UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

Escuela Técnica Superior de Edificación de Madrid

TESIS DOCTORAL

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO A
COMPRESIÓN DE PROBETAS DE HORMIGÓN DE
RESISTENCIAS BAJAS Y MEDIAS CONFINADAS CON
TEJIDOS DE FIBRAS DE CARBONO Y CON DEFECTOS
MUY IMPORTANTES DE EJECUCIÓN**

JOSÉ ÁNGEL PIÑERO DÍAZ

MADRID, 2016

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

Escuela Técnica Superior de Edificación de Madrid

TESIS DOCTORAL

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO A
COMPRESIÓN DE PROBETAS DE HORMIGÓN DE
RESISTENCIAS BAJAS Y MEDIAS CONFINADAS CON
TEJIDOS DE FIBRAS DE CARBONO Y CON DEFECTOS
MUY IMPORTANTES DE EJECUCIÓN**

Directores:

Dr. Alfonso Cobo Escamilla

Dr. Manuel Fernández Cánovas

JOSÉ ÁNGEL PIÑERO DÍAZ

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE EDIFICACIÓN

Tribunal nombrado por el excelentísimo y magnífico Sr. Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, el día de de 2016

Presidente D.

Vocal D.

Vocal D.

Vocal D.

Secretario D.

Realizado el acta de defensa y lectura de la Tesis el día de de 2016 en la Escuela Técnica Superior de Edificación.

Acuerdan otorgarle la clasificación de: _____

Madrid, de de 2016

PRESIDENTE/A

SECRETARIO/A

VOCALES

A mi esposa y mis hijas
por el tiempo que no he
podido dedicarles a ellas.

ÍNDICE

<i>Agradecimientos</i>	VI
<i>Resumen</i>	VIII
<i>Abstract</i>	IX
1. ESTADO ACTUAL DE LOS CONOCIMIENTOS	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. REFUERZO DE ESTRUCTURAS	6
1.2.1. Generalidades.....	6
1.2.2. Tipos de refuerzo	7
1.2.3. Ventajas e inconvenientes de distintos tipos de refuerzo.....	10
1.3. REFUERZO DE ESTRUCTURAS CON FRP	11
1.3.1. Introducción.....	11
1.3.2. Límites del refuerzo	12
1.3.3. Evolución histórica.....	12
1.3.4. Productos FRP disponibles en el mercado	13
1.3.5. Tipos de fibras	15
1.3.6. Fibras de carbono	17
1.3.7. Resinas.....	19
1.3.8. Recubrimientos protectores	20
1.4. PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SISTEMAS FRP	21
1.4.1. Densidad.....	21
1.4.2. Coeficiente de dilatación térmica.....	22
1.4.3. Efecto de las altas temperaturas.....	22
1.4.4. Protección frente al fuego	23
1.4.5. Temperatura máxima de servicio.....	23
1.5. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SISTEMAS FRP.....	24
1.5.1. Comportamiento a tracción	24
1.5.2. Comportamiento a compresión.....	26
1.5.3. Fluencia	26
1.5.4. Fatiga	27
1.5.5. Resistencia mínima de la base de hormigón	29
1.5.6. Durabilidad.....	30
1.6. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL HORMIGÓN CONFINADO	30
1.6.1. Introducción.....	30
1.6.2. Hormigón confinado con FRP	33
1.6.3. Formulación para probetas cilíndricas	35
1.7. DISEÑO DE PILARES CONFINADOS CON FRP	40
1.7.1. Elementos sometidos a compresión	40
1.7.1.1. Secciones circulares	44
1.7.1.2. Secciones no circulares	44
1.7.1.3. Consideraciones útiles	45
1.7.2. Elementos sometidos a compresión y a flexión.....	46
1.7.3. Incremento de la ductilidad.....	47
2. OBJETIVOS	49

3.	HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS. INFLUENCIA DE LOS DEFECTOS DE EJECUCIÓN	50
3.1	TRABAJO EXPERIMENTAL REALIZADO.....	50
3.1.1.	<i>Materiales empleados.....</i>	<i>50</i>
3.1.1.1.	Masilla de nivelación.....	50
3.1.1.2.	Imprimador o tapaporos.....	51
3.1.1.3.	Adhesivo o resina epoxi	51
3.1.1.4.	Láminas tejidas de fibra de carbono	52
3.1.1.5.	Características del compuesto REPLARK.....	52
3.1.2.	<i>Fabricación de probetas.....</i>	<i>55</i>
3.2.	RESULTADOS OBTENIDOS	63
3.3.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	70
4.	ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO A COMPRESIÓN DE PROBETAS DE HORMIGÓN DE RESISTENCIAS BAJAS Y MEDIAS CONFINADAS CON TEJIDOS DE FIBRAS DE CARBONO Y CON DEFECTOS MUY IMPORTANTES DE EJECUCIÓN	78
4.1.	INTRODUCCIÓN	78
4.2.	METODOLOGÍA.....	80
4.3.	RESULTADOS.....	83
4.4.	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN	86
4.4.1.	<i>Ciclos iniciales de carga. Comportamiento del hormigón C1.....</i>	<i>86</i>
4.4.2.	<i>Ciclos iniciales de carga. Comportamiento de los hormigones C2 y C3.....</i>	<i>88</i>
4.4.3.	<i>Ciclos iniciales de carga. Comparación entre la rigidez de los tres hormigones.....</i>	<i>90</i>
4.4.4.	<i>Valores medios de la tensión de rotura de todas las probetas ensayadas.....</i>	<i>91</i>
5.	CONCLUSIONES.....	93
6.	FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	97
7.	BIBLIOGRAFÍA	98
8.	ANEXOS	114
8.1.	ANEXO A: REPLARK MM2	114
8.2.	ANEXO B: REPLARK MM2	116
8.3.	ANEXO C: REPLARK MM2	118
8.4.	ANEXO D: REPLARK MM2.....	120
8.5.	ANEXO E: DEFORMACIÓN AXIAL Y DIAMETRAL , MÓDULO DE ELASTICIDAD Y COEFICIENTE DE POISSON.....	122
8.6.	ANEXO F: COMPARACIÓN ENTRE LAS TRES ETAPAS POR TIPO DE HORMIGÓN.....	140
8.7.	ANEXO G: COMPARACIÓN ENTRE LAS TRES ETAPAS POR REFUERZO.....	143

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quisiera dar las gracias de manera muy especial mis directores de tesis, por haber hecho posible que esta tesis exista.

A Alfonso Cobo y Manuel Fernández Cánovas, sin los cuales esta tesis no habría visto la luz. Por su apoyo incondicional, por su tiempo, por su paciencia conmigo, por la confianza depositada desde el primer día y por creer en el proyecto más que nadie.

En otro orden de cosas, quisiera agradecer a todas las personas, empresas e instituciones que han posibilitado la realización de esta tesis:

A la Escuela Técnica Superior de Edificación por darme la oportunidad de proseguir con mis estudios de Doctorado después de obtener el Título de Arquitecto Técnico y permitirnos utilizar el Laboratorio de Materiales.

A la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, por apoyarnos en la elaboración de los ensayos, cedernos su tiempo, su Laboratorio de Materiales y permitirme aprender tanto.

A la empresa Drizoro, que aportó el material para poder llevar a cabo los ensayos.

No quisiera olvidar el enorme agradecimiento que les debo a mis padres, que me han enseñado desde niño que la perseverancia y el esfuerzo son el único camino para lograr los objetivos.

A mi madre que dedicó toda su vida a hacer feliz a su familia.

Por último quiero dedicar este trabajo a mi mujer y mis hijas, sin las cuales ni esta tesis, ni ningún trabajo tendría sentido.

Existen numerosos y amplios estudios sobre el comportamiento de probetas de hormigón confinado con fibras de carbono.

Sin embargo hay muy pocos que realicen los ensayos con probetas de hormigón de resistencias medias y bajas. No hemos encontrado ninguno en el que se valore la posibilidad de una mala ejecución del refuerzo.

En este trabajo se ha realizado un estudio experimental con probetas de hormigón de resistencias medias y bajas, confinado con fibras de carbono simulando defectos de ejecución.

Las probetas se han reforzado pegando previamente unas láminas de plástico verticales, en el 50% del perímetro, para impedir el contacto directo entre el compuesto y la probeta, simulando defectos en la ejecución del refuerzo. Se han dispuesto también otras probetas, con el refuerzo en el 100% del perímetro y sin reforzar, para efectuar la comparación.

Se realiza una primera parte de los ensayos de rotura a compresión, para establecer una comparativa entre la formulación propuesta por otros autores, hasta el momento y los resultados arrojados por el estudio experimental.

Posteriormente, en una segunda parte de los ensayos, se realizan tres ciclos de carga y descarga con las probetas confinadas y sin confinar hasta llegar al 40% de la carga de rotura de la probeta reforzada y se miden deformaciones longitudinales y transversales. Con dichos datos se elaboran las gráficas de tensión-deformación, con las que se obtienen los módulos de elasticidad longitudinal tangente y secante, así como el coeficiente de Poisson.

Finalmente se realizan distintas comparativas:

Aumento de resistencia entre los tres tipos de probetas: Sin reforzar; reforzadas con el contacto entre el refuerzo y la probeta en el 50% del perímetro y en el 100%.

También se comparan las distintas rigideces de las probetas y la variación de las mismas en los ensayos de carga y descarga, tanto por tipo de hormigón como por tipo de refuerzo.

ABSTRACT

This behaviour of low- and medium-strength concrete specimens confined with carbon fibre-reinforced polymer (CFRP) was analysed in three loading cycles. In some cases, stress levels were achieved that produced internal microcracks, which allowed residual rigidity and the behaviour of completely microcracked concrete specimens to be studied. The specimens were subsequently tested to compression to the fracture point. Specimens reinforced in accordance with no manufacturing defects (100% CFRP reinforcement) and major manufacturing defects (50% CFRP reinforcement) were assessed for effectiveness and behaviour of the confined elements in less than ideal conditions. Results show that confinement was higher in low- resistance concretes, that the behaviour of reinforced specimens was unaffected by defective implementation conditions and that the reinforced specimens were less rigid than the non-reinforced specimens when tested up to 40% of ultimate fracture strength.

1.1. INTRODUCCIÓN

Si las estructuras existentes se proyectan, calculan y ejecutan teóricamente bien no deben precisar ningún tipo de refuerzo en su vida útil de servicio. Únicamente necesitarán un mantenimiento a lo largo del tiempo para prevenir posibles patologías. La implantación de la calidad en la construcción ha conseguido que las edificaciones obtengan un índice de defectos constructivos dada vez menor.

Sin embargo, nos encontramos con relativa frecuencia que estructuras ya construidas o en fase de construcción tienen problemas estructurales.

El rápido deterioro de las estructuras de hormigón existentes está llegando a ser un problema importante que ha conducido al desarrollo de nuevos materiales de construcción. La mayoría de trabajos de rehabilitación consiste en reparar viejas estructuras deterioradas, estructuras dañadas por sismos y desastres naturales; y reforzar estructuras para soportar futuros sismos o para aumentar su capacidad de carga. Los métodos de refuerzo tradicional, tales como, postensado externo y refuerzo con placas de acero, han sido un concepto de reparación en los últimos 20 años, sin embargo, frecuentemente tienen desventajas inherentes. La corrosión del acero y su elevado coste de manipulación y colocación constituyen las principales desventajas.

El refuerzo mediante el empleo de polímeros armados con fibras (FRP), en un principio debido a los altos costes de fabricación y comercialización hicieron que su aplicación se dirigiera principalmente a mercados donde el empleo de las altas tecnologías formaba parte del valor añadido del producto. Debido a su creciente uso y el avance en su fabricación, se han abaratado los costes haciendo posible su implantación comercial en la obra civil y en edificación.

Su empleo en refuerzos de elementos a compresión ha sido sometido a numerosos estudios, variando los tipos de probetas, tamaños, resistencias del hormigón, formas, etc.

De hecho se entiende bastante bien el proceso por el cual la resistencia del hormigón aumenta, si bien no es tan fácil cuantificar dicho aumento. Precisamente por eso es necesario el estudio experimental con probetas para justificar los datos obtenidos.

En los últimos años se han llevado a cabo numerosos estudios sobre piezas de hormigón reforzadas con fibras de carbono. Esta técnica ha ganado aceptación entre los ingenieros y se han elaborado algunos códigos de diseño como el Código Canadiense, el Código Japonés y el Código ACI americano.

Del mismo modo, los avances en la tecnología de los compuestos avanzados han conducido al desarrollo de los, anteriormente mencionados, compuestos de polímero reforzado con fibra (FRP) que superan las propiedades de resistencia y fatiga del acero (ACI, 2007; Seible y Karbhari, 1996). Estos materiales han sido utilizados exitosamente en muchas industrias, tales como, aeroespacial, automóvil, construcción naval, entre otros. Sin embargo, la comunidad de ingeniería civil sólo recientemente ha comenzado a reconocer sus ventajas, lo que se evidencia por el gran número de publicaciones y el creciente número de conferencias sobre el tema (Neale y Laboussière, 1992 et al., 1998) y por los esfuerzos que están dedicando al desarrollo de normas en muchos países.

En la actualidad, se consideran varios tipos de materiales FRP para reparar o reajustar estructuras de hormigón, entre los cuales figuran los polímeros reforzados con fibra de vidrio (GFRP), polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP) y polímeros reforzados con fibra de aramida (AFRP).

Los FRP pueden usarse para confinar columnas de hormigón obteniendo un incremento en la resistencia a compresión y ductilidad (Katsumata et al., 1988; Priestley et al., 1992; Saadatmanesh y Ehsani, 1994 y 1996; Larralde, 1997; Mirmiran y Shahawy, 1996 y 1997; Karbhari y Gao, 1997; Di Tomasso y Ghinelli, 1998; Toutanji, 1999; Saafi et al., 1999; Xiao y Wu 2000), así como una mejora en la durabilidad respecto a los materiales convencionales. Su uso como refuerzo en estructuras de hormigón, tales como columnas, ha ganado popularidad en Europa, Japón y EE.UU. (Katsumata y Kimura, 1990; Kasei, 1993; Picher et al., 1996).

Asimismo, debido a su alta relación resistencia-peso y rigidez-peso, resistencia a corrosión, resistencia a la degradación ambiental y adaptabilidad, presenta una opción atractiva como estrategia de refuerzo alternativo y extremadamente eficiente, en casos del

uso del FRP de carbono, como inicialmente se demostró en Japón (Katsumata et al., 1988; Katsumata y Kimura, 1990; Hasegawa et al., 1992).

El método ha sido desde entonces estudiado experimentalmente, usando una variedad de tipos de fibras y técnicas de fabricación, para aplicaciones como redimensionamiento sísmico y reparación de elementos estructurales degradados o deteriorados (Fardis y Khalili, 1981, 1982; Priestley et al., 1992; Karbhari y Eckel, 1994; Harmon y Slattery, 1992; Watson 1994; Saadatmanesh et al., 1996; Seible y Karbhari, 1996).

En elementos bajo compresión axial, se ha utilizado la acción del confinamiento del encamisado por FRP mediante la restricción pasiva de la dilatación del hormigón para aumentar la capacidad de carga y deformación. El encamisado de FRP aplicado externamente coloca al hormigón bajo un estado de compresión hidrostático o triaxial, el cual incrementa la resistencia.

Se ha realizado mucha investigación teórica y experimental sobre la resistencia y deformación longitudinal en rotura del hormigón confinado por presión hidrostática. Sin embargo, en la mayoría de los casos, la aplicabilidad de las expresiones propuestas, basadas en el refuerzo de acero lateral, a los compuestos FRP es limitada debido a la inherente anisotropía en el encamisado, resultando generalmente pobre la comparación entre los resultados experimentales y las predicciones, especialmente los relacionados con la respuesta de deformación (Karbhari y Gao, 1997) y en muchos casos sobrestima las resistencias conduciendo a un diseño inseguro (Mirmiran y Shahawy, 1997).

Diversos sistemas de encamisado han sido desarrollados y validados en condiciones de laboratorio y campo (Matsuda et al., 1993; Priestley y Seible, 1991; Seible y Priestley, 1993; Xiao et al., 1996; Xiao y Ma, 1997). Así por ejemplo, en EE.UU. se han empleado en pilares de puentes, muros vigas y losas (Nanni y Gold, 1998; Karbhari y Seible, 1999).

En Canadá en pilares de edificios, puentes, y vigas (Neale y Labossière, 1998; Rizkalla y Labossière, 1999); en Japón en losas de puente, túneles, refinerías de petróleo, edificios, chimeneas, estructuras marinas, muros de contención y cimentaciones (Nanni, 1995; Emmons et al., 1998; Shehata et al., 1998; Fukujama, 1999); y en Europa en edificios

residenciales, pilares de puentes y viaductos en carreteras; y vigas de puentes de carreteras (Nanni, 1997; Burgoyne, 1999; Taerwe y Matiz, 1999), entre otros.

A pesar de las aplicaciones exitosas de los sistemas de encamisado FRP en modelos de laboratorio, prototipos y aplicaciones in situ, la investigación sobre el mecanismo de interacción entre el encamisado FRP y el hormigón confinado aún es limitada (Picher et al., 1996; Hosotani et al., 1996; Mirmiran y Shahawy, 1997).

Por otro lado, dada la extensión del uso de los FRP en EE.UU., Europa y Japón, el Comité ACI 440 F tiene desarrollado un documento (ACI, 2008) que trata de las recomendaciones de diseño y técnicas de construcción para el uso de FRP como refuerzo de hormigón (ACI Comité 440, 2008).

La Revisión bibliográfica permite establecer que se han realizado estudios sobre hormigón confinado con fibras de carbono y vidrio en probetas cilíndricas de 50 x 100 mm (Harmon et al., 1995; Harmon et al., 1998); 75 x 152 mm (Larralde, 1997); 76 x 305 mm (Toutanji, 1999); 100 x 200 mm (Miyachi et al., 1997); 150 x 300 mm (Nanni et al., 1994; Picher et al., 1996; Mirmiran y Shahawy, 1997; Di Tomasso y Ghinelli, 1998; Xiao y Wu, 2000); y 152.4 x 435 mm (Saafi⁶¹ et al., 1999).

En la mayoría de los casos, las resistencias de los hormigones estudiados oscilan entre 15 y 50 MPa (Toutanji, 1999; Picher et al., 1996; Nanni et al., 1994; Miyachi et al., 1997; Mirmiran y Shahawy, 1997; Larralde, 1997; Di Tomasso y Ghinelli, 1998; Saafi et al., 1999; Xiao y Wu, 2000) y las probetas fueron confinadas con 2 y/o 3 capas de fibra de carbono y /o vidrio. Además, existe información de probetas de hormigón confinadas con fibra de vidrio con hasta 14 capas (Mirmiran y Shahawy, 1997). La mayoría de estos estudios se hicieron en probetas de 150 x 300 mm (Picher et al., 1996; Nanni et al., 1994; Mirmiran y Shahawy, 1997; Di Tomasso y Ghinelli, 1998; Xiao y Wu 2000).

Existe además información experimental de probetas de hormigón confinadas con fibra de vidrio y carbono, en hormigones de alta resistencia del orden de los 60 MPa (Harmon et al., 1995; Harmon et al., 1998) pero en probetas de 50 x 100 mm.

Por otro lado, existen modelos analíticos que confirman el incremento de resistencia y ductilidad de probetas cilíndricas de hormigón cuando son confinadas con FRP (Fardis y Khalili, 1982; Karbhari y Eckel, 1993; Cusson y Paultre, 1995; Miyauchi et al., 1997; Mirmiran, 1996; Larralde, 1997; Karbhari y Gao, 1997; Saafi⁶¹ et al., 1999). El análisis de estos resultados permite establecer que existe un comportamiento diferente de confinamiento en hormigones de baja y alta resistencia, siendo más notable el efecto de confinamiento en los de baja resistencia. Varios investigadores han empleado algunas de las expresiones propuestas en la literatura con variado éxito, sin embargo, coinciden en encontrar tendencias similares.

Investigadores españoles han desarrollado trabajos de investigación sobre el refuerzo de hormigón con polímeros reforzados como Carlos Máximo Aire Untiveros (2002), con numerosas probetas de distinta resistencia y refuerzos con otras fibras. Alejandro Alarcón López (2002) en su estudio teórico-experimental sobre la reparación y el refuerzo de puentes de dovelas con fibras de carbono, pone de manifiesto el refuerzo con FRP a flexión. También en esta línea de investigación Elena Días Heredia valora las diferentes variables en el estudio a flexión. A cortante también se han desarrollado investigaciones con FRP, a destacar el trabajo de Guillermo Landa Avilés (2002),

Pedro Galvín Barrera (2002) analiza los modelos teóricos de predicción a compresión de las probetas a compresión utilizando el software Matlab, y compara los resultados con el trabajo experimental.

En el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Ana de Diego Villalón y Angel Arteaga Iriarte analizan el confinamiento con FRP de pilares de hormigón armado sometidos a compresión simple.

María Dolores Pulido y Juan Sobrino Almunia (2003), han analizado los criterios de diseño para el refuerzo de estructuras con materiales compuesto con fibra de carbono, a partir de casos prácticos.

1.2. REFUERZO DE ESTRUCTURAS

1.2.1. Generalidades

Las distintas técnicas de refuerzo existentes pretenden eliminar los problemas estructurales motivados por diversas causas, algunas de las cuales se producen:

En fase de ejecución:

1. Errores producidos en el proyecto de la estructura: Errores de cálculo; uso de hormigones de resistencia no adecuada.
2. Errores producidos durante la ejecución de la estructura: Armadura insuficiente o mal situada.
3. Cambio de la normativa existente por dilatarse en el tiempo la ejecución de la obra: Obtención de nuevos permisos por exigencias de la construcción que derivan en un re cálculo, que adaptado a la normativa vigente exige nuevas actuaciones.

Después de terminar:

4. Aparición de mayores sobrecargas como consecuencia de un cambio de uso: aumento de sobrecargas sobre pisos, elevación de nuevas plantas; eliminación de algún pilar o muro de carga; instalación de maquinaria no prevista (transformadores, maquinaria de ascensores, etc.) ; apertura de huecos en forjados, etc.
5. Disminución de la resistencia de algún elemento estructural como consecuencia de acciones de tipo accidental que hayan podido dañar la estructura: Incendios, existencia de nivel freático que favorece la corrosión y disminuye la resistencia del firme.
6. Problemas patológicos: Envejecimiento de los materiales y disminución de sus características resistentes; corrosión de armaduras, etc.

7. Mejora de las condiciones de servicio: Reducción de flechas y de deformaciones; reducción de tensiones en las armaduras; eliminación de fisuras, etc.

1.2.2. Tipos de refuerzo

Existen dos tipos de refuerzos: refuerzos activos y refuerzos pasivos.

Los refuerzos activos son aquellos que entran en carga sin necesidad de descargar los antiguos. Se emplean sobre todo en elementos a flexión como las vigas. Permite eliminar deformaciones existentes y tensiones redistribuyendo solicitaciones de unos puntos a otros de la estructura.

Los refuerzos pasivos son los que entran en carga cuando la estructura sigue deformándose después de ejecutado el refuerzo. Son más sencillos de construir y su eficacia aumenta a medida que se descarga la estructura, antes de ejecutar el refuerzo. Se suelen utilizar cuando el elemento estructural está lejos de su agotamiento.

Los refuerzos pasivos pueden realizarse mediante elementos metálicos o recrecidos de hormigón, que pueden envolver o no a las armaduras. La experiencia demuestra que presentan un mejor comportamiento los efectuados con recrecidos de hormigón.

Los refuerzos más comunes son los que se realizan a flexión, compresión y cortante. Para cada uno de ellos existen técnicas especializadas en función del grado de actuación y refuerzo que se precise.

En el caso de elementos a compresión, las tres soluciones habituales son:

El **encamisado** es una técnica de refuerzo pasivo consistente en envolver el soporte original con una camisa de acero u hormigón capaz de entrar en carga cuando el elemento original al que está adherido el refuerzo continúa deformándose, bien debido a las deformaciones por fluencia o bien debido al agotamiento del elemento original. La movilización de la contribución del refuerzo se haría a partir del estado de tensiones tangenciales generadas en el perímetro de contacto entre el elemento original y el

encamisado de refuerzo. Existen dos sistemas de actuación: mediante chapas de acero pegadas y mediante hormigón, las cuales se describen detalladamente a continuación

1. En el caso de refuerzo mediante *chapas de acero pegadas*, el refuerzo consiste en general en un forro de chapa aplicado a las cuatro caras del soporte, a cuyas caras se adhiere mediante un sistema epoxi, aplicado previamente o inyectado posteriormente. La inyección posterior presenta la ventaja de que el proceso de soldadura del forro de chapa de acero no dañaría la resina y en consecuencia no se debilitaría el pegado. El inconveniente fundamental de este tipo de refuerzo es que se precisan configuraciones especiales para que el refuerzo pueda entrar en carga antes de la sección crítica, que condiciona su necesidad a la vez que se precisa resolver los pasos por los diferentes forjados si se trata de reforzar varios tramos de un pilar de un edificio. Por otro lado, presenta las ventajas de que, en general, supone por sí solo un reducido incremento de las dimensiones transversales del soporte, aunque la necesidad de efectuar protecciones contra el fuego podría eliminar tal ventaja.
2. Los refuerzos mediante *hormigón* son, en general, idóneos para elementos en compresión centrada o excéntrica, siendo el tipo más común el encamisado mediante una corona de hormigón, que incorpora nueva armadura, la cual permite dar continuidad al soporte y conectar, elásticamente, el nuevo elemento con los elementos horizontales. En general estos tipos de refuerzo por sus dimensiones prácticas permiten anular la contribución resistente del elemento original, el cual, mediante fluencia, podría transmitir incluso parte de la carga que inicialmente tuviese, a la corona del encamisado de refuerzo. Requiere, ser cimentado en los casos en los que la transmisión al elemento inferior no es posible por tratarse del tramo adyacente a la cimentación, y estudiar la transferencia en el caso de tramos de pilar intermedios.

El segundo sistema utilizado es el **zunchado**. Éste es un método de refuerzo pasivo basado en la mejora en ductilidad y resistencia a compresión que experimenta el hormigón cuando se coarta su deformación transversal. En los refuerzos de pilares se

confina el hormigón del pilar existente mediante chapas metálicas cilíndricas o paralelepípedas, relleno el espacio interior con un material sin retracción para garantizar que se producirán los efectos beneficiosos del zunchado. Otro método de zunchado consiste en agregar una armadura transversal al elemento que quedaría incorporada en un recrecido de hormigón de nueva disposición que se ejecuta garantizando el contacto con el elemento original. La ventaja que se obtiene es doble ya que se produce el efecto de zunchado sobre los dos materiales, el que se refuerza y el que se ha añadido. Tradicionalmente, el zunchado se ha realizado en elementos a compresión como medida para incrementar la capacidad resistente de los mismos o bien mejorar su ductilidad. Recientemente también se han realizado actuaciones de confinamiento de pilares mediante el empleo de materiales compuestos laminados con el fin de mejorar la ductilidad, tipología de refuerzo desarrollada en estructura dañadas en zonas sísmicas. La principal ventaja del empleo de materiales compuestos para este tipo de refuerzos es que, al carecer de escalón de cadencia en su diagrama tensión-deformación, ya que se trata de un material de comportamiento prácticamente lineal hasta rotura, la presión transversal ejercida por el refuerzo es creciente con la deformación transversal hasta el agotamiento del material compuesto.

El último sistema importante a describir, es el que utiliza **refuerzos mediante pretensado**. Es un tipo de técnica que no ha sido empleada para realizar refuerzos de elementos en compresión propiamente dichos, aunque sí lo ha sido para la introducción de cargas externas que permitan transferir la carga de un pilar a otro, descargando uno de ellos, lo que, en algunos casos, ha permitido la eliminación de pilares existentes en plantas bajas de edificios en remodelación.

Ante cualquiera de las situaciones anteriores, es necesario evaluar la capacidad resistente de la estructura para intervenir en ella de la forma más adecuada. En muchos casos, después del análisis estructural, la solución del problema pasa por el refuerzo de la estructura.

Si la fase de construcción no está muy avanzada se puede optar por derribar el elemento estructural pero la práctica más habitual es reforzar.

El refuerzo de estructuras puede realizarse por diversos procedimientos:

1. Reemplazar materiales existentes por otros de mejor calidad
2. Añadir nuevos materiales
3. Redistribuir las cargas existentes mediante deformaciones impuestas al sistema estructural.

1.2.3. Ventajas e inconvenientes de distintos tipos de refuerzo

En este apartado se ha considerado importante describir brevemente las ventajas e inconvenientes según el tipo de refuerzo que se quiera ejecutar, con el fin de poder ajustar cada tipo a las necesidades del proyecto al que nos enfrentemos.

La primera tipología a analizar es la que corresponde al **recrecido de hormigón armado**. En este caso, no tiene ventajas reseñables, aunque sí tiene como inconvenientes el aumento final de las dimensiones de los elementos reforzados y el tiempo de espera que necesita hasta que el hormigón utilizado en el recrecido adquiera las resistencias adecuadas.

En cuanto al **refuerzo con perfiles metálicos**, nos permite reducir las dimensiones de los elementos reforzados y, al contrario que en el anterior caso, no existe la necesidad de tiempos de espera ya que, a la hora de su instalación, ya posee las resistencias finales.

El **refuerzo con bandas de acero encoladas con resinas epoxi**, no incrementa las secciones de las piezas y trabaja perfectamente en elementos sometidos a flexión. Además de esto, sus pequeñas dimensiones permiten a este sistema pasar desapercibido. Como contraposición, tiene un comportamiento deficiente frente al fuego, lo que hace obligatorio protegerlo.

Por último, los **refuerzos mediante polímeros reforzados con fibras o FRP** tienen una resistencia muy superior al acero y hormigón, y unas dimensiones reducidas. Aunque el coste de los materiales y el poco tiempo que llevan siendo utilizados juegan en su contra al no tener referencias suficientes para consolidarse como sistema fiable.

1.3. REFUERZO DE ESTRUCTURAS CON FRP

1.3.1. Introducción

El refuerzo mediante el empleo de polímeros armados con fibras (FRP) se usa para recuperar la resistencia de un elemento estructural dañado o aumentar su resistencia para que soporte el incremento de cargas debidas a un cambio de uso, de diseño o de errores de cálculo. Un técnico cualificado debe determinar si un sistema FRP es adecuado para el caso en cuestión, antes de elegir el tipo de refuerzo.

Para ello, el técnico deberá realizar una evaluación del estado de la estructura, que incluya la capacidad resistente, así como las deficiencias y sus causas, y las condiciones del hormigón de la estructura. La evaluación deberá incluir una inspección a fondo, una revisión del diseño existente o de los documentos con los que se construyó, y un análisis estructural según ACI 364.1R. También se revisarán los documentos existentes de la estructura, incluyendo planos, detalles, especificaciones, pruebas, reparaciones e historial de mantenimiento. El técnico deberá hacer una inspección a fondo de la estructura existente según ACI 437R y otros documentos ACI de aplicación. Como mínimo, habrá que determinar:

1. Dimensiones de los elementos estructurales
2. Localización, tamaño y causa de las grietas y fisuras
3. Localización y estado de la corrosión del acero
4. Presencia de corrosión en estado activo
5. Cantidad y localización del acero de la estructura
6. Resistencia del hormigón a compresión, y
7. Dureza del hormigón, especialmente en las superficies donde vaya a colocarse el refuerzo FRP.

La tensión del hormigón en las superficies donde se va a colocar FRP, tendría que venir determinada por un test de adhesión según ACI 503R. La resistencia a compresión del hormigón deberá ser determinada según los requisitos de ACI 318-05. La capacidad de carga de la estructura existente deberá estar basada en la información de campo recogida,

la revisión de los cálculos de diseño y detalles, y según métodos analíticos. Las pruebas de carga u otros métodos podrán ser incorporados en la evaluación si se considera apropiado.

1.3.2. Límites del refuerzo

En general, para prevenir el colapso de la estructura en caso de que el refuerzo de FRP falle, los límites de resistencia exigidos serán tales que el incremento de la capacidad de carga de una estructura reforzada con FRP sea limitada. La filosofía es que una pérdida del refuerzo no debería causar el colapso bajo cargas de servicio interrumpidas.

1.3.3. Evolución histórica

En Europa, los refuerzos FRP fueron desarrollados como alternativa a los refuerzos con platabandas de acero adheridas. La adhesión de éstas mediante resinas adhesivas era una técnica viable para aumentar la resistencia a flexión (Fleming and King 1967). Esta técnica se ha usado para reforzar muchos puentes y edificios por todo el mundo. Como las platabandas de acero pueden ser atacadas por la corrosión, lo que conduce a una pérdida de adherencia entre el acero y el hormigón, y como son difíciles de instalar, porque requieren el uso de equipos pesados; los investigadores encontraron las fibras FRP como alternativa al acero.

Los primeros ensayos usando materiales FRP para adaptar estructuras de hormigón se hicieron en 1978 en Alemania (Wolf and Miessler 1989). La investigación en Suiza llevó a las primeras aplicaciones de refuerzos FRP adheridos al hormigón armado de puentes para aumentar la resistencia a flexión (Meier 1987; Rostasy 1987).

Los refuerzos con FRP se usaron por primera vez en confinamiento de pilares en Japón en los años 80 (Fardis and Khalili 1981; Katsumata et al. 1987). Se disparó el uso de estos refuerzos tras el terremoto Hyogoken-Nanbu en 1995 (Nanni 1995).

En Estados Unidos, los investigadores habían tenido siempre especial interés en el refuerzo mediante fibras en estructuras de hormigón desde los años 30. El desarrollo y la investigación en el uso de estos materiales para adaptar estructuras de hormigón empezó

en los años 80, gracias a las iniciativas de la Fundación Nacional para la Ciencia (NSF) y la Administración Federal de Autopistas (FHWA). Los trabajos de investigación llevaron a la construcción de muchos proyectos que incluían una gran variedad de condiciones ambientales. Otros trabajos de investigación y aplicaciones anteriores de refuerzos con FRP están descritos en ACI 440R (Neale 2000; Dolan et al. 1999; Sheheta et al. 1999; Saadatmanesh and Ehsani 1998; Benmokrane and Rahman 1998; Neale and Labossière 1997; Hassan and Rizkalla 2002; Shield et al. 2005).

El desarrollo de códigos y estándares para refuerzos de fibras adheridas al hormigón se está llevando a cabo en Europa, Japón, Canadá y Estados Unidos. Durante los últimos 10 años, la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles (JSCE), el Instituto Japonés del Hormigón (JCI) y el Instituto Técnico de Investigación de Vías Ferroviarias (RTRI), han publicado muchos documentos relativos al uso de materiales FRP en estructuras de hormigón.

En Europa, el grupo de tareas 9.3 de la Federación Internacional del Hormigón Estructural (FIB) publicó una guía de diseño de refuerzos FRP para estructuras de hormigón armado (Federación Internacional del Hormigón Estructural 2001).

La Asociación Canadiense de Estándares (CSA) y la ISIS han desarrollado también guías para refuerzos FRP. La sección 16 de “Estructuras reforzadas con fibras”, del Código Canadiense de diseño de autopistas y puentes fue completado en 2006 (CAN/CSA-S6-06), y la CSA aprobó CSA S806-00.

En Estados Unidos, los criterios de evaluación de refuerzos FRP están disponibles para la industria de la construcción (ICBO AC125; CALTRANS División de estructuras 1996; Hawkins et al. 1998).

1.3.4. Productos FRP disponibles en el mercado

Los materiales FRP se presentan de varias maneras, entre ellas, el sistema de fibras impregnadas con resina y los sistemas precurados. Las distintas formas en las que se presentan los materiales FRP se pueden clasificar según su transporte a obra y su puesta en obra. El material FRP y su forma deben ser elegidos según la transferencia de cargas

estructurales y la facilidad de su aplicación. A continuación se describen los principales tipos de productos FRP que existen en el mercado.

Los sistemas de fibras impregnadas con resina consisten en capas de fibras unidireccionales o multidireccionales secas, impregnadas con una resina en la puesta en obra. Esta resina, junto con la imprimación y la masilla, adhiere las fibras FRP a la superficie de hormigón. Las fibras se impregnan de resina en obra, y también se secan en obra, por lo que en este sentido, son análogos al hormigón que fragua en obra. Se pueden citar tres tipos:

1. *Fibras unidireccionales* en donde las fibras van en una sola dirección
2. *Fibras multidireccionales o tejidos* en donde las fibras van en dos direcciones, y
3. *Rollos de fibras* que son enrollados o aplicados mecánicamente a la superficie de hormigón. Las fibras se impregnan con resina según se van enrollando.

Igualmente, otro tipo de sistemas son los **sistemas pre-impregnados**. Estos sistemas consisten en fibras unidireccionales o multidireccionales o tejidos, que son pre-impregnados con una resina en las instalaciones del fabricante de la fibra. Estos sistemas son adheridos a la superficie de hormigón con más resina, o sin ella, dependiendo de los requisitos específicos. Estos sistemas son impregnados en la fábrica y no en obra, pero secan en obra, aunque suelen requerir calor para que sequen. Se deberá consultar a los fabricantes de estos productos para su almacenamiento y recomendaciones de vida útil y sistemas de secado. Se pueden citar tres tipos comunes:

1. *Fibras unidireccionales* pre-impregnada, en donde las fibras van en una sola dirección
2. *Fibras multidireccionales o tejidos* pre-impregnados, en donde las fibras van en dos direcciones, y
3. *Rollos de fibras* preimpregnados que son enrollados o aplicados mecánicamente a la superficie de hormigón.

Otro sistema que merece mención es el sistema pre-secado. Estos sistemas consisten en una gran variedad de formas compuestas manufacturadas en taller. Se suele usar un adhesivo, junto con la imprimación y la masilla, para adherir estas formas ya creadas, a la superficie de hormigón. Se deberá consultar a los fabricantes de estos productos para su correcta instalación. Se pueden citar tres tipos comunes:

1. *Fibras unidireccionales* pre-secadas, que suelen ser transportarse a obra con forma de largos y extendidos tejidos, o como finas tiras enrolladas.
2. *Fibras multidireccionales* pre-secadas, llevadas a obra en rollos.
3. *Estuches* pre-secados, que se suelen llevar en forma de segmentos cortados longitudinalmente, de manera que se puedan abrir y colocar alrededor de pilares. Para el confinamiento de estructuras frente al sismo, se adhieren muchas capas al hormigón y entre ellas.

Para finalizar, los sistemas NSM (Near-surface-mounted). Estos sistemas consisten en bandas o planchas circulares o rectangulares, instaladas y adheridas en unas muescas previamente hechas en el hormigón. Se usa un adhesivo adecuado para adherir la banda FRP en la muesca, y se seca en obra. Se deberá consultar a los fabricantes de estos productos para conocer los adhesivos adecuados. Se suelen usar dos tipos de bandas FRP en las aplicaciones NSM:

1. Bandas circulares que se fabrican mediante pultrusión, y se llevan a obra en forma de bandas individuales, o en un rollo, dependiendo del diámetro.
2. Bandas y planchas rectangulares, que se fabrican mediante pultrusión, y llevadas a obra en rollos.

1.3.5. Tipos de fibras

Las fibras aportan resistencia y rigidez, mientras que la matriz transmite los esfuerzos de unas fibras a otras y entre ellas y la superficie sobre la que se adhiere, además de proteger a las fibras de posibles daños mecánicos y ambientales.

Las fibras más empleadas son las de vidrio, aramida y carbono presentando todas ellas un comportamiento elástico hasta rotura.

Las **fibras de vidrio** presentan además un alargamiento último y resistencias últimas muy elevadas, pero su rigidez es relativamente baja y son vulnerables a ataques alcalinos.

Por otra parte, las **fibras de aramida** (como por ejemplo, el producto comercial Kevlar) presentan resistencias a tracción muy buenas, pero el comportamiento no es satisfactorio frente a sollicitaciones de compresión y bajo cargas mantenidas.

Por último, las **fibras de carbono** constituyen un material idóneo para el refuerzo de estructuras de hormigón armado, por la inalterabilidad de las características mecánicas de las fibras ante la humedad, disolventes, ácidos o bases y otros agentes atmosféricos, lo que permite un contacto directo con el hormigón durante periodos de tiempo prolongados.

Presentan unas elevadas resistencias a largo plazo en relación a los valores obtenidos a corto, incluso bajo carga sostenida. Además, poseen una resistencia a tracción y compresión elevadas, un módulo de rigidez similar al del acero y un comportamiento a fatiga excelente.

En cuanto a la matriz, las resinas habitualmente utilizadas en ingeniería estructural son a base de poliéster, vinilo y epoxi. Todas ellas son resinas termoestables que se polimerizan a las temperaturas normales.

En cuanto a sus características, las resinas epoxídicas constituyen uno de los materiales de mayor aplicación principalmente por su excelente adherencia a las fibras, fruto de su baja viscosidad, y de la baja retracción que experimentan durante el proceso de curado. Además cabe destacar su elevada dureza, resistencia a la humedad y a la fatiga.

De la combinación de fibras orgánicas o inorgánicas con resina y con las cargas, llamadas fillers, resultan los materiales compuestos. En función de las fibras que contengan, vidrio, carbono o aramida surgen los llamados:

1. GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer): Polímero reforzado con fibras de vidrio.
2. CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) : Polímero reforzado con fibra de carbono.
3. AFRP (Aramid Fiber Reinforced Polymer): Polímero reforzado con fibras de aramida.

El comportamiento final de un FRP depende en gran medida de los materiales que lo constituyen, de la interacción entre los mismos y del proceso de fabricación. Entre los factores que intervienen en su comportamiento se hallan la orientación, longitud, forma y composición de las fibras, las propiedades mecánicas de la matriz, así como la adhesividad o unión entre los componentes.

Las técnicas de refuerzo con sistemas basados en fibras de carbono con resinas epoxi han proliferado empleándose tanto en elementos comprimidos como en aquellos sometidos a flexión, cortante o torsión.

1.3.6. Fibras de carbono

Estas fibras son de origen orgánico formadas por polímeros sintéticos sometidas a un proceso de carbonización. Se obtienen mediante un proceso de pirólisis controlada de fibras de poliacrilonitrilo.

Este proceso consta de varias fases:

1. Estabilización: La fibra es estirada y sometida a un proceso de oxidación a baja temperatura en un horno.
2. Carbonización: (800°C) En atmósfera inerte, se convierte la estructura interna en anillos hexagonales de carbono.
3. Grafitización: A temperaturas superiores (2000 °C), el tamaño de los cristales de carbono se incrementa y produce una orientación predominante de los mismos.
4. Tratamiento superficial: Para mejorar sus características adherentes.

Así se obtienen filamentos de fibra con un diámetro comprendido entre 5 y 8 μm . Posteriormente se unen por torsión de unos 5000 a 12000 filamentos para formar mechas y estas a su vez pueden unirse para formar los hilos de los tejidos.

Las características mecánicas de las fibras obtenidas dependen de la temperatura del tratamiento seguido en su elaboración. Cuanto mayor es la temperatura superior, mayor es el módulo de elasticidad y la resistencia a tracción de la fibra obtenida.

Tienen un comportamiento elástico ideal, recuperando el 100% de su deformación, pero no tienen periodo plástico. Esto conlleva una total fragilidad. En la tabla 1.1 se indican las propiedades típicas de la fibra de carbono

Propiedades	Valor típico
Densidad de los hilos de fibra de carbono	1,74 - 1,87 kg/m^3
Coefficiente de dilatación térmica	$\alpha = 2,56 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
Conductividad térmica	$\lambda = 3,19 \frac{W}{m^\circ K}$
Tensión de rotura	1,5 – 2,7 GPa
Módulo de tracción	baja resistencia 230 GPa
	alta resistencia 450 GPa

Tabla 2.1 Propiedades de la fibra de carbono

Este refuerzo mediante el empleo de fibras de carbono se lleva poniendo en práctica con gran éxito desde hace más de 25 años durante los que, debido a su altísima resistencia y ligereza, las fibras de carbono han tenido distintos campos de aplicación.

En un primer momento y debido al alto costo de la producción y comercialización su aplicación se enfocó principalmente a mercados donde el empleo de las altas tecnologías, formaba parte del valor añadido del producto. El uso de estas fibras se limitaba a sectores específicos como: la industria aeroespacial y aeronáutica donde era usado para satélites, cohetes o aviones de combate, la industria del automóvil o la náutica en embarcaciones de alta competición, tablas de windsurf o lanchas rápidas. También se utilizaban en artículos deportivos y de consumo.

Algún tiempo después, este uso se extendió y se incorporaron al mundo de la construcción donde sus aplicaciones tenían su utilidad en puentes, pasarelas, cables de suspensión e incluso postensado.

1.3.7. Resinas

Una amplia variedad de resinas poliméricas, incluyendo imprimación, masillas reparadoras, saturantes, y adhesivos, se usan con sistemas FRP. Las resinas más comúnmente usadas, incluyendo epoxi, vinilésteres, y poliésteres, han sido desarrolladas para ser usadas en un amplio abanico de condiciones ambientales. Los fabricantes de los sistemas FRP usan resinas que tienen:

1. Compatibilidad y adhesión con la base de hormigón;
2. Compatibilidad y adhesión con el sistema compuesto FRP;
3. Resistencia a efectos ambientales, incluyendo la humedad, el agua salada, las temperaturas extremas, y los productos químicos normalmente asociados con el hormigón expuesto;
4. Capacidad de rellenar los poros;
5. Capacidad para ser trabajadas;
6. Tiempo de manejabilidad consistente con el tiempo de aplicación; y
7. Compatibilidad y adhesión con la fibra de refuerzo
8. Mejora de propiedad mecánicas para el compuesto FRP

Imprimación. La imprimación se usa para penetrar la superficie de hormigón, proporcionando un vínculo adhesivo para la resina saturante o adhesiva.

Masillas reparadoras. La masilla se usa para rellenar pequeños huecos en la base de hormigón, como agujeros causados por insectos, y para proporcionar una superficie regular a la que el sistema FRP pueda adherirse. Los agujeros rellenados también impiden que se formen burbujas durante el secado de la resina saturante.

Resina saturante. La resina saturante se usa para impregnar las fibras de refuerzo, fijarlas en un lugar, y proporcionar un medio de transferencia de cargas cortantes entre fibras. También sirve como adhesivo para los sistemas de fibras impregnadas con resina

(wet layup), proporcionando un medio de transferencia de cargas cortantes entre la base ya imprimada de hormigón y el sistema FRP.

Adhesivos. Los adhesivos se usan para unir sistemas presecados y sistemas NSM a la base de hormigón. El adhesivo proporciona un medio de transferencia de cargas cortantes entre la base de hormigón y el sistema de refuerzo FRP. Los adhesivos también se usan para unir entre sí varias capas de sistemas presecados FRP.

1.3.8. Recubrimientos protectores

Los recubrimientos protectores protegen los refuerzos FRP de efectos ambientales potencialmente dañinos y mecánicos. Los recubrimientos se suelen aplicar en la superficie exterior del sistema FRP, una vez que el adhesivo o la resina saturante ha secado. Los sistemas protectores están disponibles en una gran variedad de formas, e incluyen:

1. Recubrimientos poliméricos que suelen ser epoxi o poliuretanos;
2. Recubrimientos acrílicos que pueden ser tanto sistemas acrílicos como sistemas acrílicos con base de cemento. Éstos pueden presentar diferentes texturas;
3. Sistemas cementicios que pueden necesitar que haya que poner áspera la superficie FRP (como poner arena en la resina húmeda) y pueden ser instalados de la misma manera que si se instalaran en una superficie de hormigón; y
4. Recubrimientos intumescentes que son recubrimientos con base polimérica usados para controlar la propagación de las llamas y la producción de humo.

Hay muchas razones por las que los sistemas protectores se usan para proteger sistemas FRP que han sido colocados en superficies de hormigón, entre ellas:

1. Protección frente a luz ultravioleta. La resina epoxi usada como parte del refuerzo FRP se puede ver afectada con el tiempo por la exposición a la luz ultravioleta. Hay varios métodos disponibles para proteger el sistema frente a la luz ultravioleta, que son: recubrimientos acrílicos, sistemas cementicios, recubrimientos alifáticos de poliuretano, y otros. Ciertos tipos de resinas de viniléster tienen mayor durabilidad frente a la luz ultravioleta que las resinas epoxi.

2. Vandalismo. Los sistemas que existen para resistir el vandalismo deben ser duros y duraderos. Hay distintos niveles de protección frente al vandalismo, desde los recubrimientos de poliuretanos que resisten corte y raspaduras, hasta los recubrimientos cementicios que proporcionan mucha más protección:
3. Impacto, abrasión y deterioro. Los sistemas usados son similares a los usados frente al vandalismo; sin embargo, la abrasión y el deterioro son diferentes respecto al vandalismo en que se producen como consecuencia de una exposición continuada más que de un suceso puntual, y sus sistemas de protección se eligen según su dureza y durabilidad;
4. Estética. La última mano de protección sirve para disimular el sistema FRP. Estos pueden ser recubrimientos acrílicos de látex de color gris para simular hormigón, o pueden ser de otros colores y texturas para simular la estructura existente;
5. Resistencia química. La exposición a agentes químicos severos, como ácidos fuertes, pueden deteriorar el sistema FRP. En tales ambientes, se deberán usar los recubrimientos con mejor resistencia química, como uretanos y epoxis novolac; y
6. Sumergimiento en agua potable. En aplicaciones en las que el sistema FRP está sumergido en agua potable, el sistema FRP puede lixiviar compuestos en el agua. Se deben usar recubrimientos que no lixivien compuestos químicos peligrosos en el agua como barrera entre el sistema FRP y el agua potable.

1.4. PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS SISTEMAS FRP

1.4.1. Densidad

Los materiales FRP tienen densidades de entre 1,2 a 2,1 g/cm³, que es de cuatro a seis veces menor que la del acero (Tabla 1.2). Esta baja densidad lleva a menores costes de transporte, reduce el incremento del peso propio en la estructura, y puede facilitar la manipulación de los materiales en obra.

Acero	GFRP	CFRP	AFRP
7,9	de 1,2 a 2,1	de 1,5 a 1,6	de 1,2 a 1,5

Tabla 2.2 Densidades comunes de materiales FRP (g/cm³)

1.4.2. Coeficiente de dilatación térmica

Los coeficientes de dilatación térmica de los materiales FRP unidireccionales difieren en el sentido longitudinal y transversal, dependiendo de los tipos de fibra, resina, y fracción volumétrica de fibra. En la tabla 1.3 aparecen los coeficientes longitudinales y transversales de dilatación térmica para los materiales FRP unidireccionales más comunes. Un coeficiente negativo de dilatación térmica indica que el material se contrae con un aumento de temperatura y que se expande con un descenso de la misma. Como referencia, el hormigón tiene un coeficiente de dilatación térmica que varía desde 7×10^{-6} a $11 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$, y es isotrópico (Mindess and Young 1981). El acero tiene un coeficiente isotrópico de dilatación térmica de $11,7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

Dirección	Coeficiente de dilatación térmica, $\times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$		
	GFRP	CFRP	AFRP
Longitudinal, α_L	de 6 a 10	de -1 a 0	de -6 a -2
Longitudinal, α_T	de 19 a 23	de 22 a 50	de 60 a 80

Valores comunes para fracciones volumétricas de fibra entre 0,5 y 0,7.
Tabla 2.3 Coeficientes de dilatación térmica en materiales FRP

1.4.3. Efecto de las altas temperaturas

Por encima de T_g , el módulo elástico de un polímero se reduce de manera significativa debido a cambios en su estructura molecular. El valor de T_g depende del tipo de resina, pero suele estar entre 60 y 82 $^\circ\text{C}$. En un material compuesto FRP, las fibras, que muestran mejores propiedades térmicas que la resina, pueden continuar soportando carga en la dirección longitudinal hasta que se alcanza el umbral de temperatura de las fibras. Esto puede ocurrir con temperaturas superiores a 1000 $^\circ\text{C}$ en fibras de carbono, y 175 $^\circ\text{C}$ en fibras aramida. Las fibras de vidrio resisten temperaturas superiores a 275 $^\circ\text{C}$. Las propiedades a tracción del compuesto en su conjunto se ven reducidas, debido a una reducción en la transferencia de cargas entre las fibras, a través de los vínculos de la resina. Los ensayos indican que temperaturas de 250 $^\circ\text{C}$, mucho más altas que la T_g de la resina, reducen la resistencia a tracción de los materiales GFRP y CFRP más de un 20%

(Kumahara et al. 1993). Otras propiedades que se ven afectadas por la transferencia de cortante a través de la resina, como la resistencia a flexión, se reducen de manera significativa con bajas temperaturas (Wang and Evans 1995).

Para aplicaciones críticas de adhesión con sistemas FRP, las propiedades del polímero en la interrelación fibra-hormigón son esenciales para mantener la unión entre el FRP y el hormigón. A una temperatura cercana a su T_g , sin embargo, las propiedades mecánicas del polímero se reducen de manera significativa, y el polímero empieza a perder su propiedad de transferencia de tensiones del hormigón a las fibras.

1.4.4. Protección frente al fuego

Las estructuras reforzadas con FRP deberán cumplir con las normas aplicables de construcción y resistencia al fuego. El humo que se genere y la propagación de la llama deberán satisfacer las normas aplicables, dependiendo de la clasificación del edificio. Éstos se determinarán según ASTM E84. Los revestimientos (Apicella and Imbrogno 1999) y los sistemas de aislamiento (Bisby et al. 2005a; Williams et al. 2006) podrán ser usados para limitar el humo y la propagación de la llama.

Debido a la degradación de los refuerzos FRP cuando están expuestos a altas temperaturas, la resistencia de éstos se pierde completamente si hay un incendio, a menos que se pueda demostrar que la temperatura del FRP quede por debajo de su temperatura crítica (por ejemplo, un refuerzo protegido del fuego). La temperatura crítica se debe tomar como la temperatura más baja de transición vítrea T_g de los componentes del refuerzo. La parte de la estructura sin reforzar debería tener la suficiente resistencia para soportar las cargas durante un fuego. La resistencia al fuego de un hormigón reforzado con FRP se puede mejorar con el uso de ciertas resinas, revestimientos, aislamientos u otros métodos de protección contra el fuego (Bisby et al. 2005b).

1.4.5. Temperatura máxima de servicio

Las propiedades físicas y mecánicas de la resina de un FRP, se ven afectadas por la temperatura y la degradación por temperaturas cercanas y por encima a la temperatura de transición vítrea T_g (Bisby et al. 2005b). La T_g de los refuerzos FRP suele estar entre 60 y

82°C en los refuerzos que se comercializan. La T_g de un refuerzo FRP se puede obtener de las especificaciones del fabricante o a través de ensayos según ASTM D4065. La T_g es el punto medio del intervalo de temperaturas en el que la resina cambia de estado vítreo a viscoelástico, que suele ser a los 30°C. Este cambio hace que las propiedades mecánicas y de adherencia de las fibras sean menores. En un ambiente seco, se recomienda que la temperatura de servicio no supere los 15°C (T_g) (Luo and Wong 2002; Xian and Karbhari 2007). Para conocer la temperatura de servicio crítica de un FRP en otros ambientes se necesita más investigación. Esta recomendación es para temperaturas elevadas de servicio, como ,por ejemplo, las de regiones cálidas o algunos ambientes industriales. En ambientes húmedos, se usará la temperatura húmeda de transición vítrea T_{gw} .

1.5. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS SISTEMAS FRP

1.5.1. Comportamiento a tracción

Cuando los materiales FRP unidireccionales se cargan en tracción directa no presentan ningún comportamiento plástico antes de la rotura. El comportamiento a tracción de los materiales FRP que están compuesto de un único tipo de fibra, se caracteriza por una relación tensión-deformación lineal y elástica hasta la rotura, que es repentina y frágil.

La resistencia a tracción y la rigidez de un material FRP depende de varios factores. Como las fibras en un material FRP son las que transmiten la carga, el tipo de fibra, la orientación, la cantidad y la manera y condiciones en que el compuesto se fabrica, afectan al comportamiento a tracción del material FRP. Debido al papel primordial de las fibras y los métodos de aplicación, las propiedades de un sistema FRP de reparación, a veces, se explican basándose en el área neta de fibra. En otros casos, como en los laminados presecados, las propiedades se basan en el área bruta del laminado.

El área bruta de un laminado de un sistema FRP se calcula usando el área total de la sección transversal del sistema FRP secado, incluyendo todas las fibras y resina. El área bruta de un laminado suele usarse para explicar las propiedades de un laminado presecado donde el grosor es constante y la proporción relativa de fibra y resina está controlada. El área neta de fibra de un sistema FRP se calcula usando el área conocida de fibra, sin tener

en cuenta la anchura total y el grosor del sistema ya seco; por lo tanto, la resina se excluye. El área neta de fibra suele usarse para explicar propiedades de los sistemas de fibras impregnadas con resina (wet layup) que utilizan láminas manufacturadas de fibra y resinas aplicadas en obra. El proceso de instalación de un sistema wet layup conlleva una cantidad controlada de fibras y un contenido variable de resina.

Las propiedades del sistema explicadas mediante el área bruta, tienen mayor grosor relativo y menores valores de resistencia y módulo, mientras que las que se explican usando el área neta de fibra tienen menor grosor relativo y mayores valores de resistencia y módulo. A pesar de la base de los valores explicados, la resistencia de transferencia de cargas ($f_{fu}A_f$) y la rigidez axial (A_fE_f) del compuesto permanecen constantes. Las propiedades basadas en el área neta de fibra no son propiedades de las fibras por si solas. Cuando se ensayan como parte de un compuesto curado, la resistencia a tracción medida y la deformación última de rotura de la fibra neta suelen ser menores que las que se obtienen ensayando solamente las fibras. Las propiedades de un sistema FRP se deben clasificar como un compuesto, no solo teniendo en cuenta las propiedades de las fibras individuales por si solas, sino también la eficiencia del sistema fibra-resina, la arquitectura de la tela, y el método usado para fabricar el compuesto. Las propiedades mecánicas de todos los sistemas FRP, sin tener en cuenta su forma, deben basarse en ensayos de láminas con contenido de fibra conocido.

Las propiedades a tracción de un producto FRP concreto, deben obtenerse del fabricante o mediante ensayos siguiendo el método de la ACI 440.3R y ASTM D3039 y D7205. Los fabricantes tienen que dar una resistencia última a tracción, que se define como la resistencia media a tracción de una serie de probetas menos tres veces la desviación estándar, y de manera similar dar una deformación última de rotura. Esta aproximación proporciona un 99,87% de probabilidad de que las propiedades reales finales a tracción superarán estos valores de diseño estadísticos para una distribución estándar (Mutsuyoshi et al. 1990). El módulo de Young debe calcularse como el módulo correspondiente a una deformación entre 0,003 y 0,006, de acuerdo con ASTM D3039. Como mínimo deberán usarse 20 probetas igual para determinar las propiedades últimas a tracción. El fabricante

debe proporcionar una descripción del método usado para obtener las propiedades a tracción, incluyendo el número de ensayos, valores medios y desviaciones estándar.

1.5.2. Comportamiento a compresión

Los sistemas FRP adheridos por el exterior del elemento no deben usarse como refuerzo a compresión debido a que no existen suficientes ensayos que reconozcan su uso en este tipo de aplicación. Si bien, no se recomienda confiar en los sistemas FRP por el exterior para resistir tensiones a compresión, el punto siguiente se presenta para describir completamente el comportamiento de estos materiales.

Muchos ensayos en laminados FRP usados para reparaciones en el hormigón, han demostrado que la resistencia a compresión de un FRP es menor que la resistencia a tracción (Wu 1990). El modo de fallo de los laminados FRP sometidos a compresión longitudinal puede llevar consigo fallo a tracción transversal, colapso de la fibra, o fallo a cortante. El modo de fallo depende del tipo de fibra, la relación fibra-volumen, y del tipo de resina. Los materiales GFRP, CFRP y AFRP tienen unas resistencias a compresión de 55, 78 y 20% de la resistencia a tracción respectivamente (Wu 1990). En general, la resistencia a compresión es mayor en los materiales con mayor resistencia a tracción, excepto en el caso de los AFRP, en los que las fibras muestran un comportamiento no lineal a compresión en un nivel relativamente bajo de tensiones.

El módulo de elasticidad a compresión suele ser menor que el módulo de elasticidad a tracción en los materiales FRP. Los ensayos de muestras que contienen entre un 55 y 60% de fracción volumétrica de fibras continuas de vidrio en una matriz de vinil éster o resina de poliéster isoftálico han resultado tener un módulo de elasticidad a compresión de 34.000 a 48.000 MPa (Wu 1990). Según los ensayos, el módulo de elasticidad a compresión es aproximadamente el 80% para GFRP, 85% para CFRP y 100% para AFRP del módulo de elasticidad a tracción del mismo producto (Ehsani 1993).

1.5.3. Fluencia

Los materiales FRP sometidos a carga constante durante un período de tiempo pueden romper repentinamente después de un período al que nos referimos como tiempo de

resistencia. Este tipo de fallo se conoce como fluencia. Según aumenta la relación de tensión sostenida a tracción y resistencia a corto plazo de los laminados FRP, el tiempo de resistencia disminuye. El tiempo de resistencia también disminuye bajo condiciones ambientales adversas, como altas temperaturas, exposición a rayos ultravioletas, alta alcalinidad, ciclos de mojado y secado, o ciclos de congelamiento y descongelamiento.

En general, las fibras de carbono son las menos susceptibles a romper por fluencia; las fibras aramida son algo más susceptibles, y las de vidrio las más susceptibles. Los ensayos de rotura por fluencia se han realizado en barras de FRP de 6mm de diámetro reforzadas con fibras de vidrio, aramida, y de carbono. Las barras de FRP fueron ensayadas con diferentes cargas a temperatura ambiente. Los resultados indicaron que existía una relación lineal entre la resistencia a rotura por fluencia y el logaritmo de tiempo para todos los niveles de carga. Las relaciones entre tensión de rotura por fluencia después de 500.000 horas (unos 50 años) con la resistencia última inicial de las barras GFRP, AFRP y CFRP se extrapolaron a aproximadamente 0,3, 0,5, y 0,9 respectivamente (Yamaguchi et al. 1997; Malvar 1998). Mientras que la tensión sostenida en el FRP esté por debajo del límite de tensión de rotura por fluencia, la resistencia del FRP está disponible para cargas no sostenidas.

1.5.4. Fatiga

Hay disponibles muchos datos de comportamiento por fatiga y predicción de vida útil de los materiales FRP (National Research Council 1991). La mayoría de estos datos se generaron a partir de materiales usados por industria aeroespacial. A pesar de las diferencias en calidad y consistencia entre los productos FRP de la industria aeroespacial y los productos comerciales, se pueden hacer algunas observaciones generales del comportamiento por fatiga. Excepto que se especifique lo contrario, los casos que se citan a continuación se basan en material unidireccional con una fracción volumétrica de la fibra del 60% aproximadamente y sometido a ciclos de tensión-tensión sinusoidal en:

1. Un frecuencia suficientemente baja como para no causar el propio calentamiento
2. Ambiente de laboratorio

3. Una relación de tensiones (relación de la tensión mínima y máxima aplicadas) de 0,1; y
4. Una dirección paralela a la principal alineación de fibras.

Las condiciones de los ensayos que aumentan la temperatura y humedad de los materiales FRP suelen deteriorar el comportamiento por fatiga.

De todos los tipos de compuestos FRP para aplicaciones en infraestructuras, CFRP es el menos propenso a fallar por fatiga. El límite de resistencia de un CFRP suele ser entre un 60 y 70% de la resistencia última inicial. En un gráfico de tensión frente al logaritmo de los números de ciclos al romper, la pendiente descendente para un CFRP suele ser un 5% de la resistencia última inicial por década de la vida logarítmica. Al llegar a 1 millón de ciclos, la resistencia a fatiga suele estar entre el 60 y 70% de la resistencia última inicial y no le suele afectar la exposición a humedad y altas temperaturas de las estructuras de hormigón, a menos que la resina o la superficie fibra-resina sea degradada por el ambiente.

En ensayos de laboratorio simulando condiciones ambientales (Mandell and Meier 1983), las fibras aisladas de vidrio mostraron un retraso en la rotura causado por la corrosión bajo tensión, que había sido provocada por el aumento de desperfectos en la superficie en presencia de incluso muy pequeñas cantidades de humedad. Cuando se incorporaron muchas fibras de vidrio en una matriz para formar un compuesto FRP, se observó una pérdida de resistencia a fatiga a tracción de aproximadamente un 10% en la resistencia inicial estática por década de vida útil logarítmica (Mandell 1982). Este efecto de fatiga se cree que es debido a interacciones entre fibras, y que no depende de la corrosión bajo tensión descrita en fibras aisladas. Normalmente, no se puede definir un límite de fatiga claro. Los factores ambientales pueden jugar un importante papel en el comportamiento por fatiga de las fibras de vidrio, debido a su susceptibilidad frente a la humedad y soluciones alcalinas o ácidas.

Las fibras aramida, de las que también existen datos, parecen comportarse razonablemente bien en fatiga. Sin tener en cuenta en este contexto la mala y pobre

durabilidad de todas las fibras aramida en compresión, el comportamiento tensión-tensión fatiga de una fibra aramida impregnada es excelente. La degradación de la resistencia por década de vida útil logarítmica es aproximadamente de un 5 a un 6% (Roylance y Roylance 1981). Si bien no se conoce otro límite de resistencia para un AFRP, los límites de resistencia de 2 millones de ciclos de las fibras AFRP comerciales para aplicaciones en hormigón se conocen en un rango del 54 al 73% de la resistencia última a tracción (Odagiri et al. 1997). Basándose en estos datos, Odagiri et al. sugirieron que la tensión máxima fuera entre 0,54 y 0,73 veces la resistencia a tracción. Debido a que la pendiente de las tensiones aplicadas frente al tiempo de resistencia logarítmico de un FRP es similar a la pendiente de la tensión frente a los datos de ciclos logarítmicos de vida útil, las fibras aisladas parecen fallar por un proceso de deformación limitada o rotura por fluencia. Este límite en la vida útil de las barras AFRP comerciales se acelera por la exposición a humedad y temperaturas elevadas (Roylance y Roylance 1981; Rostasy 1997).

1.5.5. Resistencia mínima de la base de hormigón

Los refuerzos de FRP se usan en hormigón armado, y no deben ser usados en estructuras cuyo acero presente patologías de corrosión o aquellas en las que el hormigón esté deteriorado, a menos que la base se repare. El deterioro, la fisuración del hormigón, y la corrosión de armaduras debe ser evaluada antes de aplicar el refuerzo FRP. El deterioro del hormigón incluye, entre otros aspectos, el ataque por álcalis y silicatos, formación de ettringita, carbonatación, fisuras longitudinales a lo largo de las armaduras con corrosión y roturas laminares cerca de las armaduras.

La resistencia mecánica de la base de hormigón existente es un parámetro importante cuando se trata de aplicaciones para mejorar la adherencia, incluyendo la resistencia a flexión y cortante. Tiene que tener la suficiente resistencia para soportar las tensiones del refuerzo FRP a través de la adherencia. La base, incluyendo todas las superficies entre las zonas reparadas y el hormigón existente deben tener la suficiente resistencia cortante para transferir las cargas al refuerzo. La tensión tangencial debe ser como mínimo de 1,4 MPa, y no deben reforzarse las zonas que tengan una resistencia a compresión menor de 17 MPa. En el confinamiento de pilares, que solo depende del contacto entre el refuerzo FRP

y el hormigón, no es de aplicación este valor mínimo. Las tensiones de diseño en el refuerzo FRP se obtienen por deformación o dilatación de la sección de hormigón.

El uso de refuerzos FRP no para el proceso de corrosión existente en las armaduras (El-Maaddawy et al. 2006). Si la corrosión es evidente o está deteriorando la base de hormigón, no se recomienda colocar el refuerzo sin antes detener el proceso de corrosión y reparar la base de hormigón.

1.5.6. Durabilidad

Muchos sistemas FRP muestran propiedades mecánicas reducidas después de haber estado expuestos a ciertas condiciones ambientales, como altas temperaturas, humedad, y agentes químicos. El ambiente de exposición, duración de la exposición, tipo de resina y formulación, tipo de fibra, y método de curado de la resina son algunos de los factores que influyen en la reducción de las propiedades mecánicas. Las propiedades a tracción dadas por el fabricante se basan en ensayos realizados en laboratorio, y no reflejan los efectos de las condiciones ambientales.

1.6. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL HORMIGÓN CONFINADO

1.6.1. Introducción

El comportamiento del hormigón en casos de tracción o compresión simple, se conoce relativamente bien, pero es difícil caracterizar su respuesta cuando nos apartamos de la sollicitación uniaxial.

Fig.2.1 Experiencia de Brice.

Los primeros trabajos en este sentido se deben a Brice en 1928 bajo la dirección de Caquot.

En estos trabajos se empleó el dispositivo experimental de la figura 1.1.

La probeta es de revolución de dos cabezas con una parte central en la cual se puede crear un estado de tensiones triaxial.

1. ESTADO DE LOS CONOCIMIENTOS

También se halla en el interior de un cilindro de acero. La probeta se sitúa entre los platos de una prensa que ejerce sobre ella esfuerzos de compresión paralelos a su eje.

En el espacio anular situado entre el cilindro y la probeta puede inyectarse aceite a presión. Una membrana de goma impide al aceite penetrar en el hormigón. Haciendo variar los valores relativos de las presiones ejercidas por la prensa y el aceite, se pueden dibujar Círculos de Mohr. Su envolvente define una curva que se denomina curva intrínseca.

Todos los estados tensionales definidos por un punto interior a la curva intrínseca pueden considerarse como seguros. Experiencias posteriores realizadas en Estados Unidos han dado como resultado la curva representada en la figura 1.2.

Fig.2.2 Obtención experimental de curvas intrínsecas.

Se puede comprobar, tomando como ejemplo el último de los círculos, que el hormigón es capaz de resistir tensiones normales cercanas a los 6000 kp/cm², cuando se aplica en la dirección transversal una tensión cercana a los 2000 Kp/cm².

Efectivamente, cuando el hormigón está zunchado y se impide o se coarta el desplazamiento transversal del material, que origina el **efecto Poisson**, su resistencia a compresión mejora extraordinariamente, confirmando la idea de que los materiales no rompen a compresión cuando alcanzan un determinado nivel de tensiones, sino cuando su deformación llega a un valor dado.

Un material sometido a compresión uniaxial experimenta un acortamiento en la dirección de aplicación de la fuerza que es proporcional a la longitud del elemento, la sección transversal recta y el módulo de elasticidad del material. Debido a esta sollicitación normal se produce un aumento en la sección del material o un alargamiento de la dirección perpendicular del prisma. A este efecto se le conoce como efecto Poisson. [1.1]

$$\varepsilon_t = \varepsilon_l \cdot \nu \quad [1.1]$$

Siendo:

ν : Coeficiente de Poisson, que depende del material.

Cuando por alguna causa externa se evita la expansión en la dirección perpendicular, se dice que el material está confinado. Las modificaciones que se realizan en el confinamiento del material provocan que la ecuación que explica su funcionamiento varíe. Fundamentalmente podríamos encontrar dos consecuencias que el confinamiento provoca en la ecuación constitutiva:

1. Un incremento de la tensión máxima.
2. Un incremento de la deformación última.

En la figura 1.3 se puede observar estos hechos mediante la comparación gráfica de la ecuación constitutiva de dos hormigones, uno sin confinar y otro confinado

Fig.2.3 Ecuación constitutiva de un hormigón confinado y otro sin confinar.

En el hormigón armado, son los propios cercos o estribos los que confinan el hormigón. El acero, tiene un comportamiento plástico a partir de una deformación longitudinal mayor del 2‰. Además, la presión de confinamiento del acero es constante, es decir, no modifica a medida que se va deformando el hormigón, porque a partir del 2‰ el cerco se plastifica.

1.6.2. Hormigón confinado con FRP

Cuando se confina el hormigón mediante materiales compuestos con fibras (FRP), que se consideran materiales elásticos hasta rotura, el confinamiento es diferente. En los primeros estados de carga hasta que el FRP alcanza el 2‰ el comportamiento es muy similar al del acero, ya que la rigidez de los FRP convencionales es muy similar.

Fig.2.4 Curva tensión-deformación según el tipo de refuerzo.

Sin embargo, superado ese límite la tensión de confinamiento, puede seguir aumentando, y en consecuencia, seguir aumentando el efecto de confinamiento.

Estas leyes se representan gráficamente en la figura 1.4 diferenciando las curvas de los productos FRP, el acero y un hormigón sin confinar.

Es relativamente fácil explicar el concepto de confinamiento y las consecuencias que tiene pero se hace complicado cuantificarlo, debido a que son numerosas las variables a tener en cuenta. Una base de cálculo que nos de las expresiones numéricas del confinamiento, podría ser la que propone Ana De Diego Villalón y Drizoro (empresa comercial de suministro e implantación de refuerzo con tejido de fibras).

CAPÍTULO 1

Una sección circular sin confinar, sometida a una compresión N , tendrá una tensión longitudinal σ_L y una deformación longitudinal ε_l (en el caso del hormigón no se determina fácilmente por tratarse de un material con un comportamiento no lineal). La deformación transversal ε_t vendrá dada por la expresión [1.1].

$$\varepsilon_t = \varepsilon_l \cdot \nu \quad [1.1]$$

Siendo:

ν : Coeficiente de Poisson, que para el hormigón vale 0,2 para tensiones lejanas a la rotura y 0,5 o mayor cercano a la rotura.

Cuando se coarta la deformación transversal ε_t mediante el refuerzo o elemento de zunchado, aparece una tensión transversal que comprime el hormigón de la sección en la dirección perpendicular al esfuerzo longitudinal. Dicha tensión σ_T producida por el material de refuerzo, será tanto mayor cuanto más rígido sea el material o cuanto mayor sea la deformación transversal del material confinado.

Fig. 2.5 Guía de diseño Sistema Replark.

En pilares de sección circular la presión de confinamiento se aplica de manera uniforme sobre todo el perímetro de la sección σ_T como se puede observar en la fig 1.5.

1.6.3. Formulación para probetas cilíndricas

Para probetas cilíndricas de hormigón, confinadas con acero en forma de cercos transversales o helicoidales, la presión de confinamiento se calcula como una función de la cuantía del acero transversal ρ_{ST} y su tensión de plastificación f_y mediante la expresión [1.2]:

$$\sigma_T = \frac{1}{2} \alpha_s \cdot \rho_{ST} \cdot f_y \quad [1.2]$$

Siendo:

α_s Coeficiente que considera la separación de los cercos

ρ_{ST} viene dado por la expresión [1.3]

$$\rho_{ST} = \frac{4 \cdot A_{ST}}{s \cdot d_s} \quad [1.3]$$

A_{ST} Sección de acero transversal

s Separación entre cercos, y

d_s Diámetro de los cercos.

El coeficiente α_s tiene en cuenta la reducción de la sección confinada debido a la separación longitudinal entre cercos. La presión que ejerce la armadura transversal sobre el hormigón no es uniforme sino que se concentra en los cercos por efecto arco y disminuye al alejarse de ellos.

En el caso de cilindros confinados con camisas de FRP, que cubre toda la superficie del hormigón con las fibras orientadas en el sentido de la circunferencia, la presión de confinamiento lateral puede evaluarse, análogamente a la del acero, mediante la ecuación [1.4]:

$$\sigma_T = \frac{1}{2} \rho_j \cdot \sigma_j = \frac{1}{2} \rho_j \cdot E_j \cdot \varepsilon_{j=l} \quad [1.4]$$

Fig. 2.6 Sección de hormigón confinado

Siendo:

ρ_j Cuantía volumétrica del FRP que viene dada por la expresión [1.5]

$$\rho_j = \frac{4 \cdot t_j}{d_j} \quad [1.5]$$

σ_j Tensión en el FRP

E_j Módulo de elasticidad del FRP en la dirección perpendicular al eje de longitudinal

$\varepsilon_{j=l}$ Deformación circunferencial del refuerzo de FRP

t_j Espesor del refuerzo de FRP

d_j Diámetro del refuerzo de FRP

Si introducimos la expresión [1.5] en [1.4] nos queda la siguiente ecuación [1.6]

$$\sigma_T = \frac{2 \cdot t_j}{d_j} \cdot E_j \cdot \varepsilon_{j=l} \quad [1.6]$$

Como el coeficiente α_s tiene en cuenta la parte del refuerzo que recubre el cilindro, vale 1 porque el recubrimiento es total.

La presión de confinamiento ejercida por el refuerzo es función de la tensión existente en el FRP como se demuestra en [1.7]:

$$\sigma_j = E_j \cdot \varepsilon_j \leq f_j = E_j \cdot \varepsilon_{ju} \quad [1.7]$$

mientras que el máximo confinamiento lateral σ_T se produce para $\varepsilon_j = \varepsilon_{ju}$ siendo ε_{ju} la deformación circunferencial efectiva última de la camisa de FRP según la expresión [1.8]

$$\sigma_T = \frac{2 \cdot t_j}{d_j} \cdot E_j \cdot \varepsilon_{ju} \quad [1.8]$$

Tanto el incremento de la resistencia como la deformación última del hormigón confinado dependen de esta tensión de confinamiento según las relaciones establecidas en [1.9] y [1.10]

$$f_{cc} = f_{ck} \cdot k_1(\sigma_T) \quad [1.9]$$

$$\varepsilon_{lu,c} = \varepsilon_{lu} \cdot k_2(\sigma_T) \quad [1.10]$$

Por lo tanto, la mejora de la resistencia del hormigón depende de la deformación del material de refuerzo, la cual, a su vez, depende de la capacidad de deformación transversal de la sección, que así mismo, depende del grado de confinamiento. Esta dependencia circular se puede solucionar mediante un proceso iterativo que convergerá en una solución o deberá pararse cuando la deformación del material de refuerzo alcance su máximo valor.

Este proceso iterativo se basa en la formulación de mejora de resistencia y deformación última propuesta por el Código Modelo (CM-90) expuesta en [1.11]

$$\frac{\sigma_T}{f_{ck}} = 0.5 \cdot \alpha_s \cdot \alpha_N \cdot \omega_{wd} \quad [1.11]$$

En el primer paso de la iteración se puede suponer una deformación longitudinal del elemento de zunchado de $\varepsilon_l = 2\text{‰}$, que está dentro de lo razonable si se analiza en el estado limite último (ELU). Para valores de tensión elevada, que será lo habitual, el coeficiente de Poisson tomará valores cercanos 0,5. Por lo tanto, basándonos en la expresión [1.1] y en [1.12]:

$$\varepsilon_l = 2 \cdot 10^{-3} \quad [1.12]$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_l \cdot \nu = 2 \cdot 10^{-3} \cdot 0.5 = 10^{-3}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_R = 10^{-3}$$

El valor elegido para el coeficiente de Poisson es muy importante como se verá después.

Con el valor supuesto de la deformación del material de refuerzo, se puede calcular la tensión de confinamiento y con este valor obtener el incremento de resistencia mediante la formulación siguiente [1.13] y [1.14]:

$$f_{cc} = f_{ck} \cdot \left(1 + 5 \cdot \frac{\sigma_T}{f_{ck}} \right) \text{ para } \sigma_T \leq 0.05 \cdot f_{ck} \quad [1.13]$$

$$f_{cc} = f_{ck} \cdot \left(1.125 + 2.5 \cdot \frac{\sigma_T}{f_{ck}} \right) \text{ para } \sigma_T > 0.05 \cdot f_{ck} \quad [1.14]$$

Con [1.11] y [1.13] o [1.14] se obtiene una primera y buena aproximación al incremento de resistencia que se puede obtener para un volumen de material de refuerzo conocido.

Con el incremento de resistencia calculado de esta primera aproximación se puede obtener la nueva deformación longitudinal del hormigón [1.15] y [1.16], ya que, debido al confinamiento, se puede alcanzar una mayor deformación longitudinal.

$$\varepsilon_{lu,c} = \varepsilon_l \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{ck}} \right)^2 \quad [1.15]$$

$$\varepsilon_{T,C} = 0.5 \cdot \varepsilon_{lu,C} \quad [1.16]$$

que será igual a la deformación del refuerzo, siendo esta aproximación más afinada que la primera y, generalmente mayor, que el primero. Este proceso se repite y en cada caso se afina más la deformación del material de refuerzo.

El proceso iterativo finaliza por alguno de los siguientes motivos:

1. La diferencia de valor del incremento de resistencia entre dos pasos es pequeña, lo que implica que el proceso ha convergido.

2. La deformación exigida al material de refuerzo es superior a la máxima del material por lo que no se puede aumentar la capacidad de confinamiento
3. La cuantía volumétrica de confinamiento es mayor que 0,5. No hay que olvidar que en un material lineal la tensión de confinamiento varía y hace variar la cuantía de confinamiento.

Si el hormigón se cubre parcialmente con varias bandas a lo largo del pilar, se obtiene menor eficiencia, debido a la existencia de zonas sin confinar y zonas confinadas.

En este caso para obtener la presión de confinamiento efectiva lateral se introduce un coeficiente similar al utilizado para el efecto de separación de los cercos $\alpha_s \leq 1$.

Para obtener este coeficiente se considera que la presión transversal es efectiva sólo donde la presión de confinamiento se desarrolla plenamente debido a la acción arco. El efecto arco se supone descrito por una parábola con una pendiente inicial de 45° .

Fig. 2.7 Influencia de la envoltura

En la sección central entre dos bandas de FRP consecutivas, el área de hormigón efectivamente confinado A_e es la descrita en [1.17]:

$$A_e = \frac{\pi}{4} \left(D - \frac{s'}{2} \right)^2 \quad [1.17]$$

Siendo:

$$s' = s - b_f \quad [1.18]$$

$$\alpha_f = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2D} \right)^2}{1 - \rho_{sg}} = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2D} \right)^2}{1 - \frac{A_s}{A_g}} \quad [1.20]$$

$$\alpha_f \approx \left(1 - \frac{s'}{2D} \right)^2 \quad [1.21]$$

El coeficiente de efectividad α_f viene determinado por [1.21], influido por las expresiones [1.17] y [1.19]

1.7. DISEÑO DE PILARES CONFINADOS CON FRP

1.7.1. Elementos sometidos a compresión

Los refuerzos FRP se pueden usar para incrementar la resistencia a compresión de un elemento, confinándolo con un encamisado de FRP (Nanni and Bradford 1995; Toutanji 1999). Para confinar un elemento de hormigón, se orientan las fibras transversalmente al eje longitudinal del elemento. En esta orientación, las fibras transversales son similares a las barras de acero en espiral o a los estribos.

El encamisado de FRP aporta un confinamiento pasivo al elemento sometido a compresión, quedando sin tensión hasta que se produce la rotura del elemento a compresión confinado. Por esta razón, es muy importante el contacto entre el encamisado y el elemento de hormigón.

Fig. 2.8 Comportamiento según niveles de confinamiento

Dependiendo del nivel de confinamiento, la curva tensión-deformación de un pilar de hormigón armado será la que aparece en la figura 1.8, donde f'_c y f'_{cc} representan las máximas tensiones para los casos de pilares sin confinar y confinados respectivamente. Estas tensiones se calculan como la máxima carga menos la contribución del acero, todo ello dividido por el área de la sección de hormigón. La deformación última del elemento

sin confinar que corresponde a $0,85f'_c$ (curva a) es ϵ_{cu} . La deformación ϵ_{ccu} corresponde a $0,85f'_{cc}$ en el caso de un elemento ligero confinado (curva b); y la deformación de rotura en el caso de elementos fuertemente confinados, sin endurecimiento, cuando la tensión de rotura es mayor de $0,85f'_{cc}$ (curva c) o en los elementos fuertemente confinados, con endurecimiento (curva d).

La definición de ϵ_{ccu} en $0,85f'_{cc}$ o menos, es arbitraria, aunque es coherente con el modelo convencional del hormigón (Hognestad 1951), es tal, que el descenso de la curva en esa tensión ($0,85f'_{cc}$ o mayor), no es tan sensible al ensayo en términos de determinación de carga y rigidez de los equipos usados.

La resistencia a compresión de un elemento de hormigón no esbelto y de peso normal, confinado con un encamisado de FRP, se deberá calcular usando la resistencia del hormigón confinado. La fuerza normal que actúa en un elemento de hormigón reforzado, debe tomarse usando los factores de carga según ACI 318-05, y la resistencia a compresión deberá ser calculada usando los factores de reducción ϕ para elementos con estribos según ACI 318-05. [1.22] y [1.23].

Para elementos no pretensados con estribos en espiral,

$$\phi P_n = 0,85\phi[0,85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad [1.22]$$

Para elementos no pretensados con estribos,

$$\phi P_n = 0,8\phi[0,85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad [1.23]$$

Muchos modelos que simulan el comportamiento tensión-deformación de secciones confinadas con FRP, están disponibles en libros (Teng et al. 2002; De Lorenzis and Tepfers 2003; Lam y Teng 2003). El modelo tensión-deformación de Lam y Teng (2003a,b) para hormigón confinado con FRP ha sido adoptado por ACI, y se ilustra en la figura, y se calcula usando las siguientes expresiones [1.24], [1.25] y [1.26]:

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_c} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon'_t \\ f'_c + E_2 \varepsilon_c & \varepsilon'_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases} \quad [1.24]$$

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}} \quad [1.25]$$

$$\varepsilon'_t = \frac{2f'_c}{E_c - E_2} \quad [1.26]$$

La máxima tensión a compresión del hormigón confinado f'_{cc} y la máxima presión de confinamiento se calculan usando las siguientes expresiones respectivamente [1.27] y [1.28] (Lam y Teng 2003a,b) con un factor de reducción $\psi_f = 0,95$.

$$f'_{cc} = f'_c = \psi_f 3.3 \kappa_a f_l \quad [1.27]$$

$$f_l = \frac{2E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{D} \quad [1.28]$$

En la primera ecuación, f'_c es la tensión cilíndrica del hormigón sin confinar, y el factor de eficiencia κ_a , justifica la geometría de la sección, circular y no circular, tal y como aparece en las figuras de los puntos 1.7.1.1 y 1.7.1.2. En la segunda ecuación, la deformación efectiva del FRP en el punto de rotura ε_{fe} viene dado por

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_\varepsilon \varepsilon_{fu} \quad [1.29]$$

El factor de eficiencia κ_ε de la deformación del FRP justifica la rotura del refuerzo FRP (Pessiki et al. 2001), que puede ser debido al estado multiaxial de tensión al que está sometido, en contra de la tensión normal del material. Este comportamiento también puede estar relacionado con zonas en las que hay mayor tensión, debido a roturas del hormigón según va ensanchándose. Basado en calibración experimental, usando

principalmente probetas de hormigón confinado con CFRP, se obtuvo un valor medio de 0,586 de K_ϵ por Lam y Teng (2003a). De manera similar, a través de una base de datos de 251 ensayos (Harries and Carey 2003) se obtuvo un valor de $K_\epsilon = 0,58$ mientras que los ensayos experimentales en pilares de mediana y gran escala, dieron valores de 0,57 y 0,61 respectivamente (Carey and Harries 2005).

Basado en tests realizados por Lam y Teng (2003a,b), el radio f_l / f'_c , no debe ser menor que 0,08. Este es el mínimo nivel de confinamiento requerido para asegurar que no haya otra curva descendente en el gráfico tensión-deformación, tal y como muestra la curva “d” en la primera gráfica [Fig.1.8]. Esta limitación se confirmó después en secciones circulares por Spoelstra y Monti (1999), usando su modelo analítico. Se deberán usar $K_\epsilon=0,55$ y $f_l / f'_c=0,08$.

Fig. 2.9 Gráfica de deformación del hormigón confinado y no confinado

La máxima deformación a compresión ϵ_{ccu} en el hormigón confinado con FRP se puede calcular con la ecuación [1.30]. Esta deformación no puede ser mayor que el valor de la ecuación [1.31], para prevenir la rotura y la pérdida de integridad del hormigón. Cuando se aplica este límite, se debe recalcular el valor de f'_cc con la curva tensión-deformación (Sociedad del Hormigón 2004).

$$\epsilon_{ccu} = \epsilon'_c \left(1.50 + 12 \kappa_b \frac{f_l}{f'_c} \left(\frac{\epsilon_{fe}}{\epsilon'_c} \right)^{0.45} \right) \quad [1.30]$$

$$\epsilon_{ccu} \leq 0.01 \quad [1.31]$$

En la ecuación [1.30], el factor de eficiencia K_b justifica la geometría de la sección en el cálculo de la deformación última.

La mejora de resistencia en elementos a compresión con f'_c de 70 MPa o superior ha sido poco estudiada experimentalmente.

1.7.1.1. Secciones circulares

El encamisado de FRP es más efectivo para confinar elementos de sección circular (Demers and Neale 1999; Pessiki et al. 2001; Harries and Carey 2003; Youssef 2003; Matthys et al. 2005; Rocca et al. 2006). El refuerzo FRP proporciona una presión de confinamiento uniforme circular a la expansión radial del elemento a compresión, cuando las fibras están colocadas transversalmente al eje longitudinal del elemento. Para secciones circulares, los valores K_a y K_b de la ecuación [1.27] y [1.30] pueden ser tomados como 1,0.

1.7.1.2. Secciones no circulares

Los ensayos han demostrado que el confinamiento de elementos cuadrados y rectangulares con encamisado FRP, puede proporcionar mínimos incrementos en la máxima resistencia a compresión f'_{cc} del elemento (Pessiki et al. 2001; Wang and Restrepo 2001; Harries and Carey 2003; Youssef 2003; Rocca et al. 2008). Las medidas de esta guía no se recomiendan para elementos cuyo cociente h/b sea mayor de 2,0; o cuyas dimensiones b o h excedan de 900 mm, a menos que se hagan ensayos que demuestren su efectividad.

Fig. 2.10 Aproximación de teórica aceptada de A_e

Para secciones no circulares, f_l en la ecuación [1.28] será la máxima presión de confinamiento correspondiente a una sección circular equivalente con diámetro D igual a la diagonal de la sección rectangular calculado este diámetro mediante la expresión [1.32]

$$D = \sqrt{b^2 + h^2} \quad [1.32]$$

Los factores de forma K_a y K_b dependen de dos parámetros: el área de la parte efectiva de confinamiento A_e de la sección, y el cociente h/b , tal y como se muestra en las siguientes ecuaciones [1.33] y [1.34]

$$K_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h} \right)^2 \quad [1.33]$$

$$K_b = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b} \right)^{0.5} \quad [1.34]$$

La aproximación teórica generalmente aceptada para la definición de A_e , consiste en cuatro parábolas en las que el hormigón está totalmente confinado, y fuera de las cuales se produce un confinamiento mínimo [Fig. 1.10]. La forma de las parábolas y del área del confinamiento efectivo resultante es una función de las dimensiones del pilar (b y h), el radio de las esquinas r_c y el ratio de armadura longitudinal ρ_g , y puede ser expresado siguiendo la ecuación 1.35

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\left[\left(\frac{b}{h} \right) (h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b} \right) (b - 2r_c)^2 \right]}{3A_g}}{1 - \rho_g} - \rho_g \quad [1.35]$$

1.7.1.3. Consideraciones útiles

Si las cargas se aproximan a los valores máximos soportados, puede que se produzcan daños en el hormigón en forma de grietas en la dirección radial. El encamisado FRP contiene el daño y mantiene la integridad del pilar. Sin embargo, cuando solo actúan las cargas de servicio, este tipo de daños deben evitarse. En este sentido, el encamisado de FRP solo actuará cuando haya sobrecargas temporales.

Para asegurar que no se produzcan grietas radiales bajo cargas de servicio, la deformación transversal en el hormigón debe mantenerse por debajo de la deformación de rotura bajo cargas de servicio. Esta será la correspondiente a la tensión de $0,65f'_c$. Además, la tensión de servicio del acero longitudinal debe mantenerse por debajo de $0,60f_y$ para evitar la plastificación bajo cargas prolongadas o cíclicas. Si se mantiene esa tensión en servicio, la tensión en el encamisado FRP será relativamente baja.

1.7.2. Elementos sometidos a compresión y a flexión

El encamisado FRP también puede proporcionar un aumento de la resistencia en un elemento sometido a compresión y a flexión (Nosho 1996; Saadatmanesh et al. 1996; Chaallal and Shahawy 2000; Sheikh and Yau 2002; Iacobucci et al. 2003; Bousias et al. 2004; Elnabelsy and Saatcioglu 2004; Harajli and Rteil 2004; Sause et al. 2004; Memon and Sheikh 2005).

Para conocer el efecto del confinamiento FRP en la mejora de la resistencia, se aplicará la ecuación [1.22] o [1.23], según corresponda, cuando la excentricidad que existe en el elemento es menor o igual a $0,1h$. Cuando es mayor de $0,1h$, la metodología y las ecuaciones, presentadas en el punto 1.7.1, se pueden usar para determinar las propiedades del hormigón del elemento bajo tensiones de compresión. Según esto, el diagrama fuerza-momento para los elementos confinados con FRP, se puede elaborar usando procedimientos válidos establecidos (Bank 2006).

Fig. 2.11 Diagrama fuerza-momento de elemento con y sin confinamiento

Las limitaciones a continuación se aplican a elementos sometidos a compresión y a flexión:

1. La deformación efectiva en el encamisado FRP debe limitarse al valor dado en la ecuación 2.4.12 para asegurar la integridad a cortante del elemento confinado.

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq \kappa \varepsilon_{fu} \quad [1.32]$$

2. La mejora de la resistencia solo puede considerarse cuando la fuerza última a compresión aplicada y el momento flector último, P_u y M_u , caen por encima de la línea que conecta el origen y el punto * en el diagrama fuerza-momento para el elemento sin confinar (Fig. 1.11). Esta limitación surge por el hecho de que la mejora de la resistencia solo es significativa para elementos en los que la rotura a compresión es el modo determinante (Bank 2006).

Los diagramas fuerza-momento se pueden elaborar satisfaciendo las compatibilidades de deformación y el equilibrio de la fuerza usando el modelo tensión-deformación de elementos confinados con FRP de la ecuaciones [1.24], [1.25] y [1.26]. Para simplificar, la parte de los diagramas fuerza-momento de elementos sin confinar y confinados, correspondientes a rotura a compresión, se pueden reducir a dos curvas bilineales que pasan por tres puntos (Fig. 1.11). Para valores de excentricidades mayores de $0,1h$ y por encima del punto correspondiente a la condición equilibrada, se deberá usar la metodología del Apéndice A, para calcular un diagrama de interacción simplificado. Se deben aplicar los valores de los factores ϕ establecidos en ACI 318-05 para secciones circulares y no circulares.

1.7.3. Incremento de la ductilidad

El incremento de la ductilidad de una sección se produce por la capacidad de deformación en compresión en el hormigón antes de que se produzca la rotura (Seible et al. 1997). El encamisado también ayuda a retrasar el pandeo de las barras longitudinales comprimidas y a sujetar los empalmes de las barras longitudinales.

En relación al sismo, los encamisados de FRP deben diseñarse para proporcionar una tensión de confinamiento suficiente para desarrollar las deformaciones del hormigón a compresión asociadas con los desplazamientos exigidos. La máxima deformación a compresión en hormigón para un elemento confinado puede calcularse con la ecuación [1.30].

Secciones circulares. La máxima deformación a compresión para elementos confinados con FRP en secciones circulares se puede calcular con la ecuación [1.30] con f'_{cc} calculado en la ecuación [1.27], tomando $K_b=1,0$.

Secciones no circulares. La máxima deformación a compresión para elementos confinados con FRP en secciones cuadradas o rectangulares se puede calcular con la ecuación 2.4.6 con f'_{cc} calculado en la ecuación [1.27], tomando K_b de la ecuación 2.4.10. El confinamiento de los encamisados de FRP será insignificante para secciones rectangulares con h/b superior a 2,0, o con b o h superior a 900 mm, a menos que se hagan ensayos que demuestren su efectividad.

2. OBJETIVOS

El motivo del presente trabajo de investigación es valorar la formulación actual existente sobre el incremento de resistencia en el hormigón confinado con polímeros reforzados con fibras de carbono, en probetas de baja resistencia. Se ensayarán probetas reforzadas con tejidos de fibras de carbono con resistencia 35 N/mm^2 y 12 N/mm^2 a compresión. También se ensayarán a compresión probetas que sufren algún tipo de defecto.

Estudiaremos probetas con una mala ejecución en el refuerzo, esto se ejecutará no aplicando en la totalidad de la superficie el tejido de fibras de carbono, sino sólo en un 50% de su perímetro. Concretamente, se trata de limitar el contacto entre el tejido de fibra de carbono y el hormigón colocando una capa intermedia para impedir que la resina epoxi entre en contacto con el hormigón en el 50% del perímetro de la probeta.

También se estudiarán los efectos en hormigones de distinta resistencia, unas de 35 N/mm^2 y de 12 N/mm^2 reforzados en su totalidad que se compararán con los resultados reforzados sólo en la mitad de su perímetro. Se tomará como referencia para los ensayos la resistencia a compresión obtenida en probetas de las mismas amasadas que no están reforzadas.

Posteriormente se realizará el ensayo de probetas de hormigón con los mismos refuerzos de resistencias H-25, H-20 y H-8, en un ciclo de carga y descarga hasta el 40% de la carga en rotura de la probeta sin confinar para obtener la deformación longitudinal y transversal. Esto permitirá realizar las gráficas de tensión-deformación, así como el módulo de elasticidad longitudinal tangente y secante de las probetas ensayadas.

3. HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS. INFLUENCIA DE LOS DEFECTOS DE EJECUCIÓN

3.1 TRABAJO EXPERIMENTAL REALIZADO

3.1.1. Materiales empleados

El proceso a seguir para la ejecución del sistema Replark de refuerzo con tejido de fibra de carbono consiste en esencia en:

1. Preparación de las superficies de hormigón
2. Masilla de corrección de defectos, también de base epoxídica
3. Aplicación de un imprimador o tapaporos, de base epoxídica.
4. Capa de adhesivo epoxídico de características adecuadas.
5. Colocación de una hoja flexible de fibra de carbono de alta resistencia y elevado módulo de elasticidad.
6. Capa de terminación, a mano, del mismo sistema epoxi, que se da sobre la lámina ya pegada.

3.1.1.1. *Masilla de nivelación*

Esta masilla se caracteriza por estar especialmente diseñada para el relleno de cavidades, coqueras e irregularidades superficiales. Se presentan en dos tipos, diferenciados por el rango de temperatura en el que es posible su aplicación.

El primero, de denominación L-600S, puede ser utilizado entre 15 y 35 °C de temperatura mientras que el segundo tipo, de nomenclatura L-600W, se usa en un rango inferior de temperaturas acotado por los 5 y 15 °C.

La masilla posee una elevada adhesión al hormigón, buena resistencia a compresión y un tiempo de vida en recipiente (pot life) y tiempo abierto de utilización adecuados para su aplicación en los ensayos que se han llevado a cabo.

3. HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS ...

Se presenta en forma de dos componentes separados que se mezclan íntimamente antes de su empleo.

Se emplea la masilla para rellenar las grietas y coqueras consiguiendo así que la separación entre hormigón y fibras sea la mínima posible, eliminando la existencia de zonas huecas que eviten el contacto.

3.1.1.2. *Imprimador o tapaporos*

El producto imprimador a utilizar ha sido el modelo XPS-400.

Como ya ocurría en el caso de la masilla de nivelación, éste posee dos productos diferenciados por sus rangos de temperaturas de uso. Así el modelo XPS-400S puede ser usado entre 15 y 35 °C, y el segundo tipo, XPS-400W, tiene un rango inferior de temperatura de uso situado entre los 5 y los 15 °C.

Ambos imprimadores poseen una viscosidad, tiempo de vida en recipiente (pot life) y tiempo abierto de utilización adecuados para su correcto empleo a las temperaturas indicadas anteriormente.

Los imprimadores se presentan en forma de dos componentes separados que se mezclan íntimamente en el momento de su uso.

3.1.1.3. *Adhesivo o resina epoxi*

En este caso se ha procedido a actuar con el producto XL-800. Este material va a actuar de puente de transmisión de cargas entre las láminas de fibras de carbono y el hormigón, por consiguiente, sus características mecánicas y reológicas son de suma importancia para la mayor eficacia del refuerzo.

Se distinguen dos tipos de adhesivos o resinas epoxi, diferenciados igualmente por su rango de temperaturas. El XL-800S se puede emplear entre los 15 y 35 °C mientras que el producto XL-800W se deberá emplear dentro del rango desde los 5 °C hasta los 15 °C.

La viscosidad, tixotropía, tiempo de vida en recipiente (pot life) y tiempo abierto de utilización son los adecuados para la aplicación que se va a realizar con ellos.

3.1.1.4. Láminas tejidas de fibra de carbono

Las propiedades de las láminas de fibra de carbono utilizadas como materiales de refuerzo son las que se recogen en la tabla 3.1 expuesta a continuación.

Propiedades láminas REPLARK de fibra de carbono tipo MM2

Peso de la lámina (g/m^2)	300
Espesor (mm)	0,163
Resistencia a tracción (N/mm^2)	2.400
Módulo de Elasticidad (N/mm^2)	$4,4 \times 10^5$
Alargamiento de rotura (‰)	4
Color	Marrón
Ancho (m)	0,25 - 0,33 - 0,50
Largo máximo (m)	50 - 100

Tabla 3.1. Propiedades de láminas de fibra de carbono utilizadas

En las láminas, las fibras de carbono van colocadas en una sola dirección y unidas transversalmente por medio de unos hilos de fibra de vidrio de diferente color, de acuerdo con el tipo de lámina que se trate.

3.1.1.5. Características del compuesto REPLARK

Desde el punto de vista de diseño de un refuerzo es más interesante conocer las propiedades del material compuesto, es decir, la composición formada por la primera mano de resina de imprimación, la lámina de fibra de carbono y la segunda mano final de resina de terminación; que las propiedades individuales de cada uno de los materiales componentes.

3. HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS ...

Estas propiedades se recogen en la tabla 3.2, mientras que las propiedades físicas y mecánicas de los productos individuales se recogen en las tablas 3.3, 3.4 y 3.5

Propiedades del compuesto REPLARK			
Elemento	Espesor (mm)	Resistencia a tracción (N/mm ²)	Módulo de Elasticidad (N/mm ²)
REPLARK MM2	0,163	2.400	4,4 x 10 ⁵
Resina XL-800	0,545	29	0,015 x 10 ⁵
Compuesto	0,708	444	0,81 x 10 ⁵

Tabla 3.2. Propiedades del compuesto REPLARK

Propiedad/Producto		Imprimador		Masilla		Resina	
		XPS-400		L-600		XL-800	
Recomendado en*		S	W	S	W	S	W
Temperatura de empleo (°C)		15-35	5-15	15-35	5-15	15-35	5-15
Disolventes		Sin disolventes					
Resina base		Resina epoxi					
Apariencia del sistema	Agente principal	Líquido pálido		Masilla blanca		Líquido verde	
	Endurecedor	Líquido amarillo Pálido		Masilla negra		Líquido amarillo pálido	
Proporción mezcla (en peso)	Agente principal	4		2		4	
	Endurecedor	1		1		1	

* S = Tiempo caliente ; W = Tiempo frío

Tabla 3.3. Propiedades físicas de los componentes (I)

Propiedad/Producto		Imprimador XPS-400		Masilla L-600		Resina XL-800	
Peso específico (25°C)	Agente principal	1,15	1,13	1,50	1,51	1,12	1,14
	Endurecedor	0,96	0,97	1,85	1,73	0,96	0,97
Viscosidad	30°C	200	-	Masilla	-	7600	-
	25°C	320	160	Masilla	Masilla	8200	4300
	15°C	750	440	Masilla	Masilla	12600	6300
	5°C	-	1100	-	Masilla	-	15600
Rendimiento (kg/m ²)**	Replark 20	0,25		0,5 - 1,5		0,6	
	Replark 30					0,8	
Pot life (min)	30°C	90	-	50	-	70	-
	23°C	130	18	60	40	130	25
	15°C	>180	40	>180	60	>180	60
	5°C	-	130	-	150	-	120
Tiempo abierto (horas)	30°C	8,00	-	3,00	-	8,00	-
	23°C	11,00	3,00	5,50	3,50	11,00	4,00
	15°C	17,00	7,00	10,00	5,50	18,00	7,00
	5°C	-	15,00	-	10,00	-	18,00
Tiempo de curado (días)	30°C	-	-	-	-	5	-
	23°C	-	-	-	-	7	5
	15°C	-	-	-	-	14	7
	5°C	-	-	-	-	-	14

* S = Tiempo caliente ; W = Tiempo frío

** Depende del soporte

Tabla 3.4. Propiedades físicas de los componentes (II)

3. HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS ...

Propiedad/Producto	Imprimador XPS-400	Masilla L-600	Resina XL-800
Resistencia a tracción (N/mm ²)	-	-	> 29,00
Resistencia a flexión (N/mm ²)	-	-	> 39,00
Resistencia a cortante (N/mm ²)	-	-	> 9,80
Adherencia al hormigón (N/mm ²)	1,50	1,50	-
Presentación normal (kg por conjunto)	15,00	15,00	15,00

Tabla 3.5. Propiedades mecánicas de los componentes

3.1.2. Fabricación de probetas

Se desea obtener un hormigón en masa con una resistencia aproximada de 35 N/mm². Para ello se realizan dos amasadas denominadas “Amasada 1” y “Amasada 2” respectivamente.

La dosificación empleada en ambas amasadas consta de 12,50 Kg de cemento, 33,50 Kg de arena, 32 Kg de grava y 6,88 Kg de agua.

Las amasadas se realizan en seco en amasador durante un tiempo aproximado de 3 minutos. A continuación se vierte el agua sobre la misma cubeta y se remueve el conjunto hasta conseguir homogeneidad.

Este proceso se observa en la figura 3.1.

Fig. 3.1. Proceso de amasado de hormigón

Previamente al llenado de las probetas, se procede a determinar la consistencia del hormigón, mediante el ensayo desarrollado en la norma UNE 83313:90 “Ensayos de hormigón. Medida de la consistencia de hormigón fresco. Método del cono de Abrams”.

Se rellena el molde metálico troncocónico de dimensiones normalizadas (20 cm de diámetro inferior, 10 cm de diámetro superior y 30 cm de altura), en tres capas apisonadas con 25 golpes de varilla (pisón).

Tras retirar el molde, se mide el asentamiento que experimenta la masa de hormigón colocada en su interior.

Fig. 3.2. Determinación de asiento del cono de Abrams

Tipo de consistencia	Asiento en cm
Seca	0 – 2
Plástica	3 – 5
Blanda	6 – 9
Fluida	10 – 15

Tabla 3.6. Tabla para determinación de consistencia según UNE 83313:90

Tras la realización de la amasada se procede a extraer el hormigón de la cubeta para introducirlo en los moldes cilíndricos de las probetas de dimensiones normalizadas 15x30 cm.

3. HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS ...

Se pica el hormigón con barra de acero 25 veces obteniendo cinco probetas de la “Amasada 1” y cuatro probetas de la “Amasada 2” de iguales características iniciales. En la primera imagen de la figura 3.2 se observan los moldes de acero utilizados, las dos siguientes representan las probetas moldeadas correspondientes a las amasadas 1 y 2.

El hormigón ensayado correspondiente a la “Amasada 1” produjo un asentamiento de cono de 0,50 cm, medido como se representa en la figura 3.3. Considerando por esta medida, que se trata de una consistencia seca ya que entra dentro del intervalo entre cero y dos centímetros que marca la norma como se puede observar en la tabla 3.6.

Este proceso se representa en la figura 3.2

Fig. 3.3. Moldeado de la amasada de hormigón

De esta amasada se obtienen un total de cinco probetas que se denominan C1, C2, C3, C4 y C5 respectivamente. El hormigón ensayado correspondiente a la “Amasada 2” produjo un asentamiento de cono de 6,50 cm considerando por esta medida que se trata de una

consistencia blanda ya que entra dentro del intervalo entre seis y nueve centímetros que marca la norma como se puede observar en la tabla 3.6.

De la segunda amasada se obtienen cuatro probetas que se denominan D1, D2, D3 y D4.

Posteriormente a este ensayo se procede al curado del hormigón dejando las probetas en cámara húmeda durante 21 días. Transcurrido el tiempo correspondiente y una vez secas procede a aplicar la masilla de nivelación L-600S de DRIZORO, que posee una elevada adhesión al hormigón y buena resistencia a compresión. Esta masilla sólo se aplica a las probetas que se refuerzan con fibras y que presentan coqueras y deformaciones. Estas son las probetas de la primera amasada “Amasada 1” C1, C3 y C5 y las probetas D1, D2 y D4 pertenecientes a la “Amasada 2”.

Aplicamos la masilla con espátula flexible, aplicando el producto y eliminando el exceso.

El producto “PUTTY-L-600” guarda una relación entre agente principal “A” y endurecedor “B” de 2:1.

En la figura 3.4 se observa la masilla de nivelación ya colocada sobre las probetas de hormigón antes mencionadas.

Fig. 3.4. Probetas de hormigón tras proceso de masillado

3. HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS ...

Una vez preparada la superficie del hormigón se procede a aplicar el imprimador XPS-400 que penetrando en el hormigón mejora las características resistentes superficiales de éste a la vez que incrementa la adhesión con la hoja de fibra de carbono.

La mezcla esta dosificada para 700gr del recipiente A (componente activo) y 800 gr del recipiente B (endurecedor), que una vez mezclado aguanta un máximo de 2 horas.

La imprimación se realiza sólo superficialmente para que se introduzca por dentro mediante la aplicación con brocha.

El resultado es un producto muy líquido que, en el caso de que el hormigón tenga una alta absorción, necesitará dos capas. Finalmente sólo fue necesaria una capa.

Tiene que estar seca al tacto, es decir, que no se note adherencia al contacto con la mano.

Se dejan secar las probetas 24 horas en el laboratorio y se procede a colocar las láminas de fibra.

Las láminas las facilita el fabricante DRIZORO en rollos. Antes de proceder a aplicar la primera capa de adhesivo o resina XL-800, preparamos los trozos de lámina a utilizar. Se cortan con tijeras 5 bandas de 5 cm de ancho, por unas líneas amarillas, de 65 cm de longitud, que el fabricante prepara para facilitar su manejo y se dejan en la mesa colocados por orden de ejecución sobre la probeta.

Preparamos las probetas que se pretenden ensayar con una reducción de la superficie en contacto con las láminas.

Para ello se dispone de unas láminas de plástico que se colocan sobre la probeta verticalmente cubriendo sólo el 50% de la superficie. Se unen entre sí en la cara superior de la misma.

El conjunto resultante se puede observar en la figura 3.5.

Fig. 3.5. Probetas resultantes tras laminado de plástico

El siguiente paso es la adhesión de la resina XL-800. El adhesivo o resina XL-800 se suministra en forma de dos componentes: resina epoxi y endurecedor. Se mezclan íntimamente en un recipiente limpio, guardando la proporción 4:1, obteniendo así una pasta de color verde muy viscosa.

Damos una capa de resina sobre las láminas cortadas, con brocha y rodillo, colocando las láminas sobre la probeta. En este momento se tiene especial cuidado en que el refuerzo no alcance la totalidad de la altura de la probeta. Así se deja un espacio libre entre 8 y 10 mm en cada uno de los extremos.

Después, sobre los solapes de las fibras, se vuelve a aplicar el adhesivo. Por último, presionamos con el rodillo sobre las láminas para que la resina atravesase la fibra y se impregne bien del adhesivo.

De esta manera obtenemos una probeta completamente impregnada de adhesivo por todo su perímetro libre de bolsas de aire e imperfecciones que por presión con el rodillo se eliminan. Transcurridos unos 15 minutos se procede a aplicar la capa de terminación o cubrición realizada con la misma resina, ya con la primera capa seca al tacto.

3. HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS ...

En la figura 3.6 se pueden ver las probetas con la resina ya ligada a éstas.

Fig. 3.6. Probetas resultantes tras aplicación de resina

Tras la aplicación de la resina y transcurridas 24 horas se procede al refrentado de la base, definido como el alisado o regularizado de la superficie de contacto de la probeta con los discos de la prensa para que haga buen contacto y no se produzcan tensiones parásitas o irregulares que den una rotura extraña y que falsee los resultados.

El refrentado se realiza con azufre calentado a 130-140°C.

La superficie de carga debe ser plana con una tolerancia de 0,05 mm en 100 x 100 mm, medida por lo menos en tres direcciones, y perpendicular al eje vertical de la probeta en posición de ensayo, con desviación máxima de 1 mm en 200 mm.

La superficie de carga en probetas para compresión debe ser igual o ligeramente mayor sin sobrepasar los bordes en más de 3 mm.

El material de refrentado debe desarrollar una resistencia a compresión mayor que la prevista para la probeta en el momento del ensayo e igual o mayor que 350 kg/cm².

CAPÍTULO 3

El espesor de la capa de refrentado debe ser menor a 5 mm, recomendándose conseguir una capa de 3 mm.

Se elabora una mezcla de azufre compuesto de 55 a 70 partes en peso de azufre en polvo y 30 a 45 partes en peso de material granular que pase por el tamiz de 0,315 mm (arcilla refractaria o arena sílicea).

Calentar la mezcla de azufre en marmita a temperatura controlada entre 130 y 145°C y se vierte sobre el dispositivo de refrentado.

A continuación se presenta la probeta sobre la cara a ensayar y se impregna bien del compuesto.

Acto seguido se nombran las probetas otra vez y se dejan secar 24 horas.

Fig. 3.7. Probetas refrentadas en su base

Como resultado del proceso tenemos un total de dieciocho probetas de hormigón. Nueve de esas probetas de resistencia característica 35 N/mm² y otras nueve de 12 N/mm². En la tabla 3.7 se ha realizado un resumen de las probetas resultantes dependiendo de su pertenencia a las amasadas, nombre de probeta y sus características de refuerzo de fibras.

3. HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS ...

Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	Número de amasada	Denominación de la probeta	Refuerzo de fibras de carbono
35	“Amasada 1”	A1	Refuerzo al 50%
		A2	Sin Refuerzo
		A3	Refuerzo al 50%
		A4	Refuerzo al 100%
		A5	Sin Refuerzo
	“Amasada 2”	B1	Refuerzo al 100%
		B2	Sin Refuerzo
		B3	Refuerzo al 100%
		B4	Refuerzo al 50%
		C1	Refuerzo al 100%
12	“Amasada 1”	C2	Sin Refuerzo
		C3	Refuerzo al 50%
		C4	Sin Refuerzo
		C5	Refuerzo al 50%
	“Amasada 2”	D1	Refuerzo al 100%
		D2	Refuerzo al 100%
		D3	Sin Refuerzo
		D4	Refuerzo al 50%

Tabla 3.7. Resumen de probetas realizadas

3.2. RESULTADOS OBTENIDOS

Las probetas se han ensayado a compresión en prensa (Figura 3.8) y se han obtenido los resultados resumidos en la tabla 3.8 para probetas H-12 sin reforzar, tabla 3.9 para probetas H-12 reforzadas al 50%, tabla 3.10 para probetas H-12 reforzadas al 100%, tabla 3.11 para probetas H-35 sin reforzar, tabla 3.12 para probetas H-12 reforzadas al 50% y, por último, tabla 3.13 para probetas H-35 reforzadas al 100%.

Fig. 3.8. Prensa para ensayo de probetas de hormigón

Probeta	Imagen de rotura	Tensión de rotura (MPa)
H-12-C2		8,822
H-12-C4		12,252
H-12-D3		15,504

Tabla 3.8. Tensiones de rotura en probetas sin reforzar de resistencia característica = 12 N/mm²

El hormigón en este ensayo rompe más disgregado con una rotura más pausada. En el primer caso de la tabla, la probeta C2 se disgrega completamente, evidenciando una falta de cohesión. Esta probeta posee una resistencia a rotura demasiado baja.

3. HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS ...

Probeta	Imagen de rotura	Tensión de rotura (MPa)
H-12-C3		19,716
H-12-C5		27,145
H-12-D4		28,371

Tabla 3.9. Tensiones de rotura en probetas reforzadas al 50% de resistencia característica = 12 N/mm²

La rotura del tejido es paralela al eje perpendicular de la probeta en el caso de la amasada D. El tejido de fibras rompe por la zona menos confinada, por la existencia de la banda de plástico. Presenta una rotura poco brusca y poco explosiva.

Probeta	Imagen de rotura	Tensión de rotura (MPa)
H-12-C1		21,751
H-12-D1		35,483
H-12-D2		28,217

Tabla 3.10. Tensiones de rotura en probetas reforzadas al 100% de resistencia característica = 12 N/mm²

La rotura es menos explosiva y centrada sólo en una de las dos mitades. El tejido presenta rotura longitudinal y perpendicular al eje de la probeta.

3. HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS ...

Probeta	Imagen de rotura	Tensión de rotura (MPa)
H-35-A2		35,973
H-35-A5		36,793
H-35-B2		33,777

Tabla 3.11. Tensiones de rotura en probetas sin reforzar de resistencia característica = 35 N/mm²

Las resistencias resultantes tienen valores similares, siendo sus roturas con macrogrietas en todo su perímetro, centrándose mayormente en la parte superior.

Probeta	Imagen de rotura	Tensión de rotura (MPa)
H-35-A1		52,137
H-35-A3		52,295
H-35-B4		56,951

Tabla 3.12. Tensiones de rotura en probetas reforzadas al 50% de resistencia característica = 35 N/mm²

En este caso la rotura del tejido es paralela al eje de la probeta. Se presenta rotura en la zona donde no hay contacto entre el tejido y la probeta. En todos los casos, la zona no expuesta a la resina epoxi, debido a la existencia de la banda de plástico, fue la zona por donde rompió la probeta. Presentan también una rotura explosiva.

3. HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS ...

Probeta	Imagen de rotura	Tensión de rotura (MPa)
H-35-A4		53,430
H-35-B1		57,374
H-35-B3		62,952

Tabla 3.13. Tensiones de rotura en probetas reforzadas al 100% de resistencia característica = 35 N/mm²

La rotura de las fibras es explosiva. El tejido de fibras se abre totalmente debido a la rotura por tracción. El conjunto formado por el tejido y la resina epoxi presenta un corte vivo y muy rígido. Alta probabilidad de accidente en caso de manipulación. Residuo muy peligroso.

3.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Muchos investigadores han demostrado fehacientemente que el refuerzo con compuestos de fibra de carbono en pilares es una técnica muy efectiva para aumentar la resistencia a compresión de la misma.

Desde los primeros estudios que se realizaron con pilares de hormigón confinado, se han propuesto varios modelos analíticos para predecir el comportamiento de la tensión y la resistencia del material.

El modelo de Mander, en 1998, proponía un diagrama tensión-deformación aproximado para predecir el comportamiento antes y después del límite elástico del acero en columnas de hormigón sometidas a compresión axial. Dicho modelo utilizaba la ecuación de Popovics (1973) [3.1] desarrollada en un primer momento para predecir el comportamiento del hormigón no confinado. Este modelo se basa en una presión de confinamiento constante

$$f'_{cc} = f'_c \left(\left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 \sigma R}{f'_c}} \right) - \left(2 \frac{\sigma R}{f'_c} \right) - 1.254 \right) \quad [3.1]$$

La mayoría de las probetas ensayadas por los autores se envuelven con cubiertas de tejido unidireccional, perpendicular a la dirección longitudinal de las columnas. Así lo aconsejan los distintos fabricantes, como Drizoro o Sika, para maximizar el confinamiento del hormigón y proporcionar una resistencia extra a cortante.

Según Chaallal y Shahawy, el ángulo óptimo de orientación del tejido cuando la columna está sometida a carga axial, forma entre 0 y 15 grados en la dirección transversal (perpendicular al eje longitudinal).

Otro efecto significativo es la geometría de la propia probeta. Son más efectivas las fibras dispuestas en probetas circulares, por el desarrollo de resistencias radiales. Las probetas

3. HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS ...

elípticas y octogonales (si el lado del octógono es pequeño) son similares a las circulares con algún que otro parámetro corrector. Las probetas rectangulares (incluidas las cuadradas) tienen el problema de reforzar sólo las esquinas, debido a que las fuerzas internas sólo se producen allí, aunque aportan un confinamiento significativo.

Del estudio de Fam y Rizkalla se deduce que al aplicar la carga en el núcleo de hormigón así como en la cubierta del tejido de fibras, se produce una significativa reducción de la resistencia y de la rigidez de la pieza.

En las piezas en las cuales la carga está aplicada solamente en el núcleo del hormigón, y la cubierta sólo proporciona confinamiento, que es nuestro caso, el fallo de las piezas se produce principalmente por la rotura de las fibras a tracción. Una vez la tensión radial en el recubrimiento alcanza su resistencia última se produce la rotura de las fibras, provocando el fallo global de la columna.

Todos los experimentos muestran un incremento de la carga última y de la ductilidad, menor cuanto mayor es la resistencia a compresión del hormigón.

El hormigón se comporta de diferentes formas si está recubierto de acero o si esta reforzado con fibras. Esto es debido a que la presión de confinamiento del acero es constante mientras que en nuestro caso la presión de confinamiento se incrementa continuamente durante el proceso de carga, hasta que se produce el fallo. Esto manifiesta una necesidad de usar modelos diferentes en el caso de fibras que en el caso de acero.

Existen distintos modelos que consideran la presión de confinamiento variable: Fam y Rizkalla, así como Saadatmanesh, Ehsani y Li proponen usar el modelo de confinamiento de Mander, aproximando la presión de confinamiento a una función del nivel de deformación del hormigón a partir de la compatibilidad de desplazamientos radiales.

Chaallal y Shahawy, en cambio, incorporan a su investigación para calcular la resistencia a compresión del hormigón, la expresión de Mirmiran y Shahawy, que considera la máxima deformación del hormigón de valor 0.005.

Aumentando la rigidez del refuerzo en la dirección radial e incrementando el coeficiente de Poisson del hormigón se consigue un significativo incremento de la presión de confinamiento. Si el coeficiente de Poisson del refuerzo es mayor que el del hormigón, la presión de confinamiento resulta negativa y en esos casos se separa el núcleo del hormigón del refuerzo. En ese sentido el refuerzo con fibras mejora la efectividad que el refuerzo con acero porque el rendimiento del hormigón para estados tempranos de carga es mejor que el del acero. El refuerzo de fibras en cambio, tiene mayor efectividad debido a su menor coeficiente de Poisson, si bien depende del tipo de estructura en el tejido de las fibras.

Existen como se ha comentado anteriormente numerosos modelos que predicen con suficiente exactitud el comportamiento de pilares reforzados con camisas de acero sometidos a compresión uniaxial. Sin embargo cuando estos modelos se aplican a elementos reforzados con fibras se suele sobrestimar su resistencia, por lo que el diseño es inseguro y requiere grandes coeficientes de seguridad.

Las resistencias alcanzadas con el refuerzo bien aplicado aumentan respecto del hormigón sin confinar, como ya demostraron numerosos autores anteriormente. Fardis y Khalili, 1982; Katsumata et al., 1987; Priestley et al., 1992; Saadatmanesh y Ehsani, 1994; Larralde, 1997; Mirmiran y Shahawy, 1997; Miyauchi, Nishibayashi e Inoue, 1997; Karbhari y Gao, 1997; Kono, Inazumi y Kaku, 1998; Di Tomasso y Ghinelli, 1998; Samaan, Mirmiran y Shahawy, 1998; Toutanji, 1999; Saafi M, Toutanji HA, Li Z., 1999; Spoelstra y Monti, 1999; Xiao y Wu 2000; Karabinis y Rousakis (2001); Lam y Teng (2001) ; Shehata y Carneiro (2002); Matthys Toutanji Audenaert y Taerwe (2005); Kumutha Vaidyanathan y Palanichamy (2007); ACI, 2008.

3. HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS ...

Para el análisis de los resultados se ha calculado primeramente las resistencias promedio de las probetas, organizadas según su refuerzo y la resistencia característica del hormigón usado en la amasada. Los resultados se muestran en la tabla

Refuerzo	Resistencia característica (N/mm ²)	Probeta	Tensión de rotura individual (N/mm ²)	Tensión de rotura promedio (N/mm ²)
Sin refuerzo	12	C2	8,822	12,193
		C4	12,252	
		D3	15,504	
	35	A2	35,973	35,514
		A5	36,793	
		B2	33,777	
Refuerzo al 50%	12	C3	19,716	25,077
		C5	27,145	
		D4	28,371	
	35	A1	52,137	53,795
		A3	52,295	
		B4	56,951	
Refuerzo al 100%	12	D1	35,483	28,484
		D2	28,217	
		C1	21,751	
	35	A4	53,430	57,919
		B1	57,374	
		B3	62,952	

Tabla 3.14. Resistencias promedio de probetas de hormigón

El área de las probetas según cálculos mediante software dan como resultado 17671,46 mm².

Como continuación del análisis de resultados se ha procedido a realizar comparaciones entre los distintos valores de las tensiones de rotura promedio procedentes de los cálculos efectuados. La tabla 3.15 resume las relaciones entre los incrementos de resistencia media a compresión entre las distintas tipologías en unidades de porcentaje, donde “A” denomina el refuerzo al 100%, “B” el refuerzo al 50% y “C” la falta de refuerzo.

Hormigón/Relación	A/B	A/C	B/C
H-12	13,58 %	133,61 %	105,68 %
H-35	7,67 %	63,10 %	51,47 %

Tabla 3.15. Relación entre resistencias promedio

La empresa DRIZORO que comercializa el compuesto REPLARK, con el que se han realizado los ensayos, junto al estudio Calter Ingeniería S.L, desarrolla un modelo teórico para predecir el comportamiento de las columnas de hormigón confinado con láminas de fibra de carbono : ANEXO A Y B

Estos ensayos aportaron que el FRP puede usarse para confinar columnas de hormigón aumentando la resistencia a compresión y la ductilidad, así como la durabilidad de los materiales.

A continuación analizaremos los resultados obtenidos a partir de la formulación existente de otros autores (Tabla 3.16) a tenor de los valores que hemos podido obtener en el laboratorio de materiales de Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de Madrid. Los resultados calculados se expresan en las tablas 3.17 para probetas totalmente reforzadas y en 3.18 para probetas reforzadas al 50%. Se entienden como:

f_{ck} : Resistencia a compresión del hormigón no confinado.

f_{cc} : Resistencia a compresión del hormigón confinado.

σ_T : Presión última de confinamiento.

E_l : Módulo de elasticidad del confinamiento o módulo de elasticidad lateral.

3. HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS ...

Autores (Año)	Expresiones
Fardis y Khalili (1982)	$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = 1 + 4.1 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}$
	$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = 1 + 3.7 \left(\frac{\sigma_T}{f_{ck}} \right)^{0.86}$
Saadatmanesh, Ehsani y Li (1994)	$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = \left(2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}} \right) - 2 \frac{\sigma_T}{f_{ck}} - 1.254$
Miyauchi, Nishibayashi e Inoue (1997)	$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = 1 + 3.485 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}$
Kono, Inazumi y Kaku (1998)	$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = 1 + 0.05272 \sigma_T$
Samaan, Mirmiran y Shahawy (1998)	$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = 1 + 6.0 \frac{\sigma_T^{0.7}}{f_{ck}}$
Toutanji (1999)	$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = 1 + 3.5 \left(\frac{\sigma_T}{f_{ck}} \right)^{0.85}$
Saafi M, Toutanji HA, Li Z.(1999)	$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = 1 + 2.2 \left(\frac{\sigma_T}{f_{ck}} \right)^{0.84}$
Spoelstra y Monti (1999) (FIB)	$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = 0.2 + 3.0 \left(\frac{\sigma_T}{f_{ck}} \right)^{0.5}$
Karabinis y Rousakis (2001)	$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = 1 + 2.1 \left(\frac{\sigma_T}{f_{ck}} \right)^{0.87}$
Shehata y Carneiro (2002)	$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = 1 + 1.25 \left(\frac{\sigma_T}{f_{ck}} \right)$
Lam y Teng (2003) (ACI)	$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = 1 + 2.00 \left(\frac{\sigma_T}{f_{ck}} \right)$
Matthys Toutanji Audenaert y Taerwe (2005)	$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = 1 + 2.3 \left(\frac{\sigma_T}{f_{ck}} \right)^{0.85}$
Kumutha Vaidyanathan y Palanichamy (2007)	$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = 1 + 0.93 \left(\frac{\sigma_T}{f_{ck}} \right)$
Drizoro (2010)	$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = \left(-1.254 - 2 \frac{\sigma_T}{f_{ck}} + 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}} \right)$

Tabla 3.16. Modelos de aumento de resistencia de cilindros de hormigón confinados con FRP

Para las probetas de hormigón H-12 totalmente reforzadas recordemos que el aumento de resistencia resultaba del 133,61%. Si aplicamos el coeficiente de seguridad $\gamma_s = 1,40$ el

aumento de resistencia se reduce hasta el 95,43% con el que vamos a comparar los porcentajes teóricos calculados mediante los distintos modelos de la tabla 3.16.

Igual que para las anteriores, en las probetas de hormigón H-35 totalmente reforzadas conviene recordar que el aumento de resistencia resultaba del 63,1%. Si aplicamos el coeficiente de seguridad $\gamma_s = 1,40$ el aumento de resistencia se reduce hasta el 45,07%.

Autor de modelo	Porcentaje teórico de mejora de resistencia	
	H-12 (95,43%)	H-35 (45,07%)
Fardis y Khalili (1982)	52,28 %	31,37 %
	62,94 %	40,57 %
Saadatmanesh, Ehsani y Li (1994)	68,85 %	45,07 %
Miyauchi, Nishibayashi e Inoue (1997)	44,43 %	26,66 %
Kono, Inazumi y Kaku (1998)	10,08 %	10,08 %
Samaan, Mirmiran y Shahawy (1998)	62,98 %	37,79 %
Toutanji (1999)	60,78 %	39,37 %
Saafi M, Toutanji HA, Li Z.(1999)	39,00 %	25,39 %
Spoelstra y Monti (1999)	27,12 %	2,98 %
Karabinis y Rousakis (2001)	35,00 %	22,44 %
Lam y Teng (2001)	25,50 %	15,30 %
Shehata y Carneiro (2002)	20,83 %	13,36 %
Matthys Toutanji Audenaert y Taerwe (2005)	39,94 %	25,87 %
Kumutha Vaidyanathan y Palanichamy (2007)	68,80 %	7,11 %
Drizoro (2010)	68,85 %	45,07 %

Tabla 3.17. Porcentajes de aumento de resistencia teóricos según distintos modelos para probetas con refuerzo del 100%

3. HORMIGONES CONFINADOS CON FIBRAS ...

Para las probetas de hormigón H-12 totalmente reforzadas recordemos que el aumento de resistencia resultaba del 105,68%. Si aplicamos el coeficiente de seguridad $\gamma_s = 1,40$ el aumento de resistencia se reduce hasta el 95,43% con el que vamos a comparar los porcentajes teóricos calculados mediante los distintos modelos de la tabla 3.16.

Igual que para las anteriores, en las probetas de hormigón H-35 totalmente reforzadas conviene recordar que el aumento de resistencia resultaba del 51,47%. Si aplicamos el coeficiente de seguridad $\gamma_s = 1,40$ el aumento de resistencia se reduce hasta el 45,07%.

Autor de modelo	Porcentaje teórico de mejora de resistencia	
	H-12 (105,68%)	H-35 (51,47%)
Fardis y Khalili (1982)	41,82%	25,09%
Saadatmanesh, Ehsani y Li (1994)	51,95%	33,48%
Miyauchi, Nishibayashi e Inoue (1997)	57,44%	37,12%
Kono, Inazumi y Kaku (1998)	35,55%	21,33%
Kono, Inazumi y Kaku (1998)	8,07%	8,07%
Samaan, Mirmiran y Shahawy (1998)	53,87%	32,32%
Toutanji (1999)	50,28%	32,57%
Saafi M, Toutanji HA, Li Z.(1999)	32,33%	21,05%
Spoelstra y Monti (1999)	15,81%	-5,78%
Karabinis y Rousakis (2001)	28,82%	18,48%
Lam y Teng (2001)	20,40%	12,24%
Shehata y Carneiro (2002)	17,16%	11,00%
Matthys Toutanji Audenaert y Taerwe (2005)	33,04%	21,40%
Kumutha Vaidyanathan y Palanichamy (2007)	9,49%	5,69%
Drizoro (2010)	57,44%	37,12%

Tabla 3.18. Porcentajes de aumento de resistencia teóricos según distintos modelos para probetas con refuerzo del 50%

4. ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO A COMPRESIÓN DE PROBETAS DE HORMIGÓN DE RESISTENCIAS BAJAS Y MEDIAS CONFINADAS CON TEJIDOS DE FIBRAS DE CARBONO Y CON DEFECTOS MUY IMPORTANTES DE EJECUCIÓN

4.1. INTRODUCCIÓN

En este trabajo se estudia el comportamiento de hormigones de resistencias bajas y medias cuando se confinan exteriormente con tejidos de fibras de carbono adheridos con resinas epoxi. Para analizar la rigidez de los elementos reforzados se han realizado 3 ciclos de carga llegando en algunos casos a niveles de tensión que han microfisurado internamente el hormigón, lo que ha permitido estudiar la rigidez residual y el comportamiento de probetas confinadas con el hormigón totalmente microfisurado. Posteriormente todas las probetas se han ensayado a compresión hasta rotura. Además los refuerzos se han realizado con buenas condiciones de ejecución y simulando grandes defectos durante su realización para poder evaluar la eficacia y el comportamiento de los elementos confinados cuando las condiciones de ejecución no son las correctas.

Los resultados muestran que el efecto de confinamiento es superior en hormigones poco resistentes, que el comportamiento de las probetas reforzadas es poco sensible a grandes defectos de ejecución y que la rigidez de las probetas reforzadas es inferior al de las probetas originales cuando se ensayan hasta el 40% de la tensión de rotura de cada probeta.

El deterioro de las estructuras de hormigón existentes supone un problema que ha conducido al desarrollo de nuevos sistemas de rehabilitación. La mayoría de los métodos tradicionales de refuerzo de estructuras de hormigón se basan en la adición a las estructuras existentes de pletinas de acero o de recrecidos de hormigón con armadura. Estos procedimientos presentan las desventajas de su dificultad de ejecución, un elevado coste de manipulación y de colocación de los materiales (El Maaddaway, 2009).

4. ESTUDIO EXPERIMENTAL ...

La magnífica relación resistencia / peso y el comportamiento frente a corrosión de los materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras (FRP), los han hecho idóneos para su utilización con éxito en muchos campos como las industrias automovilística y aeronáutica o el sector deportivo (Machida, 1993; ACI, 2002). En la industria de la construcción se están empleando desde hace décadas con un interés creciente como lo demuestra el gran número de publicaciones relacionadas con el tema (Neale and Labousière, 1992; Nanni, 1996; Saadatmanesh et al., 1994; Elsanadaly et al., 2012) y el desarrollo de normas, documentos y reglamentos a nivel internacional (ACI, 2008; FIB, 2001; JSCE, 2001; CNR, 2004).

En la mayoría de los estudios realizados sobre confinamiento del hormigón con FRP, se han empleado fibras de carbono, vidrio o aramida y hormigones de resistencias medias sometidos a compresión centrada (Toutanji, 1999; Nanni et al., 1994; Larralde, 1997; Saafi et al., 1999; Csuka et al. 2011) o a cargas excéntricas (El Maaddaway, 2009; Csuka et al., 2012; Daugevierius et al., 2013). También existen trabajos relativos al estudio del efecto del confinamiento sobre hormigones de resistencias altas (Harmon et al., 1998; Li et al., 2000; Setunge et al., 1993; Xie et al., 1995). El análisis de los resultados obtenidos sobre hormigones confinados demuestran que el efecto del confinamiento es mayor cuando la resistencia del hormigón es menor (Aire, 2002; Almusallam, 2007; Micelli et al., 2013). Sin embargo, no está suficientemente estudiado el efecto del confinamiento sobre hormigones de resistencias muy bajas.

Las normas y documentos que internacionalmente regulan la ejecución y el diseño de refuerzos con FRP especifican una metodología de ejecución muy cuidada. En muchas intervenciones reales en obra no se puede tener la seguridad de que la ejecución pueda realizarse de una forma tan cuidada como en los ensayos de laboratorio. Los artículos consultados en la revisión bibliográfica realizan los refuerzos con unas buenas condiciones de ejecución. Se desconoce el efecto que una ejecución deficiente puede tener sobre el comportamiento de elementos reforzados con FRP.

Cuando un elemento de hormigón alcanza una tensión de compresión de aproximadamente el 75% de la tensión de rotura, el sistema de microfisuras originado es inestable y se desarrollan microfisuras internas en la matriz de mortero (Mehta PK et al., 2006). Con valores cercanos a ese nivel de tensión, las tensiones internas excede la tensión de rotura, la tasa de propagación se incrementará y el sistema se hará inestable. Debido al incremento en las resistencias que experimentan los hormigones confinados respecto de los hormigones originales, puede suceder que en situaciones de servicio, la tensión de trabajo de los elementos confinados supere el 75% de la tensión de rotura del hormigón sin confinar, lo que provocaría una disminución apreciable de la rigidez de los elementos.

En este trabajo se estudia el comportamiento experimental de probetas de hormigón de resistencias bajas y normales cuando se ensayan a compresión y se confinan con FRP de carbono (CFRP). Los resultados permiten: i) comparar el comportamiento de hormigones confinados de resistencias bajas y de resistencias medias, ii) estudiar el comportamiento de hormigones confinados cuando el hormigón ya se ha fisurado, y iii) analizar el efecto de una ejecución deficiente sobre el comportamiento de las probetas reforzadas.

4.2. METODOLOGÍA

Se ha trabajado sobre tres tipos de hormigones. Se ha utilizado un hormigón de una resistencia muy baja (C1) como ejemplo de un hormigón fabricado con proporción de cemento baja y una relación agua cemento muy alta y dos hormigones de resistencias medias (C2 y C3) utilizados de forma habitual en épocas recientes y en la actualidad. En la tabla 1 se indican las dosificaciones empleadas para cada uno de los hormigones.

Tipo	Cemento (Kg/m³)	Grava (Kg/m³)	Arena (Kg/m³)	Relación Agua- Cemento W/C
C1	170	1024	922	0.97
C2	338	908	867	0.6
C3	349	908	867	0.55

Tabla 1. Dosificaciones de hormigón fresco

4. ESTUDIO EXPERIMENTAL ...

Para cada tipo de hormigón se han fabricado 6 probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura. Las probetas se han fabricado según la norma EN 12390-2 (EN 2001). Se han curado en cámara húmeda a 20°C y 95% de humedad durante 28 días. Posteriormente se han sacado de la cámara húmeda y se han mantenido durante 7 días en ambiente de laboratorio a 20°C y 65% de humedad relativa. Se han pulido las superficies de las caras de las probetas para asegurar que durante la realización del ensayo a compresión la prensa actúe sobre planos perpendiculares a la dirección del esfuerzo. Dos probetas de cada tipo de hormigón se han dejado sin reforzar, como patrón de comparación. El resto de las probetas se ha reforzado en dos condiciones distintas. Antes de proceder al refuerzo, se han pegado verticalmente, sobre la mitad de las probetas destinadas a reforzar, unas láminas de plástico adhesivo de 50 mm de anchura. Las láminas se han distribuido uniformemente, de manera que el 50% de la superficie exterior ha quedado recubierta de las láminas adhesivas, impidiendo de este modo el posterior pegado del CFRP con el hormigón. Al conjunto de las probetas dispuestas para reforzar se les ha aplicado un imprimador (Drizoro XPS-400) que mejora las condiciones de resistencia superficiales, cierra los poros y las fisuras superficiales e incrementa la adhesión con el tejido de fibras. Después de 24 horas se ha procedido al pegado del tejido de fibra de carbono (Replark MM2 Drizoro) sobre todas las probetas a reforzar con resinas epoxi (Drizoro XL-800). El pegado se ha realizado aplicando una primera capa de adhesivo a base de resina epoxi y pegando el tejido a la probeta, dejando un solape de 10 cm para evitar el despegue del tejido cuando éste entra en carga. Posteriormente con un rodillo se han eliminado las bolsas de aire e imperfecciones de la ejecución. Transcurridos 15 minutos y con la superficie seca al tacto se ha procedido a aplicar una capa de terminación con la misma resina. De esta forma se han obtenido probetas perfectamente reforzadas (100% de la superficie lateral de la probeta adherida al CFRP) y probetas en las que el tejido de refuerzo únicamente se ha pegado sobre el 50% de la superficie exterior de la probeta. Después de efectuado el refuerzo, las probetas han permanecido durante 15 días en el ambiente de laboratorio ($t=20^{\circ}\text{C}$, $\text{HR}=65\%$) para completar el proceso de polimerización de la resina. Las propiedades mecánicas de la composición de los refuerzos se observan en la Tabla 2.

	Grueso (mm)	Tensión de Rotura (MPa)	Módulo de Young (MPa)
Tejido de fibra	0.163	2400	4.4×10^5
Resina	0.545	29	15×10^3
Compuesto	0.708	444	0.81×10^5

Tabla 2. Propiedades mecánicas del compuesto

Todas las probetas se han sometido a un proceso de carga y descarga aplicada en tres ciclos, hasta una tensión igual el 40 % de la tensión estimada de rotura. La tensión de rotura de las probetas sin reforzar se ha obtenido a partir de ensayos previos. La tensión de rotura de las probetas reforzadas se ha estimado a partir del modelo de Lam y Teng (Lam and Teng, 2003a,b) adoptado por ACI (ACI, 2008). Ecuación [1.1]

$$f_{cc} = f_c + 6.6 \Psi_f \frac{E_r \cdot n \cdot t_{fe} \cdot k_e \cdot \varepsilon_{fu}}{D} \quad [1.1]$$

Siendo

f_{cc} : Tensión de rotura a compresión del hormigón confinado

f_c : Tensión de rotura a compresión del hormigón sin confinar

E_r : Módulo de Young del material de refuerzo

n : Número de capas del material de refuerzo

t_{fe} : Espesor del material de refuerzo

D : Diámetro de la probeta

ε_{fu} : Deformación última del material de refuerzo

Ψ_f, k_e : Coeficientes

El coeficiente Ψ_f tiene el valor de 0.95 y ha sido introducido por el Comité redactor del documento de ACI (ACI, 2008). El coeficiente k_e tiene en cuenta que el material de refuerzo no llega a alcanzar su deformación última (Pessiki et al., 2001) debido al estado

4. ESTUDIO EXPERIMENTAL ...

multiaxial de estrés en el que se encuentra el material del refuerzo y la concentración de tensiones que se produce en algunos puntos a causa de la rotura del hormigón al dilatar.

Experimentalmente se han obtenido valores para k_e que oscilan entre 0.58 y 0.61 (Lam and Teng, 2003; Harries and Carey, 2003; Carey and Harries, 2005). ACI (ACI, 2008) ha adoptado el valor de 0.55, que es el valor que se ha empleado en este estudio.

Los ensayos se han realizado con una prensa universal Ibertest Mib de 1200kN de capacidad de carga. Los ensayos se han realizado controlando la deformación, a una velocidad de 10-5ε/s. El registro de los desplazamientos verticales se realizó mediante dos transductores de desplazamiento LVDT. Se colocó el extensómetro MTS 632.11F.20 para controlar los desplazamientos horizontales. Con estos resultados se han elaborado las gráficas tensión deformación longitudinal, tensión deformación transversal y se han obtenido los módulos de elasticidad longitudinal y el coeficiente de Poisson. Posteriormente se han ensayado las probetas a compresión hasta rotura según la norma EN 12390-2 (EN, 2009), obteniendo la resistencia última.

4.3. RESULTADOS

En la tabla 3 se indican los resultados obtenidos para todas las probetas durante los tres ciclos de carga y el ensayo a compresión hasta rotura. Para identificar las probetas se ha utilizado un código del tipo CXYZ donde CX designa la amasada (C1, C2 o C3), Y es una letra que identifica las condiciones de la probeta (W: sin reforzar, M: reforzada con la fibra pegada en el 50% de la superficie; T: reforzada con fibra pegada en el 100% de la superficie) y Z es el número de la probeta (1-18).

Las seis primeras columnas de resultados indican los valores de módulos de elasticidad (E) y los coeficientes de Poisson (ν) obtenidos en los tres ciclos de carga. Los valores indicados en la tabla son los obtenidos para un nivel de tensión igual al 40 % de la tensión de rotura estimada. En la séptima columna se indica la tensión de rotura a compresión de la probeta (σ_r). En las tres últimas columnas se indican los valores medios del módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson y tensión de rotura para cada amasada y condiciones

CAPÍTULO 4

de la probeta en el momento del ensayo. Los valores del módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson se han obtenido a partir de los datos del tercer ciclo de carga (EN 12390-3, 2003). Hay que indicar que la norma EN es de aplicación a probetas de hormigón pero no a probetas confinadas con FRP.

	CICLOS DE CARGA						TENSIÓN ROTURA	VALORES MEDIOS		
	CICLO 1		CICLO 2		CICLO 3					
	E ₁ (N/mm ²)	v ₁	E ₂ (N/mm ²)	v ₂	E ₃ (N/mm ²)	v ₃	σ _r (N/mm ²)	E (N/mm ²)	v	σ _r (N/mm ²)
C1W1	13004	0.14	12125	0.15	11892	0.15	8.47	11685	0.15	8.47
C1W2	11189	0.14	11648	0.16	11472	0.16	8.48			
C1M3	3387	0.19	3605	0.21	3627	0.21	22.5	3134	0.22	22.4
C1M4	3394	0.20	2756	0.21	2641	0.23	22.3			
C1T5	3854	0.19	3981	0.20	3668	0.20	23.2	3565	0.21	22.6
C1T6	3860	0.23	3670	0.22	3463	0.22	22.1			
C2W7	21524	0.15	22424	0.15	22213	0.15	22.6	21790	0.15	21.5
C2W8	21026	0.15	21215	0.16	21368	0.16	20.4			
C2M9	15577	0.15	15811	0.17	15203	0.18	34.7	16692	0.16	32.9
C2M10	17475	0.14	18454	0.15	18182	0.15	31.2			
C2T11	16416	0.15	17642	0.18	16341	0.17	35.5	15334	0.16	33.7
C2T12	14219	0.15	14909	0.15	14238	0.15	31.9			
C3W13	26566	0.15	28699	0.17	28910	0.17	26.2	27165	0.16	25.7
C3W14	24171	0.15	25924	0.16	25420	0.16	25.2			
C3M15	25685	0.15	25990	0.15	25990	0.15	41.8	23428	0.16	43.6
C3M16	24171	0.14	25924	0.16	25421	0.16	45.5			
C3T17	20268	0.15	21137	0.16	21434	0.16	49.3	22541	0.16	48.9
C3T18	23726	0.15	23752	0.15	23649	0.15	48.6			

Tabla 3. Resultados de los ensayos de compresión

Las probetas fallaron cuando se produce la rotura del CFRP, de forma perpendicular a la fibra y sin diferencias visuales apreciables entre los dos grados de refuerzo y las tres calidades de hormigón. La rotura está precedida de sonidos que indican la rotura inicial de las fibras. En todos los casos una capa fina de hormigón queda adherida a la fibra lo que indica que la adherencia entre el hormigón y el CFRP fue satisfactoria. En ningún

4. ESTUDIO EXPERIMENTAL ...

caso la rotura se produjo en la zona de solapamiento entre las fibras. En la figura 1 se muestran algunas probetas después de alcanzada la rotura.

Figura 1. Probetas después de alcanzada la rotura.

4.4. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

4.4.1. Ciclos iniciales de carga. Comportamiento del hormigón C1

En las figuras 2-4 se muestran los resultados obtenidos durante los tres ciclos de carga en el ensayo a compresión sobre probetas de hormigón C1 sin reforzar y reforzado al 50% y 100% con fibra de carbono. En la figura 2 se muestran los resultados correspondientes al primer ciclo de carga. El eje de ordenadas es el mismo para todas las figuras e indica el nivel de tensión. En la figura 2a se indica la evolución de la deformación longitudinal (derecha) y transversal (izquierda). En la figura 2b se indica la evolución del módulo de elasticidad con el nivel de tensión. Las figuras 3 y 4 muestran la misma información que la figura 2 para los ciclos de carga 2 y 3.

Figura 2. Resultados del primer ciclo de carga en el hormigón C1

En el primer ciclo de carga (carga noval) las probetas sin reforzar alcanzan una tensión cercana al 65% de la tensión de rotura. Hasta un nivel de tensión de aproximadamente 2MPa, el comportamiento es prácticamente lineal (figura 2a).

A partir de ese punto el hormigón pierde rigidez a medida que aumenta el nivel de tensión (figura 2a) de forma prácticamente lineal como se puede apreciar en el comportamiento lineal del módulo de elasticidad con la tensión (figura 2b).

4. ESTUDIO EXPERIMENTAL ...

Figura 3. Resultados del segundo ciclo de carga en el hormigón C1

Figura 4. Resultados del tercer ciclo de carga en el hormigón C1

En los posteriores ciclos de carga, la rigidez de las probetas sin reforzar se mantiene constante como se puede comprobar por la linealidad de las leyes tensión deformación longitudinal (figuras 3a y 4a) y la nula dependencia del módulo de elasticidad con el nivel de tensión (figuras 3b y 4b). Cuando se alcanza la tensión máxima del ensayo en el primer ciclo de carga, el hormigón no llega a alcanzar un nivel de microfisuración interna

inestable. Por esta razón, en el segundo ciclo de carga, la evolución del módulo de elasticidad con la tensión (figura 3b) se inicia en un valor de módulo de elasticidad superior al alcanzado al final del primer ciclo de carga (figura 2b).

Las probetas reforzadas al 50% y 100% se han cargado en el primer ciclo de carga hasta alcanzar una tensión cercana a 12 MPA, superando la tensión de rotura del hormigón sin confinar, por lo que el hormigón interior está totalmente fisurado. Su diagrama tensión deformación longitudinal muestra un comportamiento ligeramente más rígido que el hormigón sin reforzar (figura 2a). El hormigón reforzado al 100% es también algo más rígido que el reforzado al 50%. Como consecuencia del nivel de tensión y de deterioro alcanzado por el hormigón en carga noval, las probetas reforzadas han perdido una fracción importante de su rigidez al finalizar el primer ciclo de carga (figuras 2a y 2b).

En los ciclos de carga posteriores, el comportamiento tensión-deformación longitudinal de las probetas reforzadas muestra un ligero proceso de rigidización a medida que se aumenta el nivel de tensión debido a que el hormigón ya está completamente fisurado y no contribuye a la rigidez de la probeta, que está gobernada únicamente por la rigidez del CFRP. En estos casos el módulo de elasticidad disminuye drásticamente respecto de los valores obtenidos en carga noval y además no disminuye con el nivel de tensión, sino que aumenta ligeramente (figuras 3b y 3c).

4.4.2. Ciclos iniciales de carga. Comportamiento de los hormigones C2 y C3

Los hormigones C2 y C3 han tenido un comportamiento muy similar. En las figuras 5 y 6 se muestra a modo de ejemplo el comportamiento del hormigón C3 en el primer y tercer ciclo de carga. Las figuras 5 y 6 tienen el mismo significado que las figuras 2 y 4. Los resultados obtenidos durante el segundo ciclo de carga son prácticamente coincidentes con los del tercero, por lo que las gráficas no se reproducen en este trabajo.

4. ESTUDIO EXPERIMENTAL ...

Figura 5. Resultados del primer ciclo de carga en el hormigón C3

Figura 6. Resultados del tercer ciclo de carga en el hormigón C3

En los hormigones C2 y C3, las tensiones alcanzadas en el ciclo noval de carga no llegan al 75% de la tensión de rotura, por lo que no se alcanza el nivel de fisuración inestable. Como consecuencia no se produce una degradación en el hormigón tan importante como en el caso de las probetas reforzadas del hormigón C1 y los valores de los módulos de elasticidad alcanzados durante los ciclos de carga 2 y 3 por las probetas reforzadas no disminuyen tan drásticamente de los valores alcanzados en carga noval. En los dos ciclos de carga, el comportamiento de las tres probetas es muy similar.

4.4.3. Ciclos iniciales de carga. Comparación entre la rigidez de los tres hormigones.

En la figura 7 se muestran los valores medios de los módulos de elasticidad de cada amasada para probetas sin confinar y probetas confinadas.

% FIBRAS	HORMIGON		TENSION ROTURA	MODULO ELASTICIDAD	COEFICIENTE POISSON
SIN REFORZAR	H-8	C1-W	8,48 MPa	11,89 GPa	0,151
SIN REFORZAR	H-20	C2-W	21,50 MPa	21,63 GPa	0,152
SIN REFORZAR	H-25	C3-W	25,73 MPa	26,62 GPa	0,159

50 % CARBONO	H-8	C1-M	22,39 MPa	3,24 GPa	0,335
50 % CARBONO	H-20	C2-M	32,92 MPa	16,78 GPa	0,158
50 % CARBONO	H-25	C3-M	43,64 MPa	24,65 GPa	0,116

100 % CARBONO	H-8	C1-T	22,68 MPa	3,75 GPa	0,212
100 % CARBONO	H-20	C2-T	33,67 MPa	12,90 GPa	0,105
100 % CARBONO	H-25	C3-T	48,97 MPa	22,33 GPa	0,119

Figura 7. Valores medios de los módulos de elasticidad.

Estos valores se han obtenido para un nivel de tensión del 40% de la tensión de rotura estimada para cada probeta, que coincide muy aproximadamente con el valor de la tensión de servicio.

La tensión de servicio de las probetas reforzadas es significativamente superior al de las probetas sin reforzar, con ese valor de tensión el hormigón ya está microfisurado internamente y por este motivo el módulo de elasticidad de las probetas reforzadas

4. ESTUDIO EXPERIMENTAL ...

(obtenido para el valor de la tensión de servicio) es menor que el módulo de elasticidad de las probetas sin reforzar. Puede comprobarse que en todas las probetas reforzadas, el módulo de elasticidad en el tercer ciclo de carga es inferior al módulo de elasticidad del hormigón sin reforzar. Esto significa que en situaciones de servicio la rigidez de un elemento estructural reforzado es menor que la del elemento original sin reforzar. En este caso, para los hormigones C2 y C3, el valor de los módulos de elasticidad de las probetas perfectamente reforzadas son un 30% y un 17% menor que el valor del módulo de elasticidad de las probetas sin reforzar, respectivamente. Para el hormigón C1, con un estado de fisuración inestable en el hormigón de las probetas reforzadas, la disminución es del 70%.

4.4.4. Valores medios de la tensión de rotura de todas las probetas ensayadas

En la tabla 4 se indican los valores medios de las tensiones de rotura alcanzadas por las probetas sin reforzar y reforzadas pegando el tejido solo en el 50% y en el 100% de la superficie de hormigón.

	C1W	C1M	C1T	C2W	C2M	C2T	C3W	C3M	C3T
$\sigma_r(\text{MPa})$	8.5	22.4	22.7	21.5	32.9	33.7	25.7	43.6	49.0

Tabla 4. Valores medios de la tensión de rotura de todas las probetas ensayadas

El análisis de la tabla 3 permite comprobar que el aumento porcentual de la resistencia en hormigones confinados es mayor en hormigones de resistencias bajas. Si se comparan las tensiones de rotura de hormigones sin confinar con las de hormigones confinados con el tejido pegado en el 100% de la superficie, se puede comprobar que el hormigón C1 experimenta un incremento de 2.67 veces su resistencia, mientras que los hormigones C2 y C3 ven incrementada su resistencia 1.57 y 1.9 veces, respectivamente.

Además, la diferencia existente entre las tensiones de rotura de hormigones con la banda de refuerzo pegada al 50% y la banda pegada en toda la superficie es muy pequeña: 99% en C1, 98% en C2 y 89% en C3. Lo anterior indica que la carga de rotura de elementos confinados es muy poco sensible a los defectos de ejecución ya que incluso con unas condiciones de ejecución tan extremas como las que se han ensayado (50% de la

superficie sin pegar) no se han obtenido bajadas en la resistencia superiores al 11% respecto de las probetas bien ejecutadas.

En la tabla 5 se muestran para cada tipo de hormigón los valores obtenidos experimentalmente de tensión de rotura (f_c), los valores estimados con la expresión de ACI (ACI 2008) para la tensión de rotura de los hormigones confinados ($f_{cc,c}$) y los valores obtenidos experimentalmente ($f_{cc,e}$). En la última columna se ha indicado la relación entre los valores estimados y los obtenidos experimentalmente.

f_c (MPa)	$f_{cc,c}$ (MPa)	$f_{cc,e}$ (MPa)	$f_{cc,e} / f_{cc,c}$
8.5	17.5	22.7	1.3
20.4	29.4	33.7	1.1
25.2	34.2	49	1.4

Tabla 5. Valores de la resistencia del hormigón confinado obtenidos de manera analítica y experimental

Del análisis de la tabla se puede comprobar que la expresión de ACI es conservadora en todos los casos porque los valores calculados son inferiores a los obtenidos experimentalmente. Además, no se puede deducir una relación entre la desviación de los valores estimados respecto de los calculados y la resistencia del hormigón sin confinar.

5. CONCLUSIONES.

5. CONCLUSIONES

Se ha estudiado el comportamiento mecánico del hormigón sin confinar y del hormigón confinado con polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP).

Los estudios se realizaron con probetas de hormigón de baja y media resistencia, confinadas en una sola capa de FRP, determinando su resistencia última a compresión.

Las principales conclusiones obtenidas son:

- a) El confinamiento con polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP), aumenta considerablemente la resistencia a compresión y la deformación del hormigón. Dicho aumento es más significativo en hormigones de baja resistencia, incluso duplicando la resistencia inicial de la probeta sin confinar.
- b) Para el hormigón de resistencia $H-12 \text{ N/mm}^2$ se observa una deformación más gradual obligando a las fibras a provocar un confinamiento variable que debido a su alta resistencia a tracción mejora el comportamiento global de la probeta. También la fibra genera ligeramente mayores cargas y significativamente mayores deformaciones a rotura, lo que implica mayor ductilidad. Ese aumento de ductilidad es finalmente el responsable de que la probeta sea capaz conseguir un aumento de resistencia mayor.

En el hormigón de baja resistencia, las fibras van deformando más lentamente obteniéndose una rotura menos explosiva

- c) El hormigón de resistencia $H-35 \text{ N/mm}^2$ tiene un rendimiento de las fibras de carbono mayor, sin embargo la capacidad de deformación a rotura es mucho menor que en el hormigón de baja resistencia. Aun así la resistencia obtenida es más que satisfactoria.

- d) Los coeficientes de seguridad del fabricante, así como las expresiones que predicen el comportamiento a rotura del hormigón confinado se ajustan a las muestras ensayadas a la perfección en el caso del hormigón H-35 N/mm² reforzado al 100%.

Sin embargo en el hormigón de resistencia H-12 N/mm² las predicciones son bastante conservadoras por parte del fabricante. Por cálculo se prevé una resistencia del 68,85 % obteniéndose un 133,61 % de aumento en el laboratorio.

- e) En el caso de las probetas reforzadas al 100% el fallo de la misma se produce de forma repentina y en forma explosiva por fallo de las fibras a tracción, quedando la probeta completamente destrozada.
- f) Al inspeccionar las probetas se puede observar como parte del hormigón queda adherido a la lámina de FRP, debido a la resina epoxi que mantiene una adherencia extraordinaria entre las fibras y el hormigón.
- g) En el caso de las probetas reforzadas sólo al 50% se comprueba que la resistencia final de la probeta no es más que un 7.67% inferior respecto a las reforzadas totalmente en el caso del hormigón H-35 y sólo un 13,58 % menor en el caso del H-12.

En gran parte esto es debido a que se impidió la total adherencia entre el hormigón y la fibra, aunque las láminas recubrían completamente la probeta. Las tiras de plástico impedían el contacto con la resina epoxi y el 50% del hormigón.

Las distintas formulaciones existentes no son válidas para dar explicación a los resultados obtenidos con un refuerzo el 50% de las probetas. Todos los autores justifican el total refuerzo de la probeta, si bien alguno profundiza en la posibilidad de un pilar en mal estado por un hormigón pobre o con lesiones.

El estudio posterior de una modificación en la formulación, podría dar un ajuste mayor en las predicciones para el caso de las probetas reforzadas al 50%. Concretamente motivado

5. CONCLUSIONES.

por el factor de forma, actualmente sólo estudiado para probetas cilíndricas y rectangulares.

Muchos autores basan sus cálculos, lógicamente, no sólo en el ensayo de resistencia a compresión sino también en la deformación longitudinal y transversal.

En la siguiente parte del trabajo se pudieron medir las deformaciones longitudinales y transversales; hacer el estudio del módulo de elasticidad tangente y secante, así como el coeficiente de Poisson y su repercusión en el ensayo.

En carga noval, con tensiones superiores a las de servicio, las probetas reforzadas muestran un comportamiento muy similar al de las probetas sin reforzar. Únicamente se aprecia un ligero incremento de la rigidez de las probetas reforzadas respecto de las probetas sin reforzar.

No existen diferencias significativas en el comportamiento de las probetas estudiadas entre el segundo y el tercer ciclo de carga.

En las probetas de resistencias bajas, cuando en el primer ciclo de carga se llega a un nivel de microfisuración inestable en el hormigón (C1), en los posteriores ciclos la rigidez disminuye drásticamente y muestra una leve rigidización cuando se incrementa la tensión. El módulo de elasticidad se incrementa ligeramente conforme aumenta el nivel de tensión.

El incremento porcentual de resistencia debido al confinamiento en hormigones de resistencias muy bajas es muy superior al experimentado por hormigones de resistencias medias.

Los refuerzos ejecutados por confinamiento del hormigón son muy poco sensibles a los defectos de ejecución. Incluso con tejidos pegados únicamente en el 50% de la superficie exterior, la disminución de resistencia no supera el 11% respecto de las probetas perfectamente ejecutadas.

El modo de rotura de las probetas confinadas se debe a la rotura del FRP. Al producirse la rotura se queda una delgada capa de hormigón pegada al FRP lo que indica una buena adherencia entre ambos materiales. La rotura se produce fuera de la zona de solapamiento del CFRP.

La expresión empleada por ACI para estimar la resistencia de hormigones confinados es conservadora. No existe una relación entre la resistencia inicial del hormigón y la desviación de los valores calculados y los obtenidos experimentalmente.

La rigidez de las probetas reforzadas es inferior al de las probetas sin reforzar para valores de tensión iguales al 40% de la tensión de rotura del hormigón. Este aspecto debe tenerse en cuenta durante la evaluación de la estructura reforzada.

6. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Este trabajo experimental ha investigado el comportamiento de probetas cilíndricas de hormigón sometidas a confinamiento con láminas de polímeros reforzados con fibras de carbono. Se ha centrado exclusivamente en probetas de hormigón H-35, H-25, H-20 y H-8 reforzadas en contacto con el 100% del perímetro o sólo con el 50%.

Sería interesante también trabajar con otras resistencias así como con más capas de fibras.

Otro tema interesante es poder estudiar la gráfica tensión-deformación que se desprende del ensayo a rotura por compresión. Poder calcular la energía de deformación disipada con la gráfica.

El estudio de otras formas en las probetas, como pilares rectangulares.

Un análisis exhaustivo del coeficiente de forma K_s daría respuesta al comportamiento de las probetas reforzadas parcialmente.

Sin embargo es recomendable acotar bien el estudio de las futuras investigaciones, con la intención de no dispersarse en los resultados obtenidos, ya que sería imposible encontrar relación entre las distintas variables.

7. BIBLIOGRAFÍA

- ACI Committee 440. (2007). “Report on fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (ACI 440R-07)”, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich 48331
- Aire Untiveros, Carlos Máximo (2002). Estudio experimental del comportamiento del hormigón confinado sometido a compresión .. Casas Rius, Joan Ramon (director). Gettu, Ravindra (director) . Tesis doctoral. Departamento de Ingenieria de la Construcción. Universidad Politècnica de Catalunya.
- Alarcón López, Alejandro (2002) .Estudio teórico - experimental sobre la reparación y refuerzo de puentes de dovelas con fibras de carbono.Gonzalo Ramos Schneider (director) Juan Ramón Casas Rius (director).Barcelona, Octubre de 2002.Escuela Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. Departamento de ingeniería de la construcción.Universidad Politècnica de Catalunya.
- American Society for Testing and Materials (ASTM). (1995). “Standard Test Method for Compressive Properties of Polymer Matrix Composites with Unsupported gage location Section by Shear Loading”, Annual Book of ASTM Standards, D3410-95
- Apicella, F., and Imbrogno, M., 1999, “Fire Performance of CFRP-Composites Used for Repairing and Strengthening Concrete,” Proceedings of the 5th ASCE Materials Engineering Congress, Cincinnati, OH, May, pp. 260-266
- Bank, L. C., 2006, Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials, John Wiley & Sons, Hoboken, NJ, 560 pp
- Benmokrane, B., and Rahman, H., eds., 1998, Durability of Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction, University of Sherbrooke, Canada.
- Bisby, L. A.; Green, M. F.; and Kodur, V. K. R., 2005a, “Fire Endurance of Fiber-Reinforced Polymer-Confined Concrete Columns,” ACI Structural Journal, V. 102, No. 6, Nov.-Dec., pp. 883-891.
- Bisby, L. A.; Green, M. F.; and Kodur, V. K. R., 2005b, “Response to Fire of Concrete Structures that Incorporate FRP,” Progress in Structural Engineering and Materials, V. 7, No. 3, pp. 136-149.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Bousias, S.; Triantafillou, T.; Fardis, M.; Spathis, L.; and O'Regan, B., 2004, "Fiber-Reinforced Polymer Retrofitting of Rectangular Reinforced Concrete Columns with or without Corrosion," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 4, July-Aug., pp. 512-520.
- Burgoyne Ch.,(1999), "Advanced composites in civil engineering in Europe", *SEI Structural Engineering International, Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (JABSE)*, Vol. 9, No. 4, Nov., pp 267-272.
- CALTRANS Division of Structures, 1996, *Prequalification Requirements for Alternative Column Casings for Seismic Retrofit (Composites)*, Section 10.1, California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- Carey, S. A., and Harries, K. A., 2005, "Axial Behavior and Modeling of Small-, Medium-, and Large-Scale Circular Sections Confined with CFRP Jackets," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 4, July-Aug., pp. 596-604.
- Chaallal, O., and Shahawy, M., 2000, "Performance of Fiber-Reinforced Polymer-Wrapped Reinforced Concrete Column under Combined Axial-Flexural Loading," *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 4, July-Aug., pp. 659-668.
- Cobo Escamilla, Alfonso. "Curso de Refuerzo de estructuras con compuestos de fibra de carbono". Cátedra de Rehabilitación Proiescon. Escuela de Arquitectura de Madrid.
- Cusson D. y Paultre P., (1995),"Stress-strain model for confined high strength concrete",*ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol 121, No. 3, pp 468-477.
- De Diego Villalón, Ana ;Arteaga Iriarte , Angel (2007).Confinamiento con frp de pilares de hormigón armado sometidos a compresión simple.Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. C.S.I.C.
- De Lorenzis, L., and Tepfers, R., 2003, "Comparative Study of Models on Confinement of Concrete Cylinders with Fiber-Reinforced Polymer Composites," *Journal of Composites for Construction*, ASCE, V. 7, No. 3, pp. 219-237.
- Demers, M., and Neale, K., 1999, "Confinement of Reinforced Concrete Columns with Fibre Reinforced Composites Sheets—An Experimental Study," *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 26, pp. 226-241.

- Di Tomaso A. y Ghinelli F., (1998), New materials: FRP-confined concrete columns, FIB International Course, Treviso, Italy, Draft.
- Díaz Heredia , Elena (2007).Influencia de diferentes variables en el comportamiento a flexión de secciones de hormigón armado reforzadas con materiales compuestos. Enrique González Valle (director).Tesis doctoral. Escuela técnica superior de ingenieros de caminos,canales y puertos. Universidad politécnica de Madrid.
- Dolan, C. W.; Rizkalla, S. H.; and Nanni, A., eds, 1999, Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, SP-188, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- Drizoro.”Sistema de refuerzo estructural con fibra de carbono”. Guía de Diseño.Sistema Replark. 4ª Edición.2009
- Ehsani, M. R., 1993, “Glass-Fiber Reinforcing Bars,” Alternative Materials for the Reinforcement and Prestressing of Concrete, J. L. Clarke, Blackie Academic & Professional, London, pp. 35-54.
- El-Maaddawy, T.; Chahrour, A.; and Soudki, K. A., 2006, “Effect of FRP-Wraps on Corrosion Activity and Concrete Cracking in Chloride-Contaminated Concrete Cylinders,” Journal of Composites for Construction, ASCE, V. 10, No. 2, pp. 139-147.
- Elnabesy, G., and Saatcioglu, M., 2004, “Seismic Retrofit of Circular and Square Bridge Columns with CFRP Jackets,” Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Calgary, AB, Canada, 8 pp. (CD-ROM)
- Emmons P. H., Vaysburd A. M. y Thomas J., (1998), "Strengthening concrete structures,Part II, Advanced composites", ACI Concrete International, Vol. 20, No. 4, April, pp 56-60.
- Fam, Amir Z.; y Rizkalla, Sami H.; “Confinement Model for Axially Loaded Concrete Confined by Circular Fiber-Reinforced Polymer Tubes”, ACI Structural Journal, V. 98, No. 4, July-August 2001, pp. 451-461.
- Fardis M. N. y Khalili H.(1982), "FRP-encased concrete as a structural material", Mag.Concrete Res., Vol. 34, No, 121, pp 191-202

7. BIBLIOGRAFÍA

- Fardis M. N. y Khalili H., (1981), "Concrete encased in fibreglass reinforced-plastic", ACI Journal of American Concrete Institute, Vol. 78, No. 6, pp 440-446.
- Fernández Cánovas, Manuel "Curso de Refuerzo de estructuras con compuestos de fibra de carbono". Cátedra de Rehabilitación Proiescon. Escuela de Arquitectura de Madrid
- Fernández Cánovas, Manuel Hormigón. "Adaptación a la instrucción de recepción de cementos y a la instrucción de Hormigón estructural EHE". E.T.S, Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. 2007
- Fleming, C. J., and King, G. E. M., 1967, "The Development of Structural Adhesives for Three Original Uses in South Africa," RILEM International Symposium, Synthetic Resins in Building Construction, Paris, pp. 75-92.
- Fukujama H., (1999), "FRP composites in Japan", ACI Concrete International, Vol. 21, No 10, Oct., pp 29-32.
- Galvin Barrera, Pedro (2002). Estructuras de hormigón reforzadas con fibras de carbono. Fernando Medina Encina (Tutor). Escuela Superior de Ingenieros de Sevilla. Departamento de mecánica de los medios continuos. Grupo de estructuras.
- Gómez Pulido, María Dolores; Sobrino Almunia Juan A. "Criterios de diseño para el refuerzo de estructuras con materiales compuestos con fibra de carbono. Casos prácticos". Noviembre 2003
- Harajli, M., and Rteil, A., 2004, "Effect of Confinement Using Fiber-Reinforced Polymer or Fiber-Reinforced Concrete on Seismic Performance of Gravity Load-Designed Columns," ACI Structural Journal, V. 101, No. 1, Jan.-Feb., pp. 47-56.
- Harmon T. G. y Slattery K. T., (1992), "Advanced composite confinement of concrete", Proc. 1st. Int. Conf on Advanced Composites Materials in Bridges and Structures, Sherbrooke, Quebec, Canada, pp 299-306.
- Harmon T. G., Ramakrishnan S. y Wang E. H., (1998), "Confined concrete subjected to uniaxial monotonic loading", ASCE Journal of Engineering Mechanics, Vol. 124, No. 12, Dec. pp 1303-1309.
- Harmon T., Slattery K. y Ramakrishnan S., (1995), "The effect of confinement stiffness on confined concrete nonmetallic (FRP) reinforcement for concrete

structures",Proceeding of the Second International RILEM Symposium,(FRPRCS-2) pp 584-592.

- Harries, K. A., and Carey, S. A., 2003, "Shape and 'Gap' Effects on the Behavior of Variably Confined Concrete," Cement and Concrete Research, V. 33, No. 6, pp. 881-890.
- Hasegawa A., Matsuda T. y Higashida N.,(1992), "Carbon fiber reinforced earthquake-resistance retrofitting for RC piers", Doboku Gijutsu, Vol. 97, No.3, pp 43-50.
- Hassan, T., and Rizkalla, S., 2002, "Flexural Strengthening of Prestressed Bridge Slabs with FRP Systems," PCI Journal, V. 47, No. 1, pp. 76-93.
- Hawkins, G. F.; Steckel, G. L.; Bauer, J. L.; and Sultan, M., 1998, "Qualification of Composites for Seismic Retrofit of Bridge Columns," Proceedings of the First International Conference on Durability of Composites for Construction, Sherbrooke, QC, Canada, Aug., pp. 25-36.
- Hognestad, E., 1951, "A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members," Bulletin 399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL.
- Hosotani M., Kawashima K. y Hoshikuma J.,(1996), "Seismic retrofit of reinforced concrete bridge piers by carbon fiber sheets", Proc. 3rd. US-Japan workshop on seismic retrofit of bridges, Tech Memo of PWRI, Publics works Res. Inst., Ministry of Construction, Tsukuba Science City, Japan, No. 3481.
- Iacobucci, R.; Sheikh, S.; and Bayrak, O., 2003, "Retrofit of Square Concrete Columns with Carbon Fiber-Reinforced Polymer for Seismic Resistance," ACI Structural Journal, V. 100, No. 6, Nov.-Dec., pp. 785-794.
- International Federation for Structural Concrete, 2001, FIB 2001 Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures, FIB, Lausanne, 138 pp.
- Karabinis AI, Rousakis TC (2001).Carbon FRP confined concrete elements under axial load. In: Proc int conf on FRP composites in civil engineering. Hong Kong;p. 309–16.
- Karbhari V. M. y Eckel D. A., (1993), "Strengthening of concrete columns stubs through resin-infused composite wraps", Journal of the Thermoplastic Composite Materials, No. 6, April, pp 92-107.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Karbhari V. M. y Eckel D. A., (1994), "Effect of cold regions climate on composite jacketed concrete columns", ASCE J. Cold Regions Engrg., Vol. 8, No. 3, pp 73-86.
- Karbhari V. M. y Seible F., (1999), "Fiber-reinforced polymer composites for civil infrastructure in the USA", SEI Structural Engineering International, Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Vol. 9, No. 4, Nov., pp 274-281.
- Karbhari V. y Gao Y., (1997), "Composite jacketed concrete under uniaxial compression-verification of simple design equations", ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 9, No. 4, pp 185-193.
- Kasei M., (1993), "Carbon fiber reinforced earthquake-resistant retrofitting", Mitsubishi Kasei Corp., Tokyo, Japan.
- Katsumata H. y Kimura K., (1990), "Applications of retrofit method with carbon fiber for existing reinforced concrete structures", 22nd. Joint UNJR Panel Meeting, US-Japan Workshop, Gaithersburg, Md, pp 1-28.
- Katsumata H., Kobarake Y. y Takeda T., (1987), "A study on the strengthening with carbon fiber for earthquake-resistance capacity of existing reinforced concrete structures"
- Katsumata H., Kobatale Y. y Takeda T., (1988), "A study on the strengthening with carbon fiber for earthquake-resistance capacity of existing reinforced concrete columns", Proc. 9th. World Conf on Earthquake Engr., Tokyo, Japan, Vol. VII, pp 417-522.
- Kumahara, S.; Masuda, Y.; and Tanano, Y., 1993, "Tensile Strength of Continuous Fiber Bar Under High Temperature," International Symposium on Fiber-Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures, SP-138, A. Nanni and C. W. Dolan, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 731-742
- Kumutha R, Vaidyanathan R, Palanichamy MS.(2007) Behaviour of reinforced concrete rectangular columns strengthened using GFRP. Cem Concr Compos 2007;29(8):609–15

- Lam L, Teng JG.(2001).A new stress–strain model for FRP confined concrete. In: Teng JG, editor. Proc int conf on FRP composites in civil engineering. Hong Kong; p. 283–92.
- Lam, L., and Teng, J., 2003a, “Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete,” *Construction and Building Materials*, V. 17, pp. 471-489.
- Lam, L., and Teng, J., 2003b, “Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete in Rectangular Columns,” *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, V. 22, No. 13, pp. 1149-1186.
- Landa Avilés Guillermo (2002) .Estudio experimental sobre el refuerzo a cortante de estructuras de hormigón mediante materiales compuestos.Joan Ramon Casas Rius (director).Gonzalo Ramos Schneider (director).Departamento de ingeniería de la construcción.Universidad Politècnica de Cataluña.
- Larralde J.,(1997), "Compressive strength of small concrete specimens confined with i fberglas laminates", *Cement, Concrete and Aggregates*, Vol 19, No. 1, pp 17-21.
- Luo, S., and Wong, C. P., 2002, “Thermo-Mechanical Properties of Epoxy Formulations with Low Glass Transition Temperatures,” *Proceedings of the 8th International Symposium on Advanced Packaging Materials*, pp 226-231.
- Malvar, L., 1998, “Durability of Composites in Reinforced Concrete,” *Proceedings of the First International Conference on Durability of Composites for Construction*, Sherbrooke, QC, Canada, Aug., pp. 361-372.
- Mandell, J. F., 1982, “Fatigue Behavior of Fibre-Resin Composites,” *Developments in Reinforced Plastics*, V. 2, Applied Science Publishers, London, pp. 67-107.
- Mandell, J. F., and Meier, U., 1983, “Effects of Stress Ratio Frequency and Loading Time on the Tensile Fatigue of Glass-Reinforced Epoxy,” *Long Term Behavior of Composites*, ASTM STP 813, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 55-77.
- Mander J. B., Priestley M. J. N. y Park R., (1988), "Observed stress-strain behavior of confined concrete", *J. Struct. Engrg.*, Vol. 114, No. 8, pp 1827-1849.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Mander J. B., Priestley y Park R., (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete", ASCE Journal of the Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, August, pp 1804-1826.
- Matsuda T., Sato H., Fujiwara H. y Higashira N., (1990), "Effect of carbon fiber reinforcement as a strengthening measure for reinforced concrete bridge piers", Proc. Ist. U. S. Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges, Public works Res. Inst., Ministry of Construction, Tsukuba Science City, Japan.
- Matthys S, Taerwe L, Audenaert K.(1999) Tests on axially loaded concrete columns confined by fiber reinforced polymer sheet wrapping. In: 4th international symposium on fiber reinforced polymer reinforcement for reinforced concrete structures; 1999. p. 217–28.
- Matthys, S.; Toutanji, H.; Audenaert, K.; and Taerwe, L., 2005, "Axial Load Behavior of Large-Scale Columns Confined with Fiber-Reinforced Polymer Composites," ACI Structural Journal, V. 102, No. 2, Mar.-Apr., pp. 258-267.
- Meier, U., 1987, "Bridge Repair with High Performance Composite Materials," Material und Technik, V. 4, pp. 125-128. (in German)
- Memon, M., and Sheikh, S., 2005, "Seismic Resistance of Square Concrete Columns Retrofitted with Glass Fiber- Reinforced Polymer," ACI Structural Journal, V. 102, No. 5, Sept.-Oct., pp. 774-783.
- Mirmiran A. y Shahawy M., (1997), "Behavior of concrete columns confined by fiber composites", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No.5, pp 583-590.
- Mirmiran A., (1996), "Analytical and experimental investigation of reinforced concrete column encased in fiberglass tubular jackets and use of fiber jacket for pile splicing", Dept. of Transp. Tallahassee, Florida, Final report, Contract No. B-9135
- Miyauchi K., Nishibayashi S. y Inuoe S., (1997), "Estimation of strengthening effects with carbon fiber sheet for concrete columns", Proceeding of Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures, Sapporo, Japan, Vol. 1, Oct., pp 217-223.
- Mutsuyoshi, H.; Uehara, K.; and Machida, A., 1990, "Mechanical Properties and Design Method of Concrete Beams Reinforced with Carbon Fiber Reinforced

Plastics,” Transaction of the Japan Concrete Institute, V. 12, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, pp. 231-238.

- Nanni A. y Gold W., (1998), "Strength assesment of external FRP reinforcement, in situ load testing", ACI Concrete International, Vol. 20, No. 6, June, pp 39-42.
- Nanni A., (1995), "Concrete repair with externally bonded FRP reinforcement: examples in Japan", ACI Concrete International, Vol. 17, No. 6, June, pp 22-26.
- Nanni A., (1997), "CFRP strengthening: new technology becomes mainstream", ACI Concrete International, Vol. 19, No. 6, June, pp 19-23.
- Nanni A., Norris M. S. y Bradford N. M., (1994), "Lateral confinement of concrete using FRP reinforcement", ACI SP-138 American Concrete Institute, Fiber Reinforcement Plastic for Concrete Structures,, Farmington Hills, Mich, pp 193-209.
- Nanni, A., and Bradford, N., 1995, “FRP Jacketed Concrete Under Uniaxial Compression,” Construction and Building Materials, V. 9, No. 2, pp. 115-124.
- National Research Council, 1991, “Life Prediction Methodologies for Composite Materials,” Committee on Life Prediction Methodologies for Composites, NMAB-460, National Materials Advisory Board, Washington, DC, 75 pp.
- Neale K. W. y Labousierre P., (1998), "Fiber composite sheets in cold climate rehab", ACI Concrete International, Vol. 20, No. 6, June, pp 22-24.
- Neale K. W. y Labousierre P.,(1992), "Advanced composites materials in bridges and structures", Proc.1st. Int. Conf on Advanced Composites Materials in Bridges and Structures, CSCE, Sherbrocke, Quebec, Canada.
- Neale, K. W., 2000, “FRPs for Structural Rehabilitation: A Survey of Recent Progress,” Progress in Structural Engineering and Materials, V. 2, No. 2, pp. 133-138.
- Neale, K. W., and Labossière, P., 1997, “State-of-the-Art Report on Retrofitting and Strengthening by Continuous Fibre in Canada,” Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, V. 1, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, pp. 25-39.
- Noshio, K. J., 1996, “Retrofit of Rectangular Reinforced Concrete Columns using Carbon Fiber,” MS thesis, University of Washington, Seattle, WA, 194 pp.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Odagiri, T.; Matsumoto, K.; and Nakai, H., 1997, "Fatigue and Relaxation Characteristics of Continuous Aramid Fiber Reinforced Plastic Rods," Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), V. 2, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, pp. 227-234.
- Pessiki, S.; Harries, K. A.; Kestner, J.; Sause, R.; and Ricles, J. M., 2001, "The Axial Behavior of Concrete Confined with Fiber Reinforced Composite Jackets," *Journal of Composites in Construction*, ASCE, V. 5, No. 4, pp. 237-245.
- Picher F., Rochete P. y Labossierre P.,(1996), "Confinement of concrete cylinders with CFRP", *Fiber Composite in Infrastructure*, Proceedings, First International Conference on composites in Infrastructure, pp 829-841.
- Pons Gabarrón ,Jordi.(2005).Diseño y ejecución de refuerzos de estructuras de hormigón aplicando laminados compuestos.Tesina de especialidad.Maria Dolores Gómez Pulido (tutora)
- Priestley M. J. N. y Seible F., (1991), "Seismic assessment and retrofit of bridges", *Struct.Res. Proj.*, University of California at San Diego, California, Rep. SSRP-91 /03.
- Priestley M. J. N., Seible F. y Fyfe E.,(1992), "Column seismic retrofit using i fberglass/epoxy jackets", *Proc. 1st. Int. Conf on Advanced Composites Materials in Bridges and Structures*, CSCE, Sherbrocke, Quebec, Canada, pp 287-298.
- Rizkalla S. y Labossierre P., (1999), "Structural engineering with FRP-in Canada", *ACI Concrete International*, Vol. 21, No. 10, Oct., pp 25-28.
- Rocca, S.; Galati, N.; and Nanni, A., 2006, "Experimental Evaluation of FRP Strengthening of Large-Size Reinforced Concrete Columns," Report No. UTC-142, University of Missouri-Rolla, MO.
- Rocca, S.; Galati, N.; and Nanni, A., 2008, "Review of Design Guidelines for FRP Confinement of Reinforced Concrete Columns of Noncircular Cross Sections," *Journal of Composites for Construction*, ASCE, V. 12, No. 1, Jan.-Feb.,pp. 80-92.
- Rostasy, F. S., 1987, "Bonding of Steel and GFRP Plates in the Area of Coupling Joints. Talbrucke Kattenbusch," Research Report No. 3126/1429, Federal Institute for Materials Testing, Braunschweig, Germany. (in German)

- Rostasy, F. S., 1997, "On Durability of FRP in Aggressive Environments," Third International Symposium on Non- Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), V. 2, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, pp. 107-114.
- Roylance, M., and Roylance, O., 1981, "Effect of Moisture on the Fatigue Resistance of an Aramid-Epoxy Composite," Organic Coatings and Plastics Chemistry, V. 45, American Chemical Society, Washington, DC, pp. 784-788.
- S Kono , Inazumi M, Kaku T. Evaluation of confining effects of CFRP sheets on reinforced concrete members. In: Proceedings of the 2nd international conference on composites in infrastructure ICCI'98; 1998. p. 343-55.
- Saadatmanesh H. y Ehsani M. R., (1994), "Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber straps", ACI Structural Journal, V 94, No. 4, July-Aug., pp 434-447.
- Saadatmanesh H., Ehsani M. R. y Jin L., (1996), "Behavior of concrete columns retrofitted with fiber composite straps under cyclic loading", Proc. 1st. Conf on Compos. In Infrastructure, Ariz., pp 842-856.
- Saadatmanesh, H., and Ehsani, M. R., eds., 1998, Second International Conference on Composites in Infrastructure, ICCI, V. 1 and 2, Tucson, AZ, 1506 pp.
- Saadatmanesh, H.; Ehsani, M. R.; and Jin, L., 1996, "Seismic Strengthening of Circular Bridge Pier Models with Fiber Composites," ACI Structural Journal, V. 93, No. 6, Nov.-Dec., pp. 639-647.
- Saafi M., Toutanji H. A. y Li Z., (1999), "Behavior of concrete columns confined with fiber reinforced polymer tubes", ACI Materials Journal, V 96, No. 4, July-August, pp 500-509.
- Saaman M., (1997), "Concrete filled FRP tubes", PhD Thesis University of Central Florida, Fla.
- Samaan M, Mirmiram A, Shahawy M. (1998). Model of concrete confined by fiber composites. J Struct Eng, ASCE ;124(9):1025-31.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Sause, R.; Harries, K. A.; Walkup, S. L.; Pessiki, S.; and Ricles, J. M., 2004, "Flexural Behavior of Concrete Columns with Carbon Fiber Composite Jackets," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 5, Sept.-Oct., pp. 708-716.
- Seible F. y Karbhari V., (1996), "Advanced composites for civil engineering applications in the United States", *Proc. 1st. Int. Conf. on Compos. In Infrastructure*, University of Arizona, USA pp 21-37.
- Seible, F.; Priestley, M. J. N.; Hegemier, G. A.; and Innamorato, D., 1997, "Seismic Retrofit of RC Columns with Continuous Carbon Fiber Jackets," *Journal of Composites for Construction*, ASCE, V. 2, No. 1, pp. 52-62.
- Shehata E., Rizkalla S. y Stewart D., (1998), "Roof retrofit", *ACI Concrete International*, Vol. 20 No. 6, June, pp 44-46.
- Shehata LAEM, Carneiro LAV, Shehata LCD (2002). Strength of short concrete columns confined with CFRP sheets. *Mater Struct* 2002;35:50-8.
- Sheheta, E.; Morphy, R.; and Rizkalla, S., 1999, *Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures*, SP-188, C. W. Dolan, S. H. Rizkalla, and A. Nanni, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 157-167.
- Sheikh, S., and Yau, G., 2002, "Seismic Behavior of Concrete Columns Confined with Steel and Fiber-Reinforced Polymers," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 1, Jan.-Feb., pp. 72-80.
- Shield, C. K.; Busel, J. P.; Walkup S. L.; and Gremel, D. D., 2005, *Proceedings of the Seventh International Symposium on Fiber Reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-7)*, SP-230, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1708 pp.
- Spoelstra M. R. y Monti G., (1999), "FRP confined concrete model", *ASCE Journal of Composites in Construction*, Vol. 3, No. 3, August, pp 143-150.
- Taerwe L. R. y Matthys S., (1999), "FRP for concrete construction: Activities in Europe", *ACI Concrete International*, Vol. 21, No. 10, Oct., pp 33-36.
- Teng, J. G.; Chen, J. F.; Smith, S. T.; and Lam, L., 2002, *FRP Strengthened RC Structures*, John Wiley & Sons, West Sussex, UK, 266 pp.

- Toutanji, H., 1999, "Stress-Strain Characteristics of Concrete Columns Externally Confined with Advanced Fiber Composite Sheets," *ACI Materials Journal*, V. 96, No. 3, May-June, pp. 397-404.
- Wang, N., and Evans, J. T., 1995, "Collapse of Continuous Fiber Composite Beam at Elevated Temperatures," *Composites*, V. 26, No. 1, pp. 56-61.
- Wang, Y. C., and Restrepo, J. I., 2001, "Investigation of Concentrically Loaded Reinforced Concrete Columns Confined with Glass Fiber-Reinforced Polymer Jackets," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 3, May-June, pp. 377-385.
- Watson R. J., (1994), "Column retrofit of short and medium span bridges and structures using strength fiber composites", *Development in short and medium span bridges engineering*, pp 983-994.
- Williams, B. K.; Bisby, L. A.; Kodur, V. K. R.; Green, M. F.; and Chowdhury, E., 2006, "Fire Insulation Schemes for FRP-Strengthened Concrete Slabs," *Composites*, Part A, No. 37, pp. 1151-1160.
- Wolf, R., and Miessler, H. J., 1989, "HLV-Spannglieder in der Praxis," *Erfahrungen Mit Glasfaserverbundstaben*, Beton, 2, pp. 47-51.
- Wu, W., 1990, "Thermomechanical Properties of Fiber Reinforced Plastics (FRP) Bars," PhD dissertation, West Virginia University, Morgantown, WV, 292 pp.
- Xian, G., and Karbhari, V. M., 2007, "Segmental Relaxation of Water-Aged Ambient Cured Epoxy," *Journal of Polymer Degradation and Stability*, V. 92, No. 9, pp. 1650-1659.
- Xiao Y. y Ma R.,(1997), "Seismic retrofit of RC circular columns using prefabricated composite jacketing", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol.123, No.10,October, pp 1357-1364.
- Xiao Y. y Wu H., (2000), "Compressive behavior of concrete confined by carbon fiber composite jackets", *ASCE Journal of the Material in Civil Engineering*, Vol. 12, No.2, May, pp 139-146.
- Xiao Y., Martin G. R., Yin Z. y Ma R.,(1996),"Seismic retrofit of existing reinforced concrete bridge columns using a prefabricated composite jacketing system", *Proc. 1st. Conf.' on Compos. in Infrastructure*, pp 903-916.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Yamaguchi, T.; Kato, Y.; Nishimura, T.; and Uomoto, T., 1997, “Creep Rupture of FRP Rods Made of Aramid, Carbon and Glass Fibers,” Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), V. 2, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, pp. 179-186.
- Youssef, M. N., 2003, “Stress Strain Model for Concrete Confined by FRP Composites,” PhD dissertation, University of California-Irvine, Irvine, CA, 310 pp.
- ACI 440. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. Detroit, Mich.: American Concrete Institute; 2008.
- Aire C. (2002). Estudio experimental del comportamiento del hormigón confinado sometido a compresión”. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Almusallam TH. Behaviour of normal and high-strength concrete cylinders confined with E-glass/epoxi composite laminates. J Compos: Part B 2007; 38: 629-639.
- Carey SA and Harries KA. Axial behavior and modeling of small-medium and large-scale circular sections confined with CFRP jackets. ACI Structural Journal 2005; 4(102): 596-604.
- CNR-DT 200. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. Rome (Italy). Italian Council of Research (CNR): 2004.
- Csuka B, Kollár LP. FRP confined circular columns subjected to concentric loading. Reinf Plast Compos 2011;29(23):3504-20.
- Csuka B, Kollár LP. Analysis of FRP confined circular columns under eccentric loading. Compos Struct 2012;(94):1106-16.
- Daugevierius M, Valivonis J, Beinaraivieius A, Skuturna T, Budvytis M. Experimental investigation of the load carrying capacity of eccentrically loaded reinforced concrete elements strengthened with CFRP. Procedia Engineering 57(2013) 232-237.
- Elsanadedy HM, Al-Salloum YA, Abbas H, Alsayed SH. Prediction of strength parameters of FRP-confined concrete. Composites: Part B 2012;(43):228-39.
- EN 12390-2. Testing hardened concrete. Part 2: Making and curing specimens for strength tests, 2001.
- EN12390-3. Testing hardened concrete. Part 3: Compressive strength of test specimens, 2003.

- FIB. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. International federation for Structural Concrete. Lausanne; 2001.
- Harmon T.G., Ramakrishnan S., Wang E.H. (1998). "Confined concrete subjected to uniaxial monotonic loading", ASCE Journal of Engineering Mechanics, Vol. 124, N°12, pp. 1303-1309.
- Harries KA and Carey SA. Shape and gaps effects on the behavior of variably confined concrete. Cement and concrete research 2003; 6(33):881-90.
- Larralde J., (1997). "Compressive strength of small concrete specimens confined with fibreglass laminates". Cement, Concrete and Aggregates, Vol 19 N°1, pp. 17-21.
- El Maaddawy T. Strengthening of eccentrically loaded reinforced concrete columns with fibre-reinforced polymer wrapping system: experimental investigation and analytical modelling. ASCE J Compos Constr 2009;1(13):13-24.
- JSCE Japan Society of Civil Engineers. Recommendations for upgrading of concrete structures with use of continuous fiber sheets. In: Maruyama K. editor. Concrete Engineering Series 41: March 2001.
- Lam L. and Teng J. Design oriented stress-strain model for FRP-confined concrete. Construction and Building materials 2003a; (17): 471-89.
- Lam L. and Teng J. Design oriented stress-strain model for FRP-confined concrete in rectangular columns. Journal of reinforced plastics and composites 2003b; 13 (22): 1149-86.
- Li Q, Ansari F (1999). Mechanics of damage and constitutive relationships for high strength concrete in triaxial compression. ASCE Journal of Engineering Mechanics vol 125 n°1, pp 1-10.
- Li Q, Ansari F (2000). High-strength concrete in triaxial compression by different size of specimens, ACI Materials Journal, vol 97 n°6, pp 684-689.
- Machida A. (Editor). State of the art report on continuous fiber reinforcing materials. Second Research Committee on CFRM, Japan Society of Civil Engineers: Concrete Engineering Series 3. Tokyo, 1993.
- Mehta PK, Monteiro PJM. Concrete, microstructure, properties and materials. Third edition. The Mc Graw-hill Companies Inc. New York 2006.
- Micelli F, Modarelli R. Experimental and analytical study on properties affecting the behaviour of FRP-confined concrete. Composites: Part B 45 (2013) 1420-1431.
- Nanni A., Norris M.S., Bradford N.M. (1994). "Lateral confinement of concrete using FRP reinforcement", ACI SP-138 American Concrete Institute, Fiber

7. BIBLIOGRAFÍA

- Reinforcement Plastics for Concrete structures, Farmington Hills, Mich, pp. 193-209.
- Nanni A., Di Tomaso A., Arduini M. (1996). "International research on advanced composites in construction", National Science Foundation, Arlington, Va, Final report No. IRACC-96.
 - Neale K.W., Labousière P. (1992). "Advanced composites materials in bridges and structures", Proc. 1st Int. Conf. On Advanced composites materials in Bridges and structures, CSCE, Sherbrooke, Quebec, Canada.
 - Pessiki S, Harries KA, Kestner J, Sause R, Ricles JM. The axial behavior of concrete confined with fiber reinforced composite jackets. Journal of Composites in Construction, ASCE 2001; 4(5): 237-45.
 - Saadatmanesh H, Ehsani MR, Li MW. Strength and ductility of concrete columns externally reinforced with fiber composite straps. ACI Struct J 1994;91(4):434-47.
 - Saafi M., Toutanji H.A., Li Z. (1999). "Behaviour of concrete columns confined with fiber reinforced polymer tubes", ACI Materials Journal, V 96, N°4, pp. 500-509.
 - Setunge S, Attard MM and Darvall PL (1993). Ultimate strength of confined very high-strength concretes. ACI Structural Journal, 90(6): 632-41.
 - Toutanji H., (1999). Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composites sheets, ACI Materials Journal, Vol. 96, N°3, pp. 397-404.
 - Xie J, Elwi AE, MacGregor JG (1995). Mechanical properties of three high strength concrete containing silica fume. ACI Materials Journal, vol 92, n°2, 135-145.

8. ANEXOS

8.1. ANEXO A: REPLARK MM2

DEPARTAMENTO TÉCNICO DE DRIZORO

H-35 35 N/mm²

Probeta totalmente reforzada

Peso (g/m ²)	300,00	
Espesor (mm cm)	0,1630	0,0163
Resistencia a tracción (N/mm ²)	2.400	
Módulo de elasticidad, E (N/mm ²)	440.000	
Alargamiento en rotura característico, ϵ_u	5,5 ‰	
Alargamiento en rotura último	3,9 ‰	
Número de capas (n)	1	
Φ (cm)	30,00	
H (cm)	50,00	

Tabla 8.1. Características generales probeta

VOLUMEN DE REFUERZO ($W_R = \pi \cdot \Phi \cdot h \cdot n \cdot e_r$)	
π	3,141592654
Φ (cm)	30,00
h (cm)	50,00
n	1
e_r (cm)	0,0163
$W_R = 76,81 \text{ cm}^3$	

Tabla 8.2. Cálculo del volumen de refuerzo

VOLUMEN DE HORMIGON CONFINADO ($W_C = \pi \cdot \Phi^2 \cdot h/4$)	
π	3,141592654
Φ (cm)	30,00
L (cm)	50,00
$W_C = 35.342,92 \text{ cm}^3$	

Tabla 8.3. Cálculo del volumen de hormigón confinado

8. ANEXOS

CUANTIA GEOMETRICA DE CONFINAMIENTO ($W_{wd} = W_R / W_C$)	
W_R (cm ³)	76,81
W_C (cm ³)	35.342,92
$W_{wd} = 0,002173333$	
Cuantia del material de confinamiento, ρ_L ($\rho_L = \text{perimetro} \cdot n \cdot e / \text{Area confinada}$)	
Perimetro (cm)	94,247779608
N	1,000000
E (cm)	0,0163
Area confin. (cm ²)	706,8583
ρ_L	0,002173

Tabla 8.4. Cálculo de las cuantías del confinamiento

TENSION DE CONFINAMIENTO (1) ($\sigma_{conf} = K_{conf} \cdot \epsilon_{lu}$)	
Coeficiente de forma	
Circular	$K_{forma}: 1$
Coeficiente de confinamiento ($K_{conf} = K_{forma} \cdot \rho_L \cdot E_L / 2$)	
K_{forma}	1
ρ_L	0,002173
E_L (N/mm ²)	440.000
K_{conf} (N/mm ²)	478
Deformación máxima	
MIN (0,75* ϵ_{lu})	0,004125
ϵ_{lu}	0,004000

Tabla 8.5. Cálculo de la tensión del confinamiento (1)

TENSION DE CONFINAMIENTO (2) ($\sigma_{conf} = K_{conf} \cdot \epsilon_{lu}$)	
K_{conf} (N/mm ²)	478
ϵ_{lu}	0,004000
$\sigma_{conf} = 1,9125$ N/mm²	
σ_{conf} / f_{ck}	
σ_{conf} (N/mm ²)	1,9125
f_{ck} (N/mm ²)	25
σ_{conf} / f_{ck}	0,076501333

Tabla 8.6. Cálculo de la tensión del confinamiento

RESISTENCIA DEL HORMIGON CONFINADO	
$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = \left(-1,254 - 2 \frac{\sigma_T}{f_{ck}} + 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}} \right)$	
Térm.independ.	-1,254
$2 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}$	-0,153002667
$2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}}$	2,857713423
f_{cc}/f_{ck}	1,450710757
$\Delta_{RESISTENCIA}$	45,07%

Tabla 8.7. Cálculo de la resistencia y aumento de ésta

8.2 ANEXO B: REPLARK MM2

DEPARTAMENTO TÉCNICO DE DRIZORO

H-12 12 N/mm²

Probeta totalmente reforzada

Peso (g/m ²)	300,00	
Espesor (mm cm)	0,1630	0,0163
Resistencia a tracción (N/mm ²)	2.400	
Módulo de elasticidad, E (N/mm ²)	440.000	
Alargamiento en rotura característico, ϵ_{lu}	5,5 ‰	
Alargamiento en rotura último	3,9 ‰	
Número de capas (n)	1	
Φ (cm)	30,00	
H (cm)	50,00	

Tabla 8.8. Características generales probeta

VOLUMEN DE REFUERZO ($W_R = \pi \cdot \Phi \cdot h \cdot n \cdot e_r$)	
π	3,141592654
Φ (cm)	30,00
h (cm)	50,00
n	1
e_r (cm)	0,0163
$W_R = 76,81 \text{ cm}^3$	

Tabla 8.9. Cálculo del volumen de refuerzo

VOLUMEN DE HORMIGON CONFINADO ($W_C = \pi \cdot \Phi^2 \cdot h / 4$)	
π	3,141592654
Φ (cm)	30,00
L (cm)	50,00
$W_C = 35.342,92 \text{ cm}^3$	

Tabla 8.10. Cálculo del volumen de hormigón confinado

8. ANEXOS

CUANTIA GEOMETRICA DE CONFINAMIENTO ($W_{wd} = W_R / W_C$)	
W_R (cm ³)	76,81
W_C (cm ³)	35.342,92
$W_{wd} = 0,002173333$	
Cuantia del material de confinamiento, ρ_L ($\rho_L = \text{perimetro} \cdot n \cdot e / \text{Area confinada}$)	
Perimetro (cm)	94,247779608
N	1,000000
E (cm)	0,0163
Area confin. (cm ²)	706,8583
ρ_L	0,002173

Tabla 8.11. Cálculo de las cuantías del confinamiento

TENSION DE CONFINAMIENTO (1) ($\sigma_{conf} = K_{conf} \cdot \epsilon_{lu}$)	
Coeficiente de forma	
Circular	$K_{forma}: 1$
Coeficiente de confinamiento ($K_{conf} = K_{forma} \cdot \rho_L \cdot E_L / 2$)	
K_{forma}	1
ρ_L	0,002173
E_L (N/mm ²)	440.000
K_{conf} (N/mm ²)	478
Deformación máxima	
MIN (0,75* ϵ_{lu})	0,004125
ϵ_{lu}	0,004000

Tabla 8.12. Cálculo de la tensión del confinamiento (1)

TENSION DE CONFINAMIENTO (2) ($\sigma_{conf} = K_{conf} \cdot \epsilon_{lu}$)	
K_{conf} (N/mm ²)	478
ϵ_{lu}	0,004000
$\sigma_{conf} = 1,9125$ N/mm²	
σ_{conf} / f_{ck}	
σ_{conf} (N/mm ²)	1,9125
f_{ck} (N/mm ²)	15
σ_{conf} / f_{ck}	0,127502222

Tabla 8.13. Cálculo de la tensión del confinamiento

RESISTENCIA DEL HORMIGON CONFINADO	
$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = \left(-1,254 - 2 \frac{\sigma_T}{f_{ck}} + 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}} \right)$	
Térm.independ.	-1,254
$2 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}$	-0,255004444
$2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}}$	3,197478071
f_{cc}/f_{ck}	1,688473627
$\Delta_{RESISTENCIA}$	68,85%

Tabla 8.14. Cálculo de la resistencia y aumento de ésta

8.3 ANEXO C: REPLARK MM2

DEPARTAMENTO TÉCNICO DE DRIZORO

H-35 35 N/mm²

Probeta Reforzada 50%

Peso (g/m ²)	300,00	
Espesor (mm cm)	0,1630	0,0163
Resistencia a tracción (N/mm ²)	2.400	
Módulo de elasticidad, E (N/mm ²)	440.000	
Alargamiento en rotura característico, ϵ_u	5,5 ‰	
Alargamiento en rotura último	-	
Número de capas (n)	1	
Φ (cm)	30,00	
H (cm)	50,00	

Tabla 8.15. Características generales probeta

VOLUMEN DE REFUERZO ($W_R = \pi \cdot \Phi \cdot h \cdot n \cdot e_r$)	
π	3,141592654
Φ (cm)	30,00
h (cm)	50,00
n	1
e_r (cm)	0,0163
$W_R = 76,81 \text{ cm}^3$	

Tabla 8.16. Cálculo del volumen de refuerzo

VOLUMEN DE HORMIGON CONFINADO ($W_C = \pi \cdot \Phi^2 \cdot h / 4$)	
π	3,141592654
Φ (cm)	30,00
L (cm)	50,00
$W_C = 35.342,92 \text{ cm}^3$	

Tabla 8.17. Cálculo del volumen de hormigón confinado

8. ANEXOS

CUANTIA GEOMETRICA DE CONFINAMIENTO ($W_{wd} = W_R / W_C$)	
W_R (cm ³)	76,81
W_C (cm ³)	35.342,92
$W_{wd} = 0,002173333$	
Cuantia del material de confinamiento, ρ_L ($\rho_L = \text{perimetro} \cdot n \cdot e / \text{Area confinada}$)	
Perimetro (cm)	47,123889804
n	1,000000
E (cm)	0,0163
Area confin. (cm ²)	353,4292
ρ_L	0,002173

Tabla 8.18. Cálculo de las cuantías del confinamiento

TENSION DE CONFINAMIENTO (1) ($\sigma_{conf} = K_{conf} \cdot \epsilon_{lu}$)	
Coeficiente de forma	
	$K_{forma}: 0.8$
Coeficiente de confinamiento ($K_{conf} = K_{forma} \cdot \rho_L \cdot E_L / 2$)	
K_{forma}	0.8
ρ_L	0,002173
E_L (N/mm ²)	440.000
K_{conf} (N/mm ²)	383
Deformación máxima	
MIN (0,75* ϵ_{lu})	0,004125
ϵ_{lu}	0,004000

Tabla 8.19. Cálculo de la tensión del confinamiento (1)

TENSION DE CONFINAMIENTO (2) ($\sigma_{conf} = K_{conf} \cdot \epsilon_{lu}$)	
K_{conf} (N/mm ²)	383
ϵ_{lu}	0,004000
$\sigma_{conf} = 1,5300$ N/mm²	
σ_{conf} / f_{ck}	
σ_{conf} (N/mm ²)	1,5300
f_{ck} (N/mm ²)	25
σ_{conf} / f_{ck}	0,061201067

Tabla 8.20. Cálculo de la tensión del confinamiento

RESISTENCIA DEL HORMIGON CONFINADO	
$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = \left(-1.254 - 2 \frac{\sigma_T}{f_{ck}} + 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}} \right)$	
Térm.independ.	-1,254
$2 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}$	-0,122402133
$2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}}$	2,747603321
f_{cc}/f_{ck}	1,371201187
$\Delta_{RESISTENCIA}$	37.12%

Tabla 8.21. Cálculo de la resistencia y aumento de ésta

8.4 ANEXO D: REPLARK MM2

DEPARTAMENTO TÉCNICO DE DRIZORO

H-12 12 N/mm²

Probeta Reforzada 50%

Peso (g/m ²)	300,00	
Espesor (mm cm)	0,1630	0,0163
Resistencia a tracción (N/mm ²)	2.400	
Módulo de elasticidad, E (N/mm ²)	440.000	
Alargamiento en rotura característico, ϵ_{lu}	5,5 ‰	
Alargamiento en rotura último	-	
Número de capas (n)	1	
Φ (cm)	30,00	
H (cm)	50,00	

Tabla 8.22. Características generales probeta

VOLUMEN DE REFUERZO ($W_R = \pi \cdot \Phi \cdot h \cdot n \cdot e_r$)	
π	3,141592654
Φ (cm)	30,00
h (cm)	50,00
n	1
e_r (cm)	0,0163
$W_R = 76,81 \text{ cm}^3$	

Tabla 8.23. Cálculo del volumen de refuerzo

VOLUMEN DE HORMIGON CONFINADO ($W_C = \pi \cdot \Phi^2 \cdot h / 4$)	
π	3,141592654
Φ (cm)	30,00
L (cm)	50,00
$W_C = 35.342,92 \text{ cm}^3$	

Tabla 8.24. Cálculo del volumen de hormigón confinado

8. ANEXOS

CUANTIA GEOMETRICA DE CONFINAMIENTO ($W_{wd} = W_R / W_C$)	
W_R (cm ³)	76,81
W_C (cm ³)	35.342,92
$W_{wd} = 0,002173333$	
Cuantia del material de confinamiento, ρ_L ($\rho_L = \text{perimetro} \cdot n \cdot e / \text{Area confinada}$)	
Perimetro (cm)	47,123889804
n	1,000000
E (cm)	0,0163
Area confin. (cm ²)	353,4292
ρ_L	0,002173

Tabla 8.25. Cálculo de las cuantías del confinamiento

TENSION DE CONFINAMIENTO (1) ($\sigma_{conf} = K_{conf} \cdot \epsilon_{lu}$)	
Coeficiente de forma	
	K_{forma} : 0.8
Coeficiente de confinamiento ($K_{conf} = K_{forma} \cdot \rho_L \cdot E_L / 2$)	
K_{forma}	0.8
ρ_L	0,002173
E_L (N/mm ²)	440.000
K_{conf} (N/mm ²)	383
Deformación máxima	
MIN ($0,75 \cdot \epsilon_{lu}$)	0,004125
ϵ_{lu}	0,004000

Tabla 8.26. Cálculo de la tensión del confinamiento (1)

TENSION DE CONFINAMIENTO (2) ($\sigma_{conf} = K_{conf} \cdot \epsilon_{lu}$)	
K_{conf} (N/mm ²)	383
ϵ_{lu}	0,004000
$\sigma_{conf} = 1,5300$ N/mm²	
σ_{conf} / f_{ck}	
σ_{conf} (N/mm ²)	1,5300
f_{ck} (N/mm ²)	15
σ_{conf} / f_{ck}	0,102001778

Tabla 8.27. Cálculo de la tensión del confinamiento

RESISTENCIA DEL HORMIGON CONFINADO	
$\frac{f_{cc}}{f_{ck}} = \left(-1.254 - 2 \frac{\sigma_T}{f_{ck}} + 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}} \right)$	
Térm.independ.	-1,254
$2 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}$	-0,204003556
$2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{\sigma_T}{f_{ck}}}$	3,03235816
f_{cc}/f_{ck}	1,574354605
$\Delta_{RESISTENCIA}$	57.44%

Tabla 8.28. Cálculo de la resistencia y aumento de ésta

8.5 ANEXO E: DEFORMACIÓN AXIAL Y DIAMETRAL , MÓDULO DE ELASTICIDAD Y COEFICIENTE DE POISSON.

8. ANEXOS

CAPÍTULO 8

8. ANEXOS

PROBETA: C1M4 -- H8-50C-B9

CAPÍTULO 8

PROBETA: C1T5 -- H8-100C-B2

8. ANEXOS

PROBETA: C1T6 -- H8-100C-B7

CAPÍTULO 8

8. ANEXOS

PROBETA: C2W8 -- H20-SIN-A6

CAPÍTULO 8

PROBETA: C2M9 -- H20-50C-A4

8. ANEXOS

PROBETA: C2M10 -- H20-50C-A9

CAPÍTULO 8

PROBETA: C2T11 -- H20-100C-A2

8. ANEXOS

PROBETA: C2T12 -- H20-100C-A7

CAPÍTULO 8

PROBETA: C3W13 -- H25-SIN-C1

8. ANEXOS

PROBETA: C3W14 -- H25-SIN-C6

CAPÍTULO 8

PROBETA: C3M15 -- H25-50C-C4

8. ANEXOS

PROBETA: C3M16 -- H25-50C-C9

CAPÍTULO 8

PROBETA: C3T17 -- H25-100C-C2

8. ANEXOS

PROBETA: C3T18 -- H25-100C-C7

8.6 ANEXO F: COMPARACIÓN ENTRE LAS TRES ETAPAS POR TIPO DE HORMIGÓN.

8. ANEXOS

CAPÍTULO 8

8.7 ANEXO G: COMPARACIÓN ENTRE LAS TRES ETAPAS POR REFUERZO.