada de las Hojas de Datos de Productos, copias de las cuales se mandarán a quién las solicite.

OFICINAS CENTRALES Y FABRICA

Carretera de Fuencarral, 72
P. I. Alcobendas
Madrid 28108 - Alcobendas
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

OFICINAS CENTRALES Y CENTRO

LOGÍSTICO
C/ Aragoneses, 17
P. I. Alcobendas
Madrid 28108 - Alcobendas
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

Hoja De Datos Del Producto
Sikadur®-52 Injection LP
Octubre 2019, Versión 01.01
020707030010000051

Sikadur-52InjectionLP-es-ES-(10-2019)-1-1.pdf