Universidad Politécnica de Madrid

Escuela Técnica Superior de
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Estudio experimental y numérico del comportamiento a cortante de hormigones reforzados con fibras de poliolefina y acero

Tesis Doctoral

Álvaro Picazo Iranzo

Máster Universitario en Técnicas y Sistemas en Edificación

Madrid, 2020

Álvaro Picazo Iranzo

Madrid, 2020

Departamento de Ingeniería Civil: Construcción
Escuela Técnica Superior de
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Madrid

Estudio experimental y numérico del comportamiento a cortante de hormigones reforzados con fibras de poliolefina y acero

Tesis Doctoral

Álvaro Picazo Iranzo
Máster Universitario en Técnicas y Sistemas en Edificación

Directores de la Tesis:

Jaime C. Gálvez Ruiz
Doctor Ingeniero de
Caminos, Canales y Puertos

Marcos García Alberti
Doctor Ingeniero de
Caminos, Canales y Puertos

Madrid, 2020

Tesis Doctoral
Estudio experimental y numérico del comportamiento a cortante de
hormigones reforzados con fibras de poliolefina y acero

Tribunal nombrado por el Magfco. y Excmo. Sr. Rector de la Universidad
Politécnica de Madrid, el día de de 2020.

Presidente	D.
Vocal	D.
Vocal	D.
Vocal	D.
Secretario	D.
Suplente	D.
Suplente	D.

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

Calificación:

EL PRESIDENTE

LOS VOCALES

EL SECRETARIO

A mis padres, Pedro y Carmen

A mi mujer, Fuencisla, y mis hijos, Álvaro y Carolina

*“Creo bastante en la suerte. Y he
constatado que, cuanto más duro trabajo,
más suerte tengo”. (Thomas Jefferson)*

Agradecimientos

Deseo expresar mi más ferviente y sincero agradecimiento a mis directores de Tesis: Jaime C. Gálvez y Marcos G. Alberti, por la entrega, apoyo, comprensión, paciencia, esfuerzo, dedicación, trato humano y por compartir conmigo su amplia sabiduría y experiencia en el tema de estudio, así como por sus ideas, sugerencias y por su ánimo en los momentos difíciles durante el desarrollo de este trabajo. Gracias igualmente a Alejandro Enfedaque por haber compartido conmigo sus conocimientos y realizar aportaciones importantes a este trabajo. A los tres, mi más cordial gratitud por su labor docente y por darme la oportunidad de trabajar codo con codo con ellos y permitir integrarme en su grupo de investigación desde el primer momento.

Agradecer a los técnicos del Laboratorio de Materiales de Construcción de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la U.P.M., Alfredo Casero y Miguel de Felipe, la ayuda que me han prestado para la realización de los ensayos y la aportación de ideas para solventar los problemas surgidos. A mis compañeros de estudios, con los que he compartido momentos en el laboratorio, horas de despacho y duros días de trabajo: Ángela Moreno, Julio Paredes, Lucía López, Ramiro Castellanos, Raquel Pérez, Wladimir Ramírez y Abner C. Vega.

A mis amigos y compañeros de la antigua Escuela de Arquitectura Técnica, Luis Carrillo, José Luis Javier Pérez, Juan Antonio Alonso y Aurora Flórez por su impulso y ayuda para que esta Tesis haya podido ser una realidad.

Extender mi agradecimiento al resto de personas del grupo de investigación de Tecnología de la Construcción y Ciencia de los Materiales para la Edificación y la Obra Civil, de la U.P.M. Gracias, Amparo Moragues, Encarnación Reyes, M^a Jesús Casati, Fernando Suárez, Miguel Ángel de la Rubia, Cristina Argiz y Aranzazu Hueso, por vuestro apoyo y cercanía personal durante todo el tiempo que hemos convivido.

Por último, pero de una manera muy especial, gracias a mi familia. A Fuencisla, mi mujer, por ayudarme en todo lo posible para lograr conseguir un hueco de tiempo con el que avanzar en la Tesis y por soportarme los días de desánimo en los que parecía que esta Tesis no iba a terminar. A mis hijos Álvaro y Carolina, por ser tan maduros y dejar que estos últimos años los haya podido dedicar a esta labor. Y finalmente a mis padres, Pedro y Carmen, por empujarme a conseguir la plenitud académica y por haberme enseñado la dirección correcta en esta vida.

Resumen

Esta Tesis aporta una importante información en relación a las propiedades del hormigón reforzado con fibras sometido a esfuerzo cortante. Las fibras, como material de refuerzo del hormigón, resultan adecuadas para la sustitución parcial o total de la armadura de cortante en elementos estructurales. Este empleo evita el coste de mano de obra de la elaboración y colocación de la armadura tradicional de cercos o estribos como refuerzo a cortante en elementos de hormigón armado.

Para los ensayos se han empleado las mitades residuales de probetas de hormigones fibro-reforzados ensayadas previamente a flexotracción. El conocimiento precedente del comportamiento a flexión de estos hormigones permitió obtener datos relevantes respecto al comportamiento del mismo tipo de hormigón ante diferentes esfuerzos. También, se han elaborado nuevos hormigones reforzados con fibras de poliolefina para profundizar en el conocimiento de este tipo de material como refuerzo de hormigón. En todos los casos, la realización de esta investigación se justifica con la finalidad de demostrar el uso práctico de este material compuesto y las ventajas que su uso implica.

El conocimiento de las propiedades del hormigón reforzado con fibras, ante diferentes tipos de solicitaciones, implica un gran avance tanto en investigación como en realizaciones prácticas. Esta Tesis permite mejorar dicho entendimiento, a la vez que desarrolla consideraciones a tener en cuenta en el caso de emplear fibras como refuerzo del hormigón.

Así, el hormigón reforzado con fibras ha sido ensayado ante diferentes situaciones de carga y sustentación. Los resultados obtenidos avalan la consecución de los objetivos planteados:

- Desarrollar un método de ensayo apropiado para analizar el comportamiento a cortante del hormigón reforzado con fibras, y evaluar su resistencia residual post-fisuración ante dicho esfuerzo.
- Contrastar los resultados experimentales con los fundamentos normativos para evaluar el uso de los hormigones fibro-reforzados y permitir la sustitución total o parcial del tradicional refuerzo de cercos a cortante, a la vez que reducir la armadura de flexión.
- Verificar que el hormigón reforzado con fibras de acero se ajusta a la teoría de corte-fricción en elementos fisurados sometidos a esfuerzo rasante.
- Obtener los patrones de fisuración del hormigón fibro-reforzado mediante técnica de vídeo-extensometría.
- Analizar el comportamiento del hormigón reforzado con fibras de poliolefina ante esfuerzos de tracción directa, fractura en modo mixto y estudiar el efecto tamaño frente a este último.

Abstract

This Thesis provides significant information regarding the properties of fibre reinforced concrete subjected to shear stress. Fibres, as a concrete reinforcement material, are suitable for partial or total replacement of shear reinforcement in structural elements. This use avoids the cost of the elaboration and placement of traditional stirrups as shear reinforcement in reinforced concrete elements.

Residual halves of fibre reinforced concrete specimens tested prior on bending have been used. The previous knowledge of the bending behaviour of these concretes allowed obtaining relevant data regarding the behaviour of the same type of concrete against different efforts. In addition, new concretes reinforced with polyolefin fibres have been developed to deepen the knowledge of this type of material as a concrete reinforcement. In all cases, the development of this research is justified in order to demonstrate the practical use of this composite material and the advantages that its use implies.

The knowledge of the properties of fibre reinforced concrete, against different types of loading, implies a significant advance in its research aspect and practical applications. This thesis aims to increase this understanding, while developing considerations to take into account in the case of using fibres as a reinforcement of concrete.

Thus, fibre reinforced concrete has been tested against different loading and supporting situations. The results obtained justify the achievement of the following objectives:

- To employ an appropriate test method to analyse the shear behaviour of fibre reinforced concrete, and to assess its residual post-cracking stress.
- To contrast experimental results with regulatory standards to evaluate the use of fibre reinforced concretes and to allow replacement of traditional stirrups, while reducing bending reinforcement.
- To verify that concrete reinforced with steel fibres follows the guidelines set by the shear-friction theory on cracked elements subjected to shear stress.
- To obtain cracking patterns of fibre reinforced concrete by using digital image correlation technique.
- To analyse the behaviour of polyolefin fibre reinforced concrete subject to direct tensile, mixed mode fracture and to study the size effect under the former loading mode.

ÍNDICE

Agradecimientos	
Resumen	XI
Abstract	XIII
Lista de figuras	XIX
Lista de tablas	XXIX
Lista de símbolos y acrónimos	XXXIII
Capítulo 1. Introducción.....	1
1. 1. Alcance de la investigación	2
1. 2. Estrategia de la investigación	4
1. 3. Esquema de la Tesis	4
PARTE I. ESTADO DEL ARTE	7
Capítulo 2. Hormigón.....	9
2. 1. Introducción.....	9
2. 2. Propiedades mecánicas del hormigón.....	10
2. 3. Hormigón autocompactante.....	14
2. 4. Comportamiento en fractura del hormigón.....	15
Capítulo 3. Hormigón reforzado con fibras.....	19
3. 1. Descripción del hormigón reforzado con fibras	19
3. 2. Tipos de fibras para el hormigón reforzado con fibras.....	23
3. 3. Dosificación y elaboración del hormigón reforzado con fibras.....	30
3. 4. Efecto de las fibras en las propiedades mecánicas del hormigón	34
3. 5. Orientación de las fibras	39
3. 6. El hormigón reforzado con fibras como material estructural	44
Capítulo 4. El esfuerzo cortante en elementos de hormigón reforzado	49
4. 1. Breve historia del esfuerzo cortante	49
4. 2. Mecanismos resistentes a cortante.....	50
4. 3. Teoría de corte-fricción	60
4. 4. Walraven. Análisis del engranamiento de áridos y teoría corte-fricción.....	64
4. 5. Revisión bibliográfica sobre hormigón reforzado con fibras sometido a cortante	68
4. 6. Modelos normativos de cortante.....	73
Capítulo 5. Vídeo-extensometría.....	77
5. 1. Un sistema para complementar la toma de datos tradicional.....	77
5. 2. Validez de los datos obtenidos mediante sistemas de vídeo-extensometría.....	82
Capítulo 6. Hormigón de referencia de la Tesis	85
6. 1. Introducción.....	85
6. 2. Materiales y dosificación.....	88
6. 3. Propiedades mecánicas	95
6. 4. Comportamiento en fractura en Modo I	98

PARTE II. CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL A TRACCIÓN DIRECTA Y EFECTO TAMAÑO EN EL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE POLIOLEFINA	103
Capítulo 7. Hormigón reforzado con fibras de poliolefina sometido a tracción directa.....	105
7. 1. Introducción.....	105
7. 2. Ensayos de tracción directa	108
7. 3. Resultados y discusión	115
7. 4. Conclusiones.....	130
Capítulo 8. Efecto tamaño en la fractura del hormigón reforzado con fibras de poliolefina.....	133
8. 1. Introducción.....	133
8. 2. Programa experimental.....	135
8. 3. Resultados.....	139
8. 4. Discusión	142
8. 5. Conclusiones.....	149
PARTE III. CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL A CORTANTE (MODO II) Y MODELIZACIÓN DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS.....	151
Capítulo 9. Hormigón reforzado con fibras sometido a esfuerzos de cortante (fractura en Modo II).....	153
9. 1. Introducción.....	153
9. 2. Ensayos a cortante	156
9. 3. Resultados y discusión	165
9. 4. Análisis de la superficie de fractura mediante vídeo-extensometría	174
9. 5. Comportamiento del hormigón reforzado con fibras de acuerdo con la teoría corte-fricción por medio de vídeo-extensometría	180
9. 6. Contribución a cortante del hormigón reforzado con fibras según normativa.....	184
9. 7. Conclusiones.....	187
Capítulo 10. Las ventajas del uso de fibras para resistir el esfuerzo cortante: un estudio paramétrico comparativo con vigas convencionalmente armadas.....	189
10. 1. Introducción.....	189
10. 2. Aceptación de los datos de partida	190
10. 3. Resultados.....	198
10. 4. Análisis de resultados y sustitución de la armadura de cercos	211
10. 5. Conclusiones.....	215
Capítulo 11. Modelo analítico de corte-fricción para hormigón reforzado con fibras de acero	217
11. 1. Introducción.....	217
11. 2. Obtención de datos para la realización del modelo	218
11. 3. Modelo para evaluar el mecanismo corte-fricción en hormigón reforzado con fibras de acero	224
11. 4. Implementación en un programa de cálculo por ordenador	231
11. 5. Simulación de los ensayos realizados.....	234
11. 6. Estudio de sensibilidad del modelo numérico	244
11. 7. Conclusiones.....	254

PARTE IV. HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE POLIOLEFINA EN FRACTURA, MODO MIXTO	257
Capítulo 12. Comportamiento en fractura en Modo mixto de hormigón reforzado con fibras de poliolefina.....	259
12. 1. Introducción.....	259
12. 2. Ensayos de fractura en Modo mixto (I+II)	261
12. 3. Resultados y discusión	264
12. 4. Conclusiones.....	280
PARTE V. CONSIDERACIONES FINALES	283
Capítulo 13. Conclusiones sobre el comportamiento del hormigón reforzado con fibras frente a cortante	285
13. 1. Análisis del comportamiento a cortante del hormigón reforzado con fibras.....	285
13. 2. Sustitución del armado tradicional de cercos o estribos	286
13. 3. Hormigón reforzado con fibras a cortante conforme a la teoría de corte-fricción.....	287
13. 4. Patrones de fisuración del hormigón reforzado con fibras frente a esfuerzos de cortante	288
13. 5. Comportamiento del hormigón reforzado con fibras de poliolefina a tracción directa, estudio del efecto tamaño en los ensayos de fractura en Modo mixto	289
Capítulo 14. Trabajos futuros	291
Bibliografía.....	293
Publicaciones derivadas de esta Tesis	311
Apéndice A: Gráficas del estudio paramétrico del refuerzo a cortante con fibras en vigas de hormigón convencionalmente armadas.....	319
Apéndice B: Listado del programa de cálculo por ordenador del modelo analítico de corte-fricción en hormigón reforzado con fibras de acero	421

LISTA DE FIGURAS

Figura	Descripción	Página
1.1	Esquema de la Tesis	6
2.1	Distribución estadística normal de dos hormigones con la misma resistencia media, pero diferente dispersión	11
2.2	Ensayos para la evaluación de la resistencia del hormigón a tracción. Adaptado de (Montoya et al., 2010)	12
2.3	Esquema de la relación tenso-deformacional del hormigón. Adaptado de EHE-08 (Ministerio de Fomento, 2008)	13
2.4	Esquema de los tres Modos de fractura (Bazant and Planas, 1997)	16
2.5	Diagrama tensión-deformación de comportamiento del hormigón a tracción y formación y desarrollo de fisuras. Adaptado de (Habel, 2004)	17
2.6	Fractura cohesiva y curva de ablandamiento en fractura del hormigón. Adaptado de (Gálvez et al., 2002)	18
3.1	Mecanismos de interacción fibra – matriz (Zollo, 1997, Baeza, 2011)	21
3.2	Realizaciones con HRF: (a) pasarela peatonal sobre el Barranco de las Ovejas en Alicante (Lopez et al., 2014); (b) pista de skate; (c) cubierta del restaurante submarino en el parque oceanográfico de Valencia (Cabo et al., 2003); (d) y (e) dovelas para túneles (Liao et al., 2014)	22
3.3	Fibras: (a-d) de acero y (e-f) de poliolefina (Gálvez et al., 2019)	26
3.4	Clases de fibras según EN-14889	27
3.5	Tipos de fibras y fracción volumétrica, en % de la matriz (Zollo, 1997)	28
3.6	Efecto del tamaño máximo del árido en la distribución de fibras. Adaptado de (Johnston, 2004, Alberti, 2015)	31
3.7	Efecto de embolsado en mezclas de arena y grava: (a) sin fibras, (b) con fibras rígidas. Adaptado de (Martinie et al., 2010) y (c) con macro fibras sintéticas. Adaptado de (Alberti, 2015)	32
3.8	Patrones de flujo que indican que se ha superado el máximo contenido de fibras en el HAC (Grünewald and Walraven, 2001): (a) por obstrucción del flujo, (b) por agrupación de fibras y/o áridos sin apenas efectos sobre el flujo y (c) por agrupación y obstrucción del flujo	32
3.9	Métodos de relleno para el HRF: (a) para el HAC y (b) para el HV. Adaptado de (Grünewald, 2004, Alberti, 2015)	33
3.10	Procedimientos de producción del HAC y HV Adaptado de (Alberti, 2015)	34
3.11	Curvas tensión-deformación en compresión para hormigón sin reforzar y HRF. Adaptado de (Boulekbache et al., 2010)	35
3.12	Modelo de la zona de daño a compresión de un hormigón sin reforzar (Markeset, 1993, Alberti, 2015)	36

Figura	Descripción	Página
3.13	Ensayo a tracción por hendimiento “Brasileño” (Neville, 1981, Alberti, 2015)	37
3.14	Efectos de segundo orden durante los ensayos a tracción por hendimiento, realizados sobre HRF (Alberti, 2015)	37
3.15	Gráfica módulo de deformación en relación al índice de fibras de acero. Adaptado de (Jo et al., 2001)	38
3.16	Factores principales que intervienen en la variación de la orientación de las fibras. Adaptado de (Grünewald et al., 2012)	39
3.17	Efecto pared: (a) zonas de diferentes factores de orientación en una sección transversal de una viga (Dupont and Vandewalle, 2005) y (b) detalle del factor de orientación en una esquina de la viga. Adaptado de (Laranjeira et al., 2012)	41
3.18	Superficies de corte para poder estimar la orientación y distribución de fibras. Adaptado de (Gettu et al., 2005)	42
3.19	Coeficientes de orientación por zonas de la sección transversal de una viga. Adaptado de (Alberti, 2015)	43
3.20	Áreas teóricas con diferentes coeficientes de orientación y valores de estos (Alberti et al., 2016)	43
3.21	Esquema y fotografía del ensayo según EN14651:2007 (European Committee for Standardization, 2007)	45
3.22	Diagrama tipo carga abertura de fisuras (Ministerio de Fomento, 2008)	46
3.23	Curva tensión-deformación conforme al modelo teórico “ACK” (Aveston et al., 1971)	47
4.1	Modelo de celosía. Adaptado de (Mörsch, 1909)	49
4.2	Modelo de “Peine de Kani” (Kani, 1964)	50
4.3	Mecanismos básicos que se movilizan para resistir el esfuerzo cortante (Taylor, 1974)	51
4.4	Trayectorias de las tensiones principales de tracción (azul) y compresión (rojo) en una viga simplemente apoyada con dos cargas puntuales (Picazo, 2010)	52
4.5	Esquema de la viga ensayada para determinar la relación entre desplazamientos horizontales y verticales (Taylor, 1974)	54
4.6	Método directo para determinar el efecto del engranamiento de los áridos (Taylor, 1974)	55
4.7	Esquema de las vigas ensayadas (Baumann and Rüsch, 1970)	56
4.8	Mecanismos resistentes en el efecto pasador. Adaptado de (Paulay et al., 1974)	56
4.9	Cortante último obtenido para diferentes relaciones a/d y para elementos con distintas cuantías longitudinales (Kani, 1979)	58
4.10	Esquema de cuerpo libre de una viga con armadura longitudinal sin adherencia (Kani, 1964)	59
4.11	Esfuerzos internos en una viga con armadura longitudinal adherida	59
4.12	Esquema de funcionamiento de la teoría corte-fricción. Adaptado de (Gálvez, 1992)	61
4.13	Probeta tipo “push-off”. Adaptado de (Echegaray, 2014)	62

Figura	Descripción	Página
4.14	Mecanismo de rozamiento hormigón-hormigón. Adaptado de (Gálvez, 1992)	65
4.15	Áreas de contacto áridos- matriz de hormigón (Walraven, 1980)	66
4.16	Modos de fallo en el efecto pasador: (a) fallo en Modo I y (b) fallo en Modo II. Adaptado de (Gálvez, 1992)	67
4.17	Diferentes disposiciones para ensayos a cortante directo: (a) Push-off, (b) JSCE y (c) Iosipescu Adaptado de (Soetens and Matthys, 2017)	70
5.1	(a) Transformador diferencial de variación lineal “LVDT” y (b) Transductor para medir la abertura de fisura “CMOD”	78
5.2	(a) Galgas extensiométricas y (b) Galgas colocadas en la armadura de una viga (Alam et al., 2015)	78
5.3	(a) Fibra óptica para instrumentalizar la armadura de refuerzo (Beck and Kaufmann, 2018) y (b) Sensores con rejilla de Bragg (Wang et al., 2011)	79
5.4	(a) Preparación de probetas para un sistema de VE básico y (b) Patrón monocromo de puntos aleatorios para un sistema complejo de VE	80
5.5	Principio de funcionamiento de un sistema de VE	81
5.6	Instante de un ensayo en el momento de la fisuración y tras la formación de la fisura (Gencturk et al., 2014)	82
5.7	Desplazamientos medidos por VE después de la formación de la fisura (Gali and Subramaniam, 2017)	82
6.1	Diagrama de cálculo rectangular (Ministerio de Fomento, 2008)	86
6.2	Diagrama de cálculo multilineal (Ministerio de Fomento, 2008)	86
6.3	Esquema multilineal de comportamiento del hormigón reforzado con fibras de poliolefina (Alberti et al., 2016e)	87
6.4	Comparativa fibras de acero vs fibras de poliolefina como refuerzo del hormigón (Alberti et al., 2015c)	87
6.5	Fibras de poliolefina y acero empleadas	93
6.6	Realización de las probetas tipo HACLP6 (Enfedaque et al., 2019)	95
7.1	Esquema de un ensayo de tracción directa	109
7.2	Gráfica tipo carga-desplazamiento de un ensayo de tracción directa de HRF	109
7.3	Obtención de las probetas para el ensayo de tracción directa	111
7.4	Patrón de secciones de ligamento y entallas en las probetas ensayadas a tracción directa: a) HVBP6 y 7,5, b) HACP6 y HVP6 y c) HACLP6	111
7.5	Esquema del montaje del ensayo y fotografía de un ensayo listo para ejecutarse	113
7.6	Detalle de una probeta tipo HACLP6 (con las fibras largas orientadas en la dirección de la fuerza del ensayo) al final del ensayo	115
7.7	Gráficas fuerza – desplazamiento medio de los extensómetros. (a) hormigón autocompactante y (b) hormigón vibrado, ambos con 6 kg/m ³ de fibras	117
7.8	Gráficas fuerza – desplazamiento medio de los extensómetros en el hormigón reforzado con fibras largas	118
7.9	Gráficas fuerza – desplazamiento medio de los extensómetros. (a) hormigón reforzado con 7,5 kg/m ³ y (b) el de 6 kg/m ³ de fibras	118

Figura	Descripción	Página
7.10	Gráfica fuerza – desplazamiento medio de los extensómetros para valores medios de carga de los cinco tipos de hormigón analizados	119
7.11	Fotografía de la sección de ligamento de una probeta dividida en nueve sectores, indicando las fibras arrancadas (color azul y línea continua) y las rotas (color rojo y línea discontinua)	120
7.12	Fibras contadas en la sección de ligamento de cada una de las probetas ensayadas. La primera fila corresponde al HACP6, la segunda al HVP6, la tercera al HACLP6, la cuarta al HVBP6 y la última al HVBP7,5	121
7.13	Relación entre la fuerza remanente (f_{REM}) y el número de fibras contadas en la sección de ligamento	123
7.14	Sección resistente de la probeta F33-A	125
7.15	Gráficas fuerza media – coeficiente de orientación medio real de los cinco tipos de HRF estudiados	125
7.16	Gráfica desplazamiento en “y” (mm), frente a desplazamiento en “x” (mm). Resultados obtenidos mediante análisis de vídeo-extensometría	126
7.17	Gráficas fuerza-desplazamiento comparativas por medición tradicional (CMOD o LVDT) frente a medición por vídeo-extensometría (ImageJ): (a) HACP6, (b) HVP6, (c) HACLP6, (d) HVBP7,5 y (e) HVBP6	127
7.18	Giro sufrido por una probeta durante su ensayo	128
7.19	Patrón de fisuración de una probeta. Las imágenes, de arriba hacia abajo, muestran la formación y crecimiento de la discontinuidad a lo largo de un ensayo	130
8.1	Ley de efecto tamaño propuesta por Bazant (Bazant and Gambarova, 1984)	134
8.2	Aspecto visual de las fibras de poliolefina empleadas en el hormigón para ensayos de efecto tamaño	136
8.3	Dimensiones proporcionales de las probetas de efecto tamaño y disposición de apoyos y carga para los ensayos	137
8.4	Fotografía de los tres tamaños de probetas ensayadas a efecto tamaño	137
8.5	Probeta preparada para ser ensayada a efecto tamaño	138
8.6	Efecto pared debido a los moldes	139
8.7	Curvas de fractura medias de los tres tamaños de probeta ensayados: (a) Gráfica fuerza-CMOD; (b) Gráfica fuerza-flecha media	140
8.8	Superficies de fractura de una probeta preparada para el conteo de fibras en ensayos de efecto tamaño	141
8.9	Curvas tensión residual – CMOD: (a) la totalidad del ensayo y (b) hasta una abertura de CMOD de 0,5 mm en ensayos de efecto tamaño	143
8.10	Valores medios en la resistencia en el límite de proporcionalidad (f_{LOP}), mínima resistencia tras la rama de descarga (f_{MIN}) y con valores de CMOD de 0,5 mm (f_{R1}) y 2,5 mm (f_{R3}), en relación al canto total de las probetas	144

Figura	Descripción	Página
8.11	Líneas de tendencia de distintas resistencias en relación al número de fibras para los tres tamaños de probetas: (a) para la mínima resistencia (f_{MIN}), (b) para un CMOD de 0,5 mm (f_{R1}), (c) para un CMOD de 2,5 mm (f_{R3}) y (d) para la máxima resistencia residual tras la fisuración (f_{REM})	145
8.12	Líneas de ajuste de la relación entre la resistencia media mínima residual (f_{MIN}) y el número de fibras en la sección resistente	146
8.13	Disposición de los ensayos de flexión para efecto tamaño, junto con el posicionamiento del sistema de grabación para vídeo-extensometría	148
8.14	Fisura generada en una de las probetas de efecto tamaño durante el ensayo de flexión	148
9.1	Forma de obtener una probeta “push-off” prismática a partir de las mitades resultantes de ensayos a flexión en tres puntos conforme a EN-14951(European Committee for Standardization, 2007)	155
9.2	Esquema del ensayo “push-off”	157
9.3	Refuerzo exterior de probetas “push-off” realizado con fibra de carbono adherida con resina epoxi	162
9.4	Probeta pequeña dispuesta para su ensayo a cortante	163
9.5	Probeta grande tras finalizar su ensayo	164
9.6	Montaje de un ensayo “push-off” complementado con técnica de vídeo-extensometría	164
9.7	Dimensiones de las probetas pequeñas “push-off”	166
9.8	Curvas tensión tangencial media – CSD (las curvas mostradas son las medias de las probetas ensayadas a cortante de cada tipo de hormigón)	167
9.9	Curvas tensión tangencial – CSD completas para cada tipo de HRF, con probetas grandes	168
9.10	Curvas tensión tangencial – CSD para cada tipo de HRF, con probetas grandes hasta un CSD de 1,5 mm	169
9.11	Tensión media a cortante frente a número de fibras en la sección de ligamento para un CSD de 2,5 mm: (a) HRFP y (b) HRFA	172
9.12	Sección de fractura de una probeta de HACA70 (probeta I 1-3)	172
9.13	Tensión cortante media, en relación al volumen de fibras para un CSD de 2,5 mm	173
9.14	Energía de fractura (G_F) de cada hormigón para diferentes desplazamientos a cortante	174
9.15	Resultados del ensayo “push-off” mediante un modelo de elementos finitos: (a) distribución de tensiones a cortante y (b) distribución de tensiones a flexión	175
9.16	Mapa de deformaciones de una probeta HACA0 en el segundo 1703 de ensayo	176
9.17	Mapa de deformaciones de una probeta HACP10: (a) en el segundo 1967 y (b) en el segundo 2440 de ensayo	176
9.18	Mapa de deformaciones de una probeta HACA26 en el segundo 2688 de ensayo	177
9.19	Mapa de deformaciones de una probeta HACA70 en el segundo 4954 de ensayo	177

Figura	Descripción	Página
9.20	Tres probetas ensayadas: (a) probeta de HVBP6 en el momento de la fisuración inicial, (b) probeta de HVP10 en el segundo 549 del ensayo y (c) probeta de HACA70 en el segundo 600 de ensayo	178
9.21	Las tres probetas ensayadas representadas en la Figura 9.19, pero para un deslizamiento a cortante de 2,5 mm: (a) probeta de HVBP6, (b) probeta de HVP10 y (c) probeta de HACA70	179
9.22	Curvas abertura de fisura (w) frente a CSD: (a) probetas de HVBP6, (b) probetas de HVBP7,5, (c) probetas de HRFP10 y (d) probetas de HACA	181
9.23	Valores medios de abertura de fisura frente a CSD de los cuatro tipos de hormigón ensayados a cortante y analizados con vídeo-extensometría	182
9.24	Curvas medias abertura de fisura – CSD: cuatro, correspondientes a los hormigones estudiados experimentalmente, y dos teóricas, según la teoría corte-fricción de Walraven (Walraven, 1980)	183
9.25	Valores de la resistencia a cortante de acuerdo al CM-2010, la EHE-08 y considerando las tensiones residuales de los ensayos “push-off” para CSD de 0,5 y 2,5 mm	186
10.1	Esquemas estructurales de carga, diagrama de esfuerzos cortantes y de flectores: (a) viga simplemente apoyada con carga puntual en el centro, (b) viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida en toda su longitud, (c) viga en voladizo con carga puntual y (d) viga en voladizo con carga uniformemente repartida	192
10.2	Fibras de acero: (a) relación entre resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} y fracción volumétrica de fibras y (b) relación entre resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} y cuantía de fibras	194
10.3	Fibras de poliolefina: (a) relación entre resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} y fracción volumétrica de fibras y (b) relación entre resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} y cuantía de fibras	195
10.4	Gráficas carga ponderada – cuantía total de armadura y fibras de acero para soportar los esfuerzos de flexión y cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m	199
10.5	Gráficas carga ponderada – cuantía total de armadura y fibras de acero para soportar los esfuerzos de cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m	200
10.6	Gráficas carga ponderada – precio de materiales y mano de obra con HA y HRFA para soportar los esfuerzos de flexión y cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m	201

Figura	Descripción	Página
10.7	Gráficas carga ponderada – precio de materiales y mano de obra con HA y HRFA para soportar los esfuerzos de cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m	202
10.8	Gráficas carga ponderada – tiempo para elaborar la armadura a flexión y cortante con HA y HRFA: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m	203
10.9	Gráficas carga ponderada – tiempo para elaborar la armadura de cortante con HA y HRFA: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m	204
10.10	Gráficas carga mayorada – cuantía total de armadura y fibras de poliolefina para soportar los esfuerzos de flexión y cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m	205
10.11	Gráficas carga ponderada – cuantía total de armadura y fibras de poliolefina para soportar los esfuerzos de cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m	206
10.12	Gráficas carga ponderada – precio de materiales y mano de obra con HA y HRFP para soportar los esfuerzos de flexión y cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m	207
10.13	Gráficas carga ponderada – precio de materiales y mano de obra con HA y HRFP para soportar los esfuerzos de cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m	208
10.14	Gráficas carga ponderada – tiempo para elaborar la armadura a flexión y cortante con HA y HRFP: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m	209

Figura	Descripción	Página
10.15	Gráficas carga ponderada – tiempo para elaborar la armadura de cortante con HA y HRFP: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m	210
10.16	Viga biapoyada con carga repartida ante refuerzo a flexión y cortante. Gráficas carga ponderada – peso del refuerzo, carga mayorada – precio de materiales más mano de obra y carga mayorada – tiempo: (a) carga – peso para luz de 4 m, (b) carga – peso con luz de 6 m, (c) carga – precio para luz de 4 m, (d) carga – precio con luz de 6 m, (e) carga – tiempo con luz de 4 m y (f) carga – tiempo para luz de 6 m	212
10.17	Viga en voladizo con carga repartida ante refuerzos a cortante. Gráficas carga ponderada – peso del refuerzo, carga mayorada – precio de materiales más mano de obra y carga mayorada – tiempo: (a) carga – peso para luz de 2 m, (b) carga – peso con luz de 4 m, (c) carga – precio para luz de 2 m, (d) carga – precio con luz de 4 m, (e) carga – tiempo con luz de 2 m y (f) carga – tiempo para luz de 4 m	214
11.1	Pantalla de calibración de vídeo-extensometría en el software Vic-2D®	221
11.2	Extensómetros de vídeo-extensometría dispuestos sobre el análisis del software Vic-2D®: (a) al inicio del ensayo y (b) en la fase final del ensayo	222
11.3	Abertura de fisura media (w) frente a deslizamiento a cortante medio (Δ) para las probetas de HRFA y la curva teórica según Walraven (Walraven, 1980)	223
11.4	Esquema del funcionamiento de la teoría corte-fricción	224
11.5	(a) Pieza fisurada, (b) seccionada por un plano normal a “z” y (c) un corte representativo (Walraven, 1980)	225
11.6	Representación de los parámetros empleados en la relación entre las proyecciones de las áreas de contacto y los desplazamientos de las caras de la fisura. Adaptado de (Walraven, 1980)	227
11.7	Equilibrio de fuerzas en una fisura reforzada con fibras de acero. En la imagen izquierda se ha dibujado la semisección de una probeta push-off	231
11.8	Comportamiento de las fibras de acero en la discontinuidad para el modelo numérico	233
11.9	Gráficas medias de tensión a cortante frente a desplazamientos a cortante en ensayos “push-off” para el estudio del comportamiento del HRFA según la teoría corte-fricción: (a) gráfica general y (b) detalle	235
11.10	Gráficas generales experimentales tensión (hasta 8 MPa) - deslizamiento a cortante (CSD) de las probetas ensayadas, su media y el modelo numérico desarrollado para el HACA50	237
11.11	Fisuración producida en la probeta I 2-1 de HACA50 obtenida mediante vídeo-extensometría: (a) para un deslizamiento de 0,65 mm y (b) para un deslizamiento de 1,32 mm	238
11.12	Gráfica detallada tensión – deslizamiento a cortante (CSD) en la zona de mecanismo de corte-fricción para el HACA50	239

Figura	Descripción	Página
11.13	Gráfica abertura de fisura frente a deslizamiento a cortante para el HACA50	240
11.14	Gráficas generales experimentales tensión (hasta 8 MPa) - deslizamiento a cortante (CSD) del modelo numérico desarrollado con las probetas ensayadas y su media para el HACA70M	241
11.15	Fisuración producida en la probeta I 1-3 de HACA70M obtenida mediante vídeo-extensometría: (a) para un deslizamiento de 1,06 mm y (b) para un deslizamiento de 1,96 mm	242
11.16	Gráfica detallada tensión – deslizamiento a cortante (CSD) en la zona de mecanismo de corte-fricción para el HACA70M	243
11.17	Gráfica abertura de fisura frente a deslizamiento a cortante para el HACA70M	244
11.18	Gráfica tensión rasante frente a deslizamiento a cortante para diferentes fracciones volumétricas en el modelo analítico de corte-fricción	246
11.19	Gráfica tensión rasante frente a deslizamiento a cortante para diferentes coeficientes de orientación en el modelo analítico de corte-fricción	247
11.20	Gráficas tensión rasante frente a deslizamiento a cortante y coeficiente de orientación de las fibras, considerando la interacción entre la fracción volumétrica y diferentes coeficientes de orientación en el modelo analítico de corte-fricción: (a) para una $V_f = 0,38\%$ (30 kg/m ³), (b) con una $V_f = 0,64\%$ (50 kg/m ³), (c) para una $V_f = 0,89\%$ (70 kg/m ³) y con una $V_f = 1,15\%$ (90 kg/m ³)	248
11.21	Gráfica tensión rasante frente a deslizamiento a cortante para diferentes tensiones máximas de arrancamiento de fibras en el modelo analítico de corte-fricción	249
11.22	Gráfica tensión rasante frente a deslizamiento a cortante para diferentes coeficientes de rugosidad en la discontinuidad en el modelo analítico de corte-fricción	250
11.23	Gráfica tensión rasante frente a deslizamiento a cortante para diferentes resistencias de proyecto del hormigón en el modelo analítico de corte-fricción	251
11.24	Gráfica tensión rasante frente a deslizamiento a cortante para diferentes resistencias de proyecto de hormigón: (a) por efecto del engranamiento de áridos y (b) por el efecto pasador en las fibras	251
11.25	Penetración de un árido en dos matrices cementicias de diferente resistencia	253
11.26	Gráfica tensión rasante frente a deslizamiento a cortante para diferentes tamaños máximos de árido en el modelo analítico de corte-fricción	254
12.1	Esquema del ensayo a Modo mixto mediante flexión en tres puntos	260
12.2	Probeta preparada para su ensayo a Modo mixto	263
12.3	Probeta ensayada a Modo mixto	264
12.4	Gráfica resistencia – CMOD para el hormigón de referencia, sin fibras, sometido a ensayos de Modo mixto	266

Figura	Descripción	Página
12.5	Gráfica resistencia – CMOD para los HV con las mismas dimensiones de probeta, sometidos a ensayos de Modo mixto	267
12.6	Gráfica resistencia – CMOD para el HACP10 con diferentes dimensiones de probetas, sometido a ensayos de Modo mixto	268
12.7	Gráficas comparativas del comportamiento de HRFP a Modo I (Alberti et al., 2017c) y Modo mixto (valores medios): (a) con 6 kg/m ³ de fibras y (b) con 10 kg/m ³ de fibras	269
12.8	Inclinación de los planos de fractura de los HRFP sometidos a ensayos de Modo mixto: (a) HV y (b) HACP10	270
12.9	Probetas ensayadas a Modo mixto con la malla dibujada para el conteo de fibras: (a) probeta de ancho 150 mm y (b) probeta de ancho 50 mm	272
12.10	Secciones estudiadas para la obtención del coeficiente de orientación de fibras sobre probetas de HV de 150x150 mm ² de sección: (a) plano vertical por la entalla y (b) proyección del plano de fractura. <i>EP</i> es efecto pared y $l_f = 60$ mm	273
12.11	Coeficientes de orientación (θ) en la sección completa vertical, obtenidos en los ensayos a Modo mixto sobre HVP, en comparación con los de referencia (θ_R). <i>EP</i> representa el efecto pared y l_f es la longitud de la fibra (60 mm)	274
12.12	Secciones estudiadas para la obtención del coeficiente de orientación de fibras sobre probetas de HACP10 con secciones de altura variable (<i>D</i>): (a) plano vertical por la entalla y (b) proyección del plano de fractura. <i>EP</i> es efecto pared y $l_f = 48$ mm	274
12.13	Coeficientes de orientación (θ) en la sección completa vertical, obtenidos en los ensayos a Modo mixto sobre HACP10, en comparación con los de referencia (θ_R). <i>EP</i> representa el efecto pared, <i>D</i> la altura de la probeta y l_f es la longitud de la fibra (48 mm)	276
12.14	Gráficas de resistencia frente a altura de las probetas en los ensayos de Modo mixto: (a) en el límite de proporcionalidad, (b) tras la primera caída de carga (f_{MIN}), (c) para un CMOD de 0,5 mm (f_{R1}) y (d) para un CMOD de 2,5 mm (f_{R3})	277
12.15	Representación gráfica de la relación entre resistencias residuales y número de fibras contadas en la sección resistente en los ensayos de Modo mixto: (a) f_{R1} y (b) f_{R3}	278
12.16	Gráficas de relación entre las resistencias residuales y el coeficiente de orientación de las fibras en los ensayos de Modo mixto: (a) para f_{MIN} , (b) en f_{R1} , (c) en f_{R3} y (d) resistencia máxima de carga remanente (f_{REM})	279
12.17	Gráficas comparativas resumen de los tres tamaños de probeta empleados en los ensayos a Modo mixto para analizar el efecto tamaño: (a) resistencia en f_{LOP} , (b) cantidad de fibras por unidad de superficie y (c) coeficiente de orientación	280

LISTA DE TABLAS

Tabla	Descripción	Página
3.1	Fibras empleadas en refuerzos de hormigón y sus principales características (Gálvez et al., 2019)	24
3.2	Comparación entre las características de las fibras de acero y las macro fibras de poliolefina. Adaptado de (Alberti, 2015)	29
3.3	Valores del coeficiente de orientación de fibras de acero (Soroushian and Lee, 1990, Dupont and Vandewalle, 2005, Alberti et al., 2016d, Alberti et al., 2017a)	42
4.1	Relación de investigaciones realizadas sobre HRFA, ordenadas de manera cronológica	73
6.1	Dosificación (kg/m^3) de hormigones sin reforzar y reforzados con fibras de acero	89
6.2	Dosificación (kg/m^3) de hormigones reforzados con fibras de poliolefina	90
6.3	Características principales de las fibras empleadas	92
6.4	Propiedades mecánicas de los hormigones sin reforzar y reforzados con fibras de acero	96
6.5	Propiedades mecánicas de los hormigones reforzados con fibras de poliolefina	97
6.6	Resistencias en el límite de proporcionalidad y resistencias residuales de ensayos de tracción por flexión sobre probetas prismáticas de $600 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$	100
6.7	Resistencias en el límite de proporcionalidad y resistencias residuales de ensayos de tracción por flexión sobre probetas prismáticas de $430 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$	101
7.1	Dosificación (kg/m^3) de HRFP empleados en los ensayos a tracción directa	107
7.2	Propiedades mecánicas de los HRFP sometidos a ensayos de tracción directa	107
7.3	Resistencias en el límite de proporcionalidad y resistencias residuales de ensayos de tracción por flexión sobre probetas prismáticas de HRFP	108
7.4	Parámetros de actuación durante el ensayo de tracción directa	114
7.5	Valores de carga obtenidos en los ensayos de tracción directa de las probetas y medios de tipo de hormigón, junto con su correspondiente coeficiente de variación	116
7.6	Conteo de fibras en la sección resistente de las probetas sometidas a tracción directa	122
7.7	Secciones resistentes, número de fibras y coeficientes de orientación en los ensayos de tracción directa	124
7.8	Giro de las probetas durante los ensayos de tracción directa (grados sexagesimales), obtenido mediante vídeo-extensometría	129

Tabla	Descripción	Página
8.1	Dosificación del hormigón y propiedades de las fibras para la campaña experimental de efecto tamaño	136
8.2	Tamaño y número de probetas válidamente ensayadas para el estudio del efecto tamaño	137
8.3	Número medio de fibras en la sección de ligamento con su coeficiente de variación (c.v.) y coeficiente de orientación global para cada tamaño de probeta en los ensayos de efecto tamaño	141
8.4	Valores de energía de fractura (N/m) para diferentes valores de flecha, junto con sus respectivos coeficientes de variación, entre paréntesis, en los ensayos de efecto tamaño	147
9.1	Dosificación (kg/m^3) de los hormigones empleados en los ensayos “push-off”	158
9.2	Propiedades mecánicas y tensiones residuales a flexión de los diferentes tipos de hormigón usados en los ensayos a cortante	160
9.3	Número de probetas ensayadas, dimensiones, carga, cortante y conteo de fibras (valores medios de las probetas ensayadas de cada tipo de hormigón junto con sus correspondientes coeficientes de variación)	166
9.4	Energía de fractura (G_F) disipada en los ensayos para un CSD de 2 mm y variación de la misma en relación al HACA0. Tensiones residuales medias para desplazamientos a cortante de 1 y 2 mm	168
9.5	Número de probetas ensayadas, máxima carga media (F_{MAX}), tensión media máxima a cortante (τ_{MAX}), número medio de fibras en la sección resistente, energía de fractura (G_F) hasta 6 mm de CSD y tensiones residuales a cortante a diversos CSD	170
9.6	Coeficientes de movimientos relativos en la discontinuidad de la fisura	183
9.7	Resultados de verificar la capacidad estructural de los HRF de este estudio y la contribución a cortante de las fibras conforme a las normas CM-2010 y EHE-08 y de acuerdo a los resultados experimentales	186
10.1	Tipología estructural de vigas, dimensiones de las mismas y tipos de HRF empleados	193
10.2	Precios de unidades de obra tomados para la realización de la comparativa entre HA y HRF sometido a cortante en vigas (Cype Ingenieros, 2019)	196
10.3	Precio descompuesto de la unidad de obra: kg de acero para armar B500S (Cype Ingenieros, 2019)	197
11.1	Dosificación (kg/m^3) de los HRFA ensayados para el modelo de corte-fricción	219
11.2	Resistencia a compresión y resistencias residuales a tracción por flexión de los HRFA empleados en el modelo de corte-fricción	219
11.3	Funciones empleadas en el programa de cálculo en relación a las ecuaciones descritas en 11.3.1	234
11.4	Valores de las variables a considerar para la realización del análisis según el modelo de corte-fricción en el HRFA	236
11.5	Valores base de las variables a considerar para la realización del estudio de sensibilidad según el modelo de corte-fricción en el HRFA	245

Tabla	Descripción	Página
11.6	Valores del límite elástico, o tensión de aplastamiento, de la matriz para los hormigones estudiados en el estudio de sensibilidad del modelo de corte-fricción	252
11.7	Valores de áreas de contacto A_x y A_y (mm^2) por unidad de superficie y tensiones tangenciales totales (MPa) obtenidas mediante el modelo numérico desarrollado, para diferentes deslizamientos a cortante (CSD)	252
12.1	Tipología de los hormigones empleados en los ensayos en Modo mixto, número de probetas analizadas, dimensiones de las mismas y fracción volumétrica de fibras	261
12.2	Dosificación de los hormigones (kg/m^3) empleados en los ensayos en Modo mixto	262
12.3	Resultados de resistencias residuales (MPa) en los hormigones reforzados sometidos a ensayos de Modo mixto, junto con sus coeficientes de variación (%) y porcentaje en relación a la resistencia en el límite de proporcionalidad	265
12.4	Inclinación media de los planos de fractura y su coeficiente de variación, entre paréntesis, agrupada por tipo de hormigón	271
12.5	Coeficientes de orientación en las probetas de HVP sometidas a ensayos de Modo mixto	273
12.6	Coeficientes de orientación en las probetas de HACP10 sometidas a ensayos de Modo mixto	275

NOTACIÓN Y ACRÓNIMOS

Notación romana (mayúsculas)

A_c	Área de la superficie de fractura / Área de hormigón
A_f	Área de la sección transversal de una fibra
A_x	Proyección del área de contacto áridos-matriz por unidad de superficie en el eje x
A_y	Proyección del área de contacto áridos-matriz por unidad de superficie en el eje y
E	Módulo de elasticidad
E_c	Módulo de elasticidad del hormigón
E_{cm}	Módulo de elasticidad secante del hormigón
$E_{composite}$	Módulo de elasticidad del material compuesto
E_f	Módulo de elasticidad de la fibra
$E_m = E_{matriz}$	Módulo de elasticidad de la matriz del material compuesto
E_s	Módulo de elasticidad del acero
G_F	Energía específica de fractura
G_{Im}	Trabajo específico de fractura de la matriz
L	Longitud
L_f	Longitud final
L_0	Longitud inicial
F	Carga
M	Momento
N_{Ed}	Esfuerzo axial de cálculo
S	Superficie
V	Cortante
V_o	Volumen
V_{cf}	Resistencia a cortante del HRF
V_{cu}	Contribución del hormigón a esfuerzo cortante en el estado límite último
V_d	Cortante de cálculo
V_f	Volumen de fibras o fracción volumétrica
V_{fu}	Contribución de las fibras a la resistencia a esfuerzo cortante
$V_{Rd,F} = V_{rd}$	Valor de cálculo a cortante del hormigón reforzado
V_{su}	Contribución del acero a esfuerzo cortante en el estado límite último
V_u	Esfuerzo cortante último
W_f	Peso de fibras para un volumen de referencia de 1 m ³

Notación romana (minúsculas)

a	Vano de cortante
ax	Proyección de la superficie de contacto de un árido en la dirección x
ay	Proyección de la superficie de contacto de un árido en la dirección y
b	Ancho
$b_0 = b_w$	Menor ancho de la sección transversal de hormigón
d	Canto útil
d'	Distancia de la fibra más comprimida del hormigón al centro de gravedad de la armadura de compresión
f_{adh}	Límite de arrancamiento de las fibras metálicas
f_{cc}	Resistencia característica del hormigón a compresión en probeta cúbica
f_{cd}	Resistencia de cálculo del hormigón a compresión
f_{ck}	Resistencia característica del hormigón a compresión en probeta cilíndrica
f_{cm}	Resistencia media del hormigón a compresión
f_{ct}	Resistencia del hormigón a tracción
$f_{ct,fl}$	Resistencia del hormigón a flexotracción
$f_{ct,i}$	Resistencia del hormigón por hendimiento
f_{ctk}	Resistencia a tracción del hormigón
$f_{ct,m}$	Resistencia media del hormigón a tracción
f_{ctRd}	Tensión residual de cálculo según el diagrama rectangular
f_{cv}	Resistencia a cortante del hormigón
f_{Fuk}	Tensión residual por tracción del hormigón reforzado con fibras
f_{LOP}	Resistencia en el límite de proporcionalidad
f_{MIN}	Resistencia mínima tras la primera rama de descarga
f_R	Resistencia residual a tracción por flexión
f_{R1}	Resistencia residual a tracción por flexión para CMOD 0,5 mm
f_{R2}	Resistencia residual a tracción por flexión para CMOD 1,5 mm
f_{R3}	Resistencia residual a tracción por flexión para CMOD 2,5 mm
f_{R4}	Resistencia residual a tracción por flexión para CMOD 3,5 mm
f_{REM}	Resistencia máxima remanente en la rama de recarga post-fisuración
f_{sy}	Límite elástico de las fibras de acero
f_y	Límite elástico del 0,2 por ciento de un acero
h	Altura
h_{sp}	Altura de ligamento de una sección
k	Factor que toma en consideración el efecto tamaño
l	Luz entre apoyos
l_f	Longitud de fibra
n	Número real de fibras en una sección
r	Radio
s	Desplazamiento, en el sentido del esfuerzo de las caras de la discontinuidad
t_h	Número teórico de fibras en una sección
w	Abertura de fisura
w_c	Abertura crítica del hormigón

Notación griega

Δ	Desplazamiento de la interface
δ	Coefficiente de variación
δ_H	Desplazamiento horizontal
δ_n	Abertura de fisura (en la dirección normal a los labios de fisura)
δ_t	Deslizamiento a rasante (en la dirección tangente a los labios de fisura)
δ_V	Desplazamiento vertical
ε	Deformación relativa / Factor que toma en consideración el efecto tamaño
μ	Coefficiente de rozamiento
ϕ	Diámetro
ϕ_e	Diámetro equivalente
γ_c	Coefficiente de seguridad del hormigón
η_0	Factor experimental de longitud de fibra
η_1	Factor experimental de orientación de fibra
θ	Coefficiente de orientación de fibras
ρ	Densidad
ρ_l	Cuantía de armadura
σ	Tensión normal
σ_{mc}	Tensión normal del material compuesto
σ_{pu}	Límite elástico de la matriz de hormigón
σ_u	Tensión normal última
σ_{uf}	Tensión normal última de la fibra
σ_{um}	Tensión normal última del material compuesto
τ	Tensión tangencial
τ_{fd}	Valor de cálculo del incremento de resistencia a cortante debido a las fibras
τ_{prom}	Tensión tangencial promedio
ω	Abertura de fisura

Acrónimos

CMOD	Crack mouth opening displacement – Abertura de la boca de entalla
CSD	Crack shear displacement – Desplazamiento tangencial de la fisura a cortante
DIC	Digital image correlation – vídeo-extensometría
HA	Hormigón armado
HAC	Hormigón autocompactante
HACA	Hormigón autocompactante reforzado con fibras de acero
HACH	Hormigón autocompactante reforzado con fibras híbridas
HACLP	Hormigón autocompactante reforzado con fibras largas de poliolefina
HACP	Hormigón autocompactante reforzado con fibras de poliolefina
HAP	Hormigón de altas prestaciones
HAR	Hormigón de alta resistencia
HRF	Hormigón reforzado con fibras
HRFA	Hormigón reforzado con fibras de acero
HRFP	Hormigón reforzado con fibras de poliolefina
HV	Hormigón vibrado
HVBP	Hormigón vibrado de bajas prestaciones reforzado con fibras de poliolefina
HVP	Hormigón vibrado reforzado con fibras de poliolefina
LVDT	Linear variable differential transformer - Transductor diferencial de variación lineal
SP	Superplastificante
TMA	Tamaño máximo del árido
VE	Vídeo-extensometría

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

La evolución del hormigón, gracias a diversas tecnologías de refuerzo, ha permitido a un material con muy buena resistencia a compresión mejorar sus escasas características resistentes ante esfuerzos de tracción, a la par de conseguir un material de carácter dúctil. Puesto que el hormigón es el material más empleado en la construcción de obras civiles y edificación, su evolución lleva aparejada una amplia y profunda investigación. Como material estructural, ha de estar expuesto a distintas sollicitaciones, además de tener que disponer de una durabilidad inherente a su función. Por estos motivos el hormigón ha sido complementado con soluciones tecnológicas que han conseguido las mejoras buscadas en el material sin reforzar. En los últimos tiempos, el tradicional refuerzo mediante barras de acero ha sido complementado mediante el uso de tecnologías que han supuesto un gran avance para mejorar estructuralmente el material base. Las más importantes pueden ser el hormigón autocompactante (HAC), el hormigón reforzado con fibras (HRF) y el hormigón de alta resistencia (HAR).

El hormigón reforzado con fibras es un término que usamos para definir a una amplia tipología de hormigones reforzados con elementos de refuerzo aleatoriamente dispuestos en su masa. Tras esta definición se encuentra toda una variabilidad de factores que consiguen adaptar el material a los requerimientos exigidos por el proyectista. Además de las características inherentes del hormigón y de su adaptación a las más variadas formas estructurales, con la introducción de fibras se puede conseguir dotarle de mejor resistencia a flexión, tracción y cortante, además de su posible carácter estructural. De forma no estructural, la inclusión de fibras permite controlar la fisuración a temprana edad y dota de otras propiedades añadidas como la mejora de comportamiento ante acciones de incendio o sismo.

El hormigón reforzado con fibras resulta adecuado para soportar esfuerzos de tracción, pero tiene sus limitaciones ante esfuerzos importantes localizados, por lo que suele combinarse con armaduras tradicionales longitudinales. Sin embargo, un elemento sometido a flexión realizado con este material reforzado mejora en su comportamiento a fisuración, ya que no se produce una fisura que crece casi libremente, sino que se genera una red de fisuras de menor tamaño, lo que también redundará en una mayor durabilidad. Este hormigón reforzado resulta muy apropiado para soportar esfuerzos de cortante, planteándose en la realidad estructural la

posibilidad de eliminar toda la armadura tradicional de cercos, lo que puede suponer una reducción importante en el coste de la estructura.

El refuerzo del hormigón mediante fibras estructurales de acero ha dado paso al posible uso de macro fibras sintéticas, que han demostrado que pueden ser igualmente adecuadas para su uso estructural. Estas fibras sintéticas presentan además la ventaja de no sufrir corrosión. Ambos tipos de fibra pueden ser utilizadas basándose en las principales normas de cálculo de estructuras de hormigón. Sin embargo, estos códigos basan el comportamiento del material compuesto en el hormigón reforzado con fibras metálicas. Sin embargo, facilitan fórmulas para el cálculo estructural con base en resistencias a tracción por flexión. Estas fórmulas incluyen su posible contribución frente a esfuerzos de cortante en base a los resultados de ensayos a flexión. Por estos motivos, en este trabajo, se estudió el hormigón reforzado con fibras, con el objetivo de admitirlo como refuerzo resistente ante esfuerzos de cortante.

1.1. Alcance de la investigación

La cantidad de investigaciones publicadas al respecto del hormigón reforzado con fibras respaldan la importancia de esta técnica de refuerzo. La gran mayoría de ésta investigación se ha centrado en el refuerzo mediante fibras de acero, en tanto que el número de investigaciones disminuye al hablar de las fibras de poliolefina. Toda esta investigación se encuentra avalada gracias a las diferentes normativas que regulan el uso de las fibras como material de refuerzo en el hormigón (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008, American Concrete Institute, 2009, Consiglio Nazionale delle Ricerche, 2006, DBV, 1992). De igual forma, algunos tipos de ensayos han sido normalizados, lo que permite estudiar y usar estos hormigones de una manera específica (European Committee for Standardization, 2007, RILEM, 2002, ASTM, 2007). Esta investigación y normalización se encuentra avalada igualmente por el uso real de estos refuerzos, por lo que resultan de interés los artículos publicados a este respecto (Serna et al., 2015, Cabo et al., 2003, Lancha, 2014).

El alcance de la investigación se resume en el título de la Tesis, centrándose en el estudio del hormigón reforzado con fibras sometido a esfuerzo cortante puro, ya que la mayoría de investigaciones a este respecto se basan en estudios a cortante realizados sobre vigas a flexión. Además, se han realizado estudios complementarios sobre el comportamiento de este material reforzado ante esfuerzos de tracción directa, siendo igualmente sometido a ensayos de fractura en Modo mixto. El objetivo fundamental fue conocer el comportamiento post-fisuración del material, mostrar su capacidad residual ante esfuerzos de cortante, obtener sus patrones de fisuración, comprobar que se comporta conforme a la teoría de corte-fricción para poder llegar a concluir que el refuerzo a cortante en elementos estructurales se pueda realizar únicamente con fibras de forma eficiente y segura.

De esta manera, los objetivos principales fueron:

- Conseguir emplear un método de ensayo apropiado para analizar el comportamiento a cortante del HRF, y lograr demostrar su resistencia residual post-fisuración ante dicho esfuerzo.

- Contrastar los resultados experimentales con los expresados en las normas para evaluar el uso del HRF y permitir la sustitución del tradicional refuerzo de cercos a cortante.
- Verificar que el HRF de acero se ajusta a la teoría de corte-fricción en elementos fisurados sometidos a esfuerzo rasante.
- Obtener los patrones de fisuración del HRF frente a esfuerzos de cortante.
- Analizar el comportamiento del HRF de poliolefina ante esfuerzos de tracción directa y Modo mixto.

Y los objetivos específicos de esta investigación han sido:

- Utilizar las mitades residuales de ensayos a tracción por flexión para conseguir realizar ensayos a cortante y disponer de dos resistencias diferentes sobre el mismo material.
- Emplear un ensayo a cortante puro que no se vea afectado por efectos de flexión y relativamente sencillo de realizar.
- Usar refuerzos externos de fibra de carbono, adherida con resina epoxi, para minimizar los posibles esfuerzos de flexión que se producen en las probetas de cortante.
- Complementar los tradicionales métodos de medición de ensayos con la técnica de vídeo-extensometría. Obtener los patrones de fisuración del HRF mediante vídeo-extensometría. Emplear la grabación de las probetas y la técnica de vídeo-extensometría para obtener las deformaciones que se producen en el material.
- Grabar los ensayos con cámaras de alta definición, para permitir un análisis completo de la superficie de fractura del material.
- Comparar el comportamiento del HRF en función del tipo de fibra, longitud y fracción volumétrica empleada.
- Analizar el comportamiento ante esfuerzos de tracción directa.
- Examinar el efecto tamaño en la fractura de los HRF.
- Estudiar, de manera comparativa, la resistencia a cortante del HRF conforme a la normativa actual de cálculo de hormigón estructural frente a los resultados experimentales.
- Utilizar los resultados experimentales para lograr comparar, de una manera práctica, los refuerzos tradicionales de cercos o estribos con el empleo de HRF a cortante.
- Comparar el comportamiento del material compuesto con la teoría de corte-fricción.

- Adquirir información al respecto del comportamiento del HRF ante esfuerzos de flexión y cortante (fractura en Modo mixto I + II).

1.2. Estrategia de la investigación

Con el fin de cumplir con los objetivos se han seguido dos ramas metodológicas diferentes: la línea experimental y la línea de aplicación de modelo numérico. Respecto a la primera línea, ésta se ha basado en el empleo de HRF previamente ensayado a flexión, realizándose la elaboración de las probetas, sus ensayos y el estudio del material con apoyo de vídeo-extensometría. La línea de aplicación de modelo numérico se ha basado en la comparación con la normativa vigente de hormigón estructural y su relación con la teoría de corte-fricción.

La investigación experimental inicial de comportamiento frente a esfuerzo cortante se complementó con el estudio a tracción del HRF, ante esfuerzos de fractura en Modo mixto y junto con el estudio de efecto tamaño. Con estos trabajos se obtuvieron suficientes variables, las cuales permitieron considerar la influencia de la fracción volumétrica o la cuantía de fibras, el material de las fibras, la longitud de éstas y las dimensiones de las probetas. De igual forma, se atendió a la orientación y conteo de las fibras en las superficies de rotura, lo que aportó información relevante sobre las condiciones de elaboración del material compuesto.

La línea de modelización numérica se realizó a partir de los datos recogidos en la fase experimental para evaluar el comportamiento a cortante del HRF. Este estudio permitió realizar un análisis práctico para validar el empleo de este material compuesto en elementos estructurales sin necesidad de disponer de armadura tradicional de cercos. De igual forma, se realizó una modelización que permitió verificar que el HRF se comporta conforme a la teoría de corte-fricción.

1.3. Esquema de la Tesis

El presente documento consta de este capítulo de introducción y cinco partes en las que se dividieron los temas estudiados:

Parte I: Estado del arte, que describe el estado actual del conocimiento y sienta las bases de los conceptos empleados en este trabajo.

Parte II: Caracterización experimental a tracción directa y efecto tamaño en el hormigón reforzado con fibras de poliolefina, que estudia el comportamiento del material compuesto ante el citado esfuerzo y considerando la variación de tamaño de las probetas.

Parte III: Caracterización experimental a cortante (fractura en Modo II) y modelización del hormigón reforzado con fibras, donde se analiza el comportamiento a cortante del HRF y se estudia su aplicación práctica, junto con la confirmación de su comportamiento a cortante es conforme a la teoría de corte-fricción.

Parte IV: Hormigón reforzado con fibras de poliolefina en fractura en Modo mixto, que muestra el comportamiento del material ante esfuerzos combinados de flexión y cortante.

Parte V: Consideraciones finales, que resume las conclusiones obtenidas en el trabajo, junto con propuestas para la realización de futuros trabajos.

La Figura 1.1 muestra el esquema gráfico del desarrollo de la Tesis.

Figura 1.1. Esquema de la Tesis

PARTE I: ESTADO DEL ARTE

CAPÍTULO 2. HORMIGÓN

2.1. Introducción

Existen diversas maneras de definir el hormigón, aunque todas ellas coinciden en indicar que es un material compuesto. Así, como definición lingüística, cabe resaltar la del diccionario de la Real Academia Española (RAE, 2014), que define hormigón como: “*material que resulta de la mezcla de agua, arena, grava y cemento o cal que, al fraguar, adquiere más resistencia*”. A partir de esta breve y concisa definición se entiende qué es el hormigón. Técnicamente, es un material compuesto de: agua, un esqueleto granular formado por áridos de diferentes tamaños, un conglomerante, generalmente cemento y, en algunos casos, aditivos que modifican sus propiedades en estado fresco o endurecido. En esta definición de la Real Academia Española también se indica que el hormigón mejora la resistencia al endurecerse la mezcla, por lo que la mezcla final tendrá mejores propiedades resistentes que sus componentes.

El uso del hormigón es ampliamente conocido alrededor del mundo, de hecho es el material de construcción más empleado a la hora de realizar obras de infraestructuras civiles y de edificación (Torroja, 2007). El motivo por el cual es el material de construcción más utilizado resulta sencillo de explicar, ya que pueden usarse materiales autóctonos de cada zona geográfica para su elaboración. Este uso extendido del hormigón hace de él un motor importante en la economía mundial y corrobora que cualquier faceta de nuestra vida diaria depende directa, o indirectamente, del hormigón (Mindess et al., 2003).

Otra característica positiva a considerar en la utilización del hormigón es la posibilidad de adaptarse a las formas definidas en los proyectos, ya que es vertido, en estado fresco, sobre un molde o encofrado, tomando la forma deseada por el proyectista.

El hormigón no es capaz, por sí mismo, de soportar todos los esfuerzos a los que una estructura es sometida por las acciones que actúan sobre ella. Tiene muy buenas prestaciones a compresión, pero presenta una baja resistencia a tracción, con un comportamiento casi-frágil y de baja ductilidad. Por estos motivos, desde el siglo XIX, coincidiendo con la aparición del cemento Portland (Romea, 2014), se han desarrollado diversas técnicas de refuerzo. Estas técnicas han permitido el empleo del hormigón reforzado como elemento estructural.

De estas técnicas la más desarrollada es la del hormigón armado (HA), basada en la colocación de barras de acero en la matriz cementicia para soportar esfuerzos de tracción. Esta técnica permite que el hormigón mantenga su cohesión pese a estar fisurado y le dota de una buena resistencia a tracción y cortante, además de aumentar su ductilidad y energía de fractura de manera significativa. Como inconvenientes de este refuerzo se puede hablar de la diferencia existente entre los coeficientes de dilatación de los dos materiales y el aumento de peso que esta unión supone. Además, para asegurar que las barras de acero trabajen se las dota de una corruga que asegure la adherencia, que es crítica siempre en la unión entre dos materiales distintos. Por otro lado, esta tecnología implica colocar las barras en posiciones concretas de las piezas, permitiendo el aprovechamiento del material, pero implicando mano de obra.

Otra de las técnicas de refuerzo, empleada desde hace más de cincuenta años, es la adición de fibras en la masa del hormigón, siendo conocido como hormigón reforzado con fibras (HRF). La principal diferencia con el HA es que las fibras se encuentran aleatoriamente dispuestas en su masa. Las fibras pueden ser de: acero, naturales o sintéticas. Este tipo de refuerzo dota al hormigón de mejoras en la resistencia a tracción, siendo importante su contribución a mejorar su ductilidad y energía de fractura. Las fibras consiguen coser las fisuras generadas en los elementos y evitan que éstas crezcan sin oposición. Por todo ello, la solución de HRF es apta para elementos sometidos a cortante, pudiendo sustituir por completo a la armadura tradicional de cercos (Tung and Tue, 2018). Sin embargo, no puede sustituir totalmente a la armadura de tracción, por lo que sigue siendo necesario disponer de dicha armadura de acero para soportar estos esfuerzos.

Es necesario hablar de la mejora que ha supuesto, respecto a la puesta en obra, el desarrollo de la técnica conocida como hormigón autocompactante (HAC), la cual evita la necesidad de vibrado de la masa, consiguiendo la compactación únicamente mediante su peso propio. Desde su aparición, en la década de los ochenta del pasado siglo, han sido muchas las investigaciones que se han basado en este tipo de hormigón, que tiene un excelente rendimiento una vez endurecido (Okamura and Ouchi, 2003, Almeida Filho et al., 2010).

Por todo lo anterior, se podría ampliar la información que sobre el hormigón, como material de construcción, llena las bibliotecas técnicas. Esto no es un objetivo de la presente Tesis, por lo que únicamente se abordarán los conceptos necesarios para poder entender este documento.

2.2. Propiedades mecánicas del hormigón

Según la vigente Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE-08 (Ministerio de Fomento, 2008), la designación de un hormigón viene dada por la resistencia característica de proyecto a compresión, f_{ck} . Este valor es contemplado de igual manera por otras normativas (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, American Concrete Institute, 2014). Por tanto, la principal propiedad resistente del hormigón es su resistencia a compresión. Junto a esta resistencia cabe citar otras dos propiedades mecánicas fundamentales: la resistencia a tracción y el módulo de elasticidad.

Por lo que respecta a la resistencia característica, indicar que no es una resistencia per se, sino que es un valor representativo obtenido del ensayo a compresión de una serie de probetas cilíndricas, según la norma EN-12390-3 (European Committee for Standardization, 2009). Es importante indicar que la tensión de compresión no genera por sí sola el fallo del hormigón a compresión, sino que el colapso se produce por la combinación de esfuerzos de compresión, tracción y cortante (Mindess et al., 2003). Además de considerar la resistencia media a compresión de dichas probetas también hay que considerar la dispersión que se produce en los resultados, por lo que se define la resistencia característica a compresión de un hormigón como el valor que representa un grado de confianza del 95%, o lo que es lo mismo, la probabilidad de que se presenten valores individuales de resistencia de probetas mayores de f_{ck} . En la Figura 2.1 se representan dos gráficas de distribuciones estadísticas normales donde el hormigón con menos dispersión de resultados, indicado en azul, tiene mayor resistencia característica con la misma media que el indicado en rojo. La resistencia característica se expresa según la ecuación (2.1) (Montoya et al., 2010). El emplear el valor de la resistencia característica en lugar de la resistencia media permite tener en cuenta la dispersión de resultados y, lo que es más importante, considerar un único coeficiente de minoración de resistencia para el hormigón.

Figura 2.1. Distribución estadística normal de dos hormigones con la misma resistencia media, pero diferente dispersión

$$f_{ck} = f_{cm}(1 - 1,64\delta) \quad (2.1)$$

En la ecuación (2.1) el coeficiente de variación δ depende de las condiciones de ejecución del hormigón. Para los hormigones elaborados en central oscila entre 0,08 y 0,20, siendo mayor el coeficiente cuanto menor sea la calidad de la planta que elabora el hormigón. En los hormigones fabricados a mano, o en pequeñas hormigoneras de obra, el coeficiente es superior a 0,20. La Instrucción EHE-08 indica que la relación entre las dos resistencias a compresión puede calcularse a partir de la ecuación (2.2), si las condiciones de fabricación son buenas.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 ; \text{ con los valores expresados en MPa} \quad (2.2)$$

Los avances en el uso del hormigón, como material heterogéneo, se han logrado en parte gracias al uso de herramientas estadísticas y modelos basados en umbrales de confianza que han permitido mejorar el uso de hormigón estructural con fiabilidad.

La resistencia a compresión de un hormigón depende de diferentes factores: relación agua/cemento, tipo, clase y cantidad de cemento, esqueleto granular, tamaño máximo del árido, forma de vertido, compactación y curado del hormigón, entre otros. La relación agua/cemento debe ser lo más baja posible, evitando la segregación de los áridos y permitiendo la trabajabilidad y compactación del hormigón. Las normativas indican valores máximos de la relación agua/cemento en función de: la resistencia buscada del hormigón, tipo de cemento, tipo de árido y tipo de ambiente de exposición.

La resistencia a tracción no suele tenerse en cuenta a efectos de cálculo de una estructura de hormigón armado. En algunos casos, como las cimentaciones de hormigón en masa, sí puede ser considerado. Como estimación, se podría considerar la resistencia a tracción de un hormigón en el entorno de un 10% de la de compresión. Las normas incluyen fórmulas que relacionan la resistencia a compresión y media a tracción según ecuaciones, como las de la EHE-08 (2.3) y (2.4).

$$f_{ct,m} = 0,30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (2.3)$$

$$f_{ct,m} = 0,58 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2 \quad (2.4)$$

Pese al pequeño valor que toma esta resistencia sí que resulta muy conveniente tenerla en cuenta ante los efectos o esfuerzos de fisuración, adherencia y cortante. Los dos métodos más empleados para evaluar la resistencia a tracción del hormigón son los ensayos de flexotracción, en tres o cuatro puntos, y el conocido como brasileño, según la norma EN-12390-6 (European Committee for Standardization, 2010d). El primero de ellos se basa en un ensayo a flexotracción y el segundo se basa en el hendimiento de la probeta (Montoya et al., 2010). En la Figura 2.2 se muestra un esquema de los dos tipos de ensayo.

Figura 2.2. Ensayos para la evaluación de la resistencia del hormigón a tracción. Adaptado de (Montoya et al., 2010)

Los valores que se obtienen de los ensayos de tracción suelen ser dispersos. La resistencia a tracción depende, como principal factor, de la naturaleza y limpieza de los áridos. La relación

que existe entre la resistencia a tracción y los valores obtenidos en los ensayos de flexotracción y tracción indirecta vienen definidos por la ecuación (2.5).

$$f_{ct} = 0,5f_{ct,fl} = 0,9f_{ct,i} \quad (2.5)$$

Normalmente, se trata como la tercera propiedad mecánica del hormigón el módulo de deformación longitudinal. El hormigón no es un material elástico-lineal, por lo que se adopta el módulo de deformación en lugar del módulo de elasticidad.

Para entender la propiedad del módulo de deformación longitudinal hay que partir del estudio de un diagrama de tensión-deformación del hormigón, donde se observa que el comportamiento de éste muestra una línea curva y no una línea recta, como se aprecia en la Figura 2.3. Esto indica que el módulo de deformación longitudinal no tiene un valor constante. Por este motivo, se suele emplear el módulo tangente, conforme a la norma EN-12390-13 (European Committee for Standardization, 2013), cuyo valor viene dado por la pendiente de la recta que une el punto de la curva estudiado con el origen de coordenadas, lo que expresado en forma analítica resulta, conforme con la ecuación (2.6):

$$E_c = \sigma/\varepsilon \quad (2.6)$$

Las normas (Ministerio de Fomento, 2008, International Federation for Structural Concrete (fib), 2010) consideran como módulo de deformación secante a la edad de 28 días, siempre que las tensiones en condiciones de servicio no sobrepasen el 40% de la resistencia media a compresión f_{cm} a 28 días, la que resulta de la ecuación (2.7):

$$E_{cm} = 8.500 \sqrt[3]{f_{cm}} \quad (2.7)$$

Figura 2.3. Esquema de la relación tenso-deformacional del hormigón. Adaptado de EHE-08 (Ministerio de Fomento, 2008)

2.3. Hormigón autocompactante

El hormigón convencional necesita ser vibrado una vez que se deposita en el molde o encofrado para consolidarse adecuadamente. Este vibrado puede ser externo o interno y trata de eliminar la mayor cantidad posible de aire ocluido en la masa del hormigón. Desde hace unos treinta años se ha desarrollado, con la mejora de las técnicas de producción y aditivos químicos, una interesante técnica que puede evitar el proceso de vibrado, consiguiendo la compactación del hormigón únicamente gracias a su propio peso. El producto obtenido tiene muy buen rendimiento y presenta un aspecto final de gran calidad (Liu, 2010). Como ventajas, frente al hormigón vibrado (HV), reflejadas en diversas publicaciones y realizaciones (Okamura et al., 2000), destacan: la reducción del coste final de la construcción de la estructura, permitir un correcto relleno de los elementos estructurales fuertemente armados y, a la vez, dota al hormigón de excelentes propiedades mecánicas, buena durabilidad y uniformidad del material en su estado final (Domone, 2006).

En principio, los materiales que componen un hormigón autocompactante (HAC) son los mismos que los de un hormigón convencional. Sin embargo, hay que tener en consideración los tamaños de los áridos para garantizar un correcto comportamiento en estado fresco, así como el tamaño máximo del árido. El HAC puede contener, además, filler calizo, que pasa por el tamiz de 0,063 mm (European Committee for Standardization, 2006a). Conforme a la EHE-08, se limita a 250 kg/m³ la cantidad resultante de la suma de partículas de árido fino que pasan por el tamiz de 0,063 mm y la adición caliza, por las afecciones que se producen durante el proceso de hidratación y durabilidad final del material. A la hora de dosificar un hormigón autocompactante hay que considerar tanto su estado fresco como endurecido. Es en estado fresco cuando las diferentes normativas evalúan, de diferente manera, el grado de autocompactabilidad de un hormigón (Ministerio de Fomento, 2008, International Federation for Structural Concrete (fib), 2010).

Inicialmente, para conseguir las propiedades requeridas en estado fresco era habitual el empleo de un alto contenido de cemento (Malhotra and Mehta, 2002) lo que conllevaba el riesgo de fisuración por retracción (Rozière et al., 2007). Posteriormente, se demostró que se puede conseguir HAC reduciendo la cantidad de cemento y, sobre todo, empleando e incorporando a la mezcla aditivos superplastificantes (SP) (Sonebi, 2004). Esta adición de SP facilita y mejora la compactabilidad y, manteniendo la relación agua/cemento, su uso provoca una mayor hidratación del cemento, lo que puede dar lugar a ligeros incrementos en la resistencia a compresión (Dubey and Kumar, 2012). Estos aditivos se dosifican en peso, en relación al del cemento y suelen oscilar entre un 0,5% y un 2%. Su uso ha facilitado el rápido desarrollo de la técnica del HAC (Spiratos et al., 2003). El desarrollo técnico ha venido asociado a diversas investigaciones, que en la mayoría de los casos se encuentran asociadas al hormigón de altas prestaciones (HAP) y, en menor medida, a estructuras tradicionales de edificación (Bermejo, 2009). Para lograr dosificaciones de HAC competitivas, se han desarrollado metodologías que dosifican los áridos buscando la máxima compacidad, ajustando posteriormente la dosificación de la pasta (Alberti, 2015, Alberti, 2013).

En el presente estudio se ha empleado un HAC con moderada cantidad de cemento, reforzado con fibras, que cumplió con las condiciones de autocompactación expresadas por la

normativa, tales como el ensayo de escurrimiento (European Committee for Standardization, 2010a) o el embudo en V (European Committee for Standardization, 2010b). Para un estudio más detallado de los métodos empleados para la dosificación de este hormigón se puede consultar los trabajos (Alberti, 2015, Alberti, 2013).

2.3.1. Diferencias mecánicas entre el HAC y el HV

Respecto a las diferencias entre el HAC y HV existe bastante documentación fruto de diversas investigaciones. A destacar las siguientes conclusiones:

- El proceso de autocompactación, debido únicamente al propio peso de la masa de hormigón, da lugar a una mejor compactación, además de no requerir el empleo de medios externos al material para lograrla y, en general, un mejor acabado de las superficies.
- Un factor determinante es la relación agua/cemento. Esta relación obliga a emplear más cantidad de cemento en los HAC, consiguiendo una mayor resistencia a compresión (Bermejo, 2009).
- Tras la comparación de 70 estudios se encontraron propiedades similares en el HAC y el HV, excepto en lo que respecta al módulo de deformación, reduciéndose el mismo en el HAC entre un 40% para hormigones de bajas resistencias y un 5% en hormigones de altas prestaciones (Domone, 2007). Esta reducción en el módulo de deformación se puede justificar por el mayor volumen de pasta y la menor contribución de los áridos, con menor módulo de elasticidad (Chopin et al., 2003, Leemann et al., 2006, Vieira and Bettencourt, 2003).
- En otros artículos se indica que en los materiales cementicios con filler calizo se crea una microestructura de menor porosidad y, por tanto, resulta mayor el módulo de deformación en el HAC. Así, tras varios estudios al respecto se concluye que el módulo en el HV resulta inferior en un 2% al del HAC (Parra et al., 2011). Además, se demuestra, en ese mismo estudio, que la resistencia a tracción por hendimiento resulta inferior en un 15% en el HAC frente al HV.

2.4. Comportamiento en fractura del hormigón

2.4.1. Modos de fractura

Se consideran tres Modos diferentes de fractura, los cuales se representan gráficamente en la Figura 2.4.

Figura 2.4. Esquema de los tres Modos de fractura (Bazant and Planas, 1997b)

Según la Figura 2.4, el primero de los Modos es el denominado Modo I o Modo de abertura. En él la fisura avanza en dirección perpendicular a la tensión principal mayor, ya que éstas son normales al plano de la fisura. Se produce, de este modo, la abertura de la fisura. El hormigón ha sido ampliamente estudiado de este modo mediante ensayos a flexión (Bazant and Planas, 1997b, Elices et al., 2002), ya que los ensayos mediante tracción directa son difíciles de realizar por la aparición de modos de fallo asimétrico (Elices and Planas, 1996). Asimismo, la fractura del HRF se ha estudiado tradicionalmente en Modo I mediante ensayos de resistencia a la tracción por flexión, tanto en fibras de acero como de poliolefina (Barros and Figueiras, 1999, Alberti et al., 2014a).

En el Modo II de fractura, o Modo de desplazamiento, las tensiones se producen por esfuerzos de cortadura en el mismo plano de la fisura, siendo perpendiculares a su frente. La caracterización del hormigón en fractura en Modo II se ha desarrollado principalmente de dos maneras. La primera, y más empleada, es la que estudia el cortante por flexión (Taylor, 1974), empleando ensayos a tres y cuatro puntos. La segunda, y menos desarrollada, está basada en ensayos a corte directo, más difíciles de realizar (Mezquida, 2015). El desarrollo de conocimiento en este Modo de fractura de hormigón reforzado con fibras es el principal objetivo de esta Tesis.

Por último, en el Modo III o I + II, denominado también Modo rasgado, las tensiones que se producen son de cortadura en el plano de la fisura y paralelas al frente de la misma. Así el desplazamiento relativo de las caras de la fisura se produce en la dirección del frente de fisura. Los principales ensayos realizados han tenido que ser estudiados de manera singular (Gálvez et al., 1998).

2.4.2. Comportamiento a Modo I del hormigón

Mecánicamente el hormigón es un material con poca ductilidad y baja resistencia a tracción. Esta pequeña resistencia no es considerada en algunos cálculos estructurales cuando se utiliza hormigón armado. El colapso del material a tracción se encuentra asociado a la fisuración del mismo. Las fisuras se generan inicialmente mediante micro grietas en la interfaz entre los áridos y el cemento, propagándose rápidamente por la matriz cementicia sometida a tracción (Mindess et al., 2003). Analizando el comportamiento macroscópico del hormigón sometido a tracción, conforme a la Figura 2.5, se aprecia una primera rama ascendente hasta la ordenada de máxima tensión. Desde este punto de carga máxima el material se comporta según una rama descendente post-fisuración durante la cual se desarrollan las fisuras hasta que el

material se separa por completo perdiendo cualquier capacidad resistente. En los materiales casi-frágiles esta rama descendente es conocida como “curva de ablandamiento”.

El proceso de fisuración progresiva del hormigón sometido a tracción fue descrito (Habel, 2004), conforme a la Figura 2.5: En la zona inferior de la curva ascendente ya han aparecido micro fisuras (punto A), propagándose las grietas a niveles tensionales de un 70 a 90% de la resistencia a tracción (punto B). La máxima tensión se produce en el vértice de la curva (punto C), donde las micro fisuras se interconectan en forma de red formando la denominada zona del proceso de fractura. A partir de ese punto la curva es descendente y la fisuración se vuelve apreciable por el ojo humano (punto D). La rama de descarga termina en el momento de la separación completa del elemento (punto E) ante la ausencia de puentes tensionales entre los labios de la grieta.

Figura 2.5. Diagrama tensión-deformación de comportamiento del hormigón a tracción y formación y desarrollo de fisuras. Adaptado de (Habel, 2004)

Hoy en día se suelen emplear modelos no lineales de fractura para conseguir explicar el proceso de fisuración en el hormigón (Hillerborg et al., 1976, Bazant and Oh, 1983). El modelo de fisura cohesiva se basa en que la línea de fisura es una grieta imaginaria capaz de transferir tensiones entre las caras de la fisura. Así, la tensión transferida a través de la fisura cohesiva es función de la abertura de fisura, conforme a la ecuación (2.8).

$$\sigma = f(w) \quad (2.8)$$

La función de ablandamiento es considerada una propiedad del material y al área encerrada bajo su curva tensión-abertura de fisura se la denomina energía de fractura cohesiva, de acuerdo con la Figura 2.6.

Figura 2.6. Fractura cohesiva y curva de ablandamiento en fractura del hormigón. Adaptado de (Gálvez et al., 2002)

2.4.3. Comportamiento a Modo II del hormigón

El comportamiento del hormigón ante esfuerzos de cortante es esencial para la realización de la Tesis, por lo que será tratado en profundidad en el Capítulo 4.

2.4.4. Efecto tamaño en estructuras de hormigón

El efecto tamaño se define como la desviación en la resistencia estructural de la capacidad portante real de carga en relación a la prevista por medio de análisis plástico, o cualquier otra teoría de resistencia clásica basada en tensiones críticas (Bazant and Planas, 1997b). Esta definición es la más extendida dentro de la teoría básica de la mecánica de sólidos y es conocida como teoría de la redistribución de tensiones y liberación de energía de fractura provocada por la propagación de fisuras. Con esta ley se puede predecir el efecto tamaño en estructuras similares con entalla, tomando como base un conjunto de datos experimentales. Esta ley está basada en que la resistencia del material en elementos grandes se comporta conforme a la mecánica de fractura lineal elástica, mientras que para piezas pequeñas dicha resistencia está sujeta a su límite de plasticidad. Además de esta teoría en la mecánica de sólidos existen otras dos: estadística de la resistencia aleatoria (Weibull, 1939) y la teoría de la fisura fractal (Carpinteri and Spagnoli, 2004).

El efecto tamaño es relevante en el análisis resistente del hormigón, ya que no solo se ve influenciado por el tamaño del elemento estructural, sino también por la dimensión de las fisuras. Estos dos factores están íntimamente relacionados con el factor de intensidad de tensión.

Debido a lo indicado, la carga máxima de un elemento estructural se puede predecir a partir de un análisis de tipo elástico, plástico u cualquier otro sistema válido, pero sin tener en consideración el tamaño del elemento resistente. Sin embargo, para poder llevar a cabo una correcta evaluación de la capacidad resistente de una estructura sí que será necesario tener en cuenta su tamaño, para lo cual se podrán usar modelos mecánicos de fractura, tal y como se emplea en el diseño y dimensionado estructural.

CAPÍTULO 3. HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS

3.1. Descripción del hormigón reforzado con fibras

El hormigón ha llegado a ser el material de construcción más empleado gracias a la incorporación de barras de acero en los elementos estructurales, solución conocida como hormigón armado (HA). Este material combina las buenas características resistentes a compresión del hormigón con la resistencia a tracción de las barras de acero. Sin embargo, la aparición y desarrollo de fisuras no se evita con el uso de esta técnica (Nawy, 2008). Por tanto, las fibras añadidas al hormigón pueden ser una excelente solución en la construcción de estructuras, ya que evitan la aparición y desarrollo de fisuras a la vez que pueden sustituir de manera parcial o total a la tradicional armadura de barras de acero (Minelli and Plizzari, 2013, Pujadas et al., 2014a), contribuyendo a reducir el coste y peso final de la estructura (di Prisco et al., 2009). Esta es la técnica definida como hormigón reforzado con fibras (HRF).

El uso de fibras, como material de refuerzo, es un concepto conocido desde la antigüedad por el ser humano, habiéndose usado como material de refuerzo en la fabricación de ladrillos a los que se añadían paja o pelo de animales mejorando de esta forma la tenacidad, la permeabilidad o la resistencia a la abrasión. Desde su empleo para la mejora de piezas cerámicas, pasando por el conglomerante empleado en tiempos de los romanos, hasta nuestros días ha sido ampliamente utilizado, pese a no conocerse todas sus propiedades. La fecha que se puede considerar como del nacimiento de la técnica contemporánea del hormigón reforzado con fibras data del año 1874, cuando se registra la patente “Improvement in artificial Stone” (Berard, 1874). Desde ese momento la técnica del HRF ha ido creciendo, tanto en el desarrollo de obras y realizaciones, como en su conocimiento técnico.

Respecto al desarrollo del material, tal y como se conoce actualmente, cabe decir que inicialmente se emplearon fibras de acero (Romualdi and Mandel, 1964) para, posteriormente, emplear otros materiales como asbesto, vidrio, fibras naturales y polímeros sintéticos (Kawashima et al., 2011). La variación en su evolución no se limitó al material de las fibras, sino también a su forma y al acabado superficial de las mismas, con el fin de mejorar el material final (Cavalero et al., 2015). En el primer cuarto del siglo pasado, se desarrollaron diversas patentes con fibras de acero y vidrio (Zollo, 1997) y hoy en día, tras la aceptación del uso estructural de las mismas como material de refuerzo, se siguen produciendo avances en la

industria que conllevan la aparición de nuevos tipos de fibras. En la actualidad, las más utilizadas son las de acero y las poliméricas, estando contemplado su uso en diferentes normativas de hormigón estructural (Consiglio Nazionale delle Ricerche, 2006, International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008, American Concrete Institute, 2014, DBV, 1992).

La elaboración del hormigón con fibras no requiere de maquinaria diferente a la utilizada para elaborar un hormigón sin reforzar, no obstante, necesita de la adición de las fibras con la necesaria modificación de la dosificación, junto con el empleo de posibles aditivos. Estas necesidades hacen que el coste de este hormigón con fibras, como material, sea superior.

Las fibras de acero han demostrado ser una excelente manera de reforzar el hormigón. A pesar de ello, presentan algunos inconvenientes como su posible corrosión, coste, almacenamiento y manejo. En los últimos años, la industria química ha permitido el desarrollo de macro-fibras de poliolefina que evitan en parte estos inconvenientes de las fibras de acero, siendo estables químicamente, de menor peso y aportando beneficios de carácter estructural (Ugbolue, 2009, Alberti, 2015) con menor desgaste de la maquinaria empleada en su elaboración. Este desarrollo se encuentra actualmente en una fase de investigación relativamente avanzada (Alberti et al., 2014a, Alberti et al., 2015b, Alberti et al., 2016d), por lo que resulta necesario profundizar en el conocimiento de las características del material.

3.1.1. Mecanismo de refuerzo de fibras

La contribución de las fibras, tras la fisuración del hormigón, está íntimamente ligada a las propiedades del material y, al igual que sucede con las barras de acero, la interacción entre la matriz y las fibras juega un papel clave. En ese sentido, es importante prestar atención al anclaje de las mismas, conseguido por su forma (por ejemplo, el gancho en las fibras de acero o mediante tratamientos superficiales en las fibras poliméricas) que mejoran la interacción en la inter-cara y por tanto el comportamiento del HRF. De esta manera, las fibras consiguen controlar la propagación de las grietas, absorbiendo energía durante la fisuración del hormigón.

En la Figura 3.1, se muestra el proceso potencial de fractura cuando se inicia la formación y desarrollo de las fisuras. La situación óptima es la indicada en el número 3, donde la abertura de fisura es controlada por el fenómeno conocido como “puenteo de la fisura con la fibra”, estando anclada la fibra en cada lado de la fisura, con suficiente longitud embebida en la matriz como para permitir desarrollar todo su potencial de trabajo sin producirse deslizamiento. En esa situación, la fisura continúa creciendo, haciendo posible aprovechar toda la capacidad resistente de las fibras hasta su rotura o pérdida de adherencia. Por el contrario, si las fibras deslizan durante el proceso de abertura de la grieta se produce el despegue de las mismas (Zollo, 1997). Según diversos estudios, las fibras metálicas bien adheridas llegan a trabajar hasta su límite de resistencia a tracción (Robins et al., 2002, Laranjeira et al., 2010), mientras que las fibras sintéticas suelen fallar por adherencia, a menor tensión que el límite del material (Alberti et al., 2016f). Por último, si una fibra es movilizada por tensión cortante de fricción es posible que se produzca la rotura de la matriz. Para aclarar esta relación entre el trabajo de las fibras y la matriz se realizan ensayos de arrancamiento de fibras, denominados pull-out, con variaciones en la orientación y distribución de las mismas (Laranjeira et al., 2010, Alberti et al., 2016f).

Figura 3.1. Mecanismos de interacción fibra – matriz (Zollo, 1997, Baeza, 2011)

3.1.2. Usos del HRF

En la actualidad, el uso del HRF puede considerarse habitual en el sector de la construcción de infraestructuras y en edificación. Si se hiciera un resumen de las principales aplicaciones de este material habría que hablar de: pavimentos, losas, hormigón proyectado, elementos prefabricados, pasarelas, puentes, estructuras sometidas a cargas sísmicas y algunas otras. Por tanto, resulta un material muy práctico y versátil, con innumerables posibilidades de uso (Alberti, 2015). En la Figura 3.2, se muestran imágenes de diferentes tipos de estructuras realizadas con HRF.

La sustitución de la armadura de refuerzo mediante barras de acero por fibras resulta posible y económicamente viable en algunas estructuras como: soleras, cimientos o muros. En elementos estructurales trabajando en dos o tres direcciones la sustitución parcial de la armadura de barras por fibras es una solución interesante. En piezas sometidas a esfuerzo uniaxial de flexión la sustitución resulta, de momento, menos viable y de alta complejidad (Døssland, 2008). En algunas otras disposiciones estructurales, como láminas de doble curvatura, la sustitución parcial de la armadura resulta ventajosa, de cara a una menor complejidad constructiva de la armadura, como en la cubierta del Oceanográfico de Valencia (Cabo et al., 2003).

Dentro de los usos del HRF, el más extendido es la sustitución de la armadura convencional de barras de acero en soleras o pavimentos sobre el terreno (Newman and Choo, 2003). La fabricación de estos elementos mediante HRF permite tener un mejor control sobre la fisuración a temprana edad del hormigón además de permitir la reducción de espesor de las losas (Soutsos et al., 2012). En estas aplicaciones las fibras de poliolefina, a diferencia de las fibras de acero, no presentan corrosión aun tratándose de un elemento que se sitúa encima del terreno.

La construcción de túneles está también asociada al uso de HRF (De la Fuente et al., 2012, Tiberti et al., 2014). El material es empleado como revestimiento de los mismos mediante hormigón proyectado o formando parte de las dovelas que va instalando la tuneladora. Los principales motivos para el empleo de este material son: el potencial de producción, la mejora de su manejo, el acabado final que permite una mayor durabilidad estructural y su mejora en el comportamiento ante cargas de fuego. El empleo del HRF puede permitir, además, una significativa reducción de la armadura tradicional, lo que conlleva una reducción de costes. Diversos ejemplos de construcción podemos encontrarlos en las referencias (de la Fuente et al., 2013, Serna et al., 2015). El uso de fibras de poliolefina mejora la durabilidad del estado de servicio de los túneles, acueductos y tuberías de saneamiento, en relación a las fibras de acero (Wimpenny et al., 2009). De manera similar se realizan elementos prefabricados de HRF para edificación, consiguiendo la reducción de armadura tradicional de barras de acero.

Figura 3.2. Realizaciones con HRF: (a) pasarela peatonal sobre el Barranco de las Ovejas en Alicante (López et al., 2014); (b) pista de skate; (c) cubierta del restaurante submarino en el parque oceanográfico de Valencia (Cabo et al., 2003); (d) y (e) dovelas para túneles (Liao et al., 2014)

También es posible la ejecución de puentes y pasarelas con HRF, teniendo en cuenta que en esos casos se emplean hormigones de altas, o muy altas, prestaciones. La primera pasarela peatonal construida con este material fue la *Sakata Mirai*, construida en 2002 y que se

encuentra localizada en una zona de ambiente marino, no habiéndose detectado daños después de diez años (Uchida et al., 2017). En España, la pasarela peatonal sobre el Barranco de las Ovejas, en Alicante (López et al., 2014), fue la primera construcción realizada mediante hormigón de muy alto rendimiento y fue la primera pasarela en celosía realizada con este material en el mundo.

Otro de los campos donde se están obteniendo buenos resultados de comportamiento de los HRF es su uso en estructuras sometidas a sismo o impacto. Conforme a la norma sismo-resistente española (NCSE-02, 2002), determinados edificios e infraestructuras tienen que mantener su integridad y funcionalidad en caso de sismos, por lo que deben ser diseñados en función de estas necesidades. En esta tipología estructural se engloban las vías de comunicación y sus estructuras, hospitales y plantas de generación de energía. En estos casos es en los que el HRF puede mejorar las características requeridas en las estructuras ante este tipo de cargas, debido a su mayor capacidad de deformación, manteniendo cierto umbral de integridad estructural. Esta mejora ha sido recogida por investigaciones (Kawashima et al., 2011) en las que queda demostrado el excelente comportamiento de los HRF. Respecto a las cargas por impacto, la mejora ofrecida por el HRF queda patente en el estudio (Ferrara et al., 2007) donde se demuestra que el HRF absorbe mayor energía de impacto que un hormigón convencional permitiendo a su vez mayores deformaciones, mejorando notablemente el comportamiento de la estructura.

La industria de la prefabricación también ha implantado el uso del HRF en paneles de edificación y en otros elementos, como las dovelas de túneles. Es importante mencionar en este punto el uso del HRF en los generadores eólicos. Este material es indicado para este uso por facilitar la puesta en servicio debido a su rápida ejecución al carecer de armadura convencional, por su mejora en fatiga y menor coste final (Lancha, 2014). El uso del HRF para la construcción de estos elementos se basa en dos factores: la anisotropía de tensiones en las paredes del molino y el buen comportamiento a fatiga. Además, la sustitución de toda la armadura permitiría la reducción del espesor de las paredes en casi un 50%, lo que implicaría una solución significativamente más competitiva por peso, transporte y montaje.

Por último, señalar el uso del HRF en obras de rehabilitación de estructuras en donde es apropiado su uso por estar sometidas a condiciones medioambientales severas, en puntos con fuertes concentraciones de tensiones y en sectores con posibles cargas de impacto (Denarié et al., 2003). Así mismo, la capacidad de carga de las fibras junto con el buen acabado visual del material permite su empleo en obras singulares de rehabilitación y reconstrucción, como la catedral de La Laguna (Carballosa de Miguel and Pacios Alvarez, 2011).

3.2. Tipos de fibras para el hormigón reforzado con fibras

3.2.1. Tipología de fibras de refuerzo de hormigón

La fisuración en el hormigón puede ser debida a factores tensionales generados por los esfuerzos a los que se encuentra sometida la estructura o por otro tipo de efectos como la retracción a temprana edad. En función de la causa que genera el proceso de fisuración es necesario elegir el tipo de fibra de refuerzo con objeto de evitar o mitigar la generación y posterior crecimiento de las fisuras. En el mercado actual existe un amplio catálogo de fibras

realizadas con diferentes materiales, tamaños y formas. Para elegir de manera adecuada la fibra idónea hay que tener en consideración sus características geométricas y sus propiedades mecánicas. Dentro de éstas, el factor más importante para la elección de una fibra es su módulo de elasticidad, ya que la rigidez de los elementos del material compuesto carga más, teóricamente, para una misma deformación de la sección resistente. Como norma general, las mejores propiedades mecánicas se conseguirán con un mayor módulo de elasticidad, mejor anclaje, mayor esbeltez de las fibras y mejor fricción con la matriz (Köksal et al., 2008). En la Tabla 3.1 se muestra un listado con las fibras que se han usado para refuerzos de hormigón, junto con sus características más importantes.

Tabla 3.1. Fibras empleadas en refuerzos de hormigón y sus principales características (Gálvez et al., 2019)

<i>Tipo de Fibra</i>	<i>Diámetro (mm)</i>	<i>Densidad relativa</i>	<i>Resistencia a tracción (GPa)</i>	<i>Módulo de elasticidad (GPa)</i>	<i>Alargamiento de rotura (%)</i>
Acrílica	0,02-0,35	1,1	0,2-0,4	2	1,1
Asbesto	0,0015-0,02	3,2	0,6-1,0	83-138	1-2
Algodón	0,20-0,60	1,5	0,4-0,7	4,8	3-10
Vidrio	0,005-0,15	2,5	1,0-2,6	70-80	1,5-3,5
Grafito	0,008-0,009	1,9	1,0-2,6	230-415	0,5-1,0
Kevlar	0,010	1,45	3,5-3,6	65-133	2,1-4,0
Nylon (alta tenacidad)	0,02-0,40	1,1	0,76-0,82	4,1	16-20
Poliéster (alta tenacidad)	0,02-0,40	1,4	0,72-0,86	8,3	11-13
Polipropileno	0,02-0,40	0,95	0,55-0,76	3,5	15-25
Rayón (alta tenacidad)	0,02-0,38	1,5	0,4-0,6	6,9	10-25
Lana de roca	0,01-0,80	2,7	0,5-0,76	---	0,5-0,7
Sisal	0,01-0,10	1,5	0,8	---	3,0
Acero	0,10-1,00	7,85	0,3-2,0	200	0,5-3,5
Poliolefina	0,50-0,10	0,91	0,2-0,6	2,5-20	15-25
Hormigón	---	1,5-2,5	0,003-0,007	10-45	0,02

A efectos de poder tener en consideración la contribución de las fibras en el diseño de elementos de hormigón estructural, no todos los tipos de fibras son aceptados. Son las normativas de hormigón las que indican los tipos admisibles como refuerzo estructural. En el caso español la EHE-08 (Ministerio de Fomento, 2008) considera la posibilidad de emplear fibras de acero, sintéticas y de vidrio. Sin embargo, las fibras de vidrio plantean problemas de durabilidad que hacen que otras normas (European Committee for Standardization, 2008b, European Committee for Standardization, 2008a) solo contemplen las fibras de acero y poliméricas como posibles fibras estructurales. Se define como fibra estructural aquella que permite la sustitución total o parcial de la armadura tradicional de barras de acero y cuya contribución se puede tomar en consideración en el cálculo estructural.

Las fibras de acero han sido ampliamente empleadas y estudiadas (Kooiman et al., 2000, Zerbino et al., 2006). El material compuesto se denomina normalmente hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA). Para el estudio de su comportamiento mecánico se han llevado a cabo un amplio abanico de ensayos, sometiendo al material a diferentes esfuerzos: flexión (Barros and Figueiras, 1999), cortante en vigas pretensadas (Cuenca and Serna, 2013b), compresión biaxial (Tan et al., 1994), fractura (Barros and Sena Cruz, 2001) y fatiga (Nanni, 1991). En la Figura 3.3(a-d) se muestran diferentes formas de fibras de acero comercializadas.

El hormigón reforzado con fibras de vidrio (HRFV) se emplea en elementos prefabricados o paneles de fachadas de edificios, debido a su buen comportamiento mecánico. Sin embargo, esta unión de hormigón y fibras de vidrio presenta un inconveniente relacionado con los posibles problemas de deterioro de las fibras en un medio alcalino cementicio. Los factores que provocan este deterioro se continúan estudiando (Enfedaque et al., 2012).

Otro tipo de fibras que se han empleado como refuerzo han sido las de carbono. Se emplearon en la década de los setenta del pasado siglo (Ali et al., 1972). Presentan la gran ventaja de ser inertes ante el ataque de los agentes químicos, lo que las hace adecuadas a su unión dentro del ambiente alcalino del cemento (Bentur and Mindess, 2014). Las fibras de carbono mejoran las propiedades mecánicas del hormigón (Garcés et al., 2005), y pueden convertir al material compuesto en conductor eléctrico (Ivorra et al., 2010). Esta propiedad conductora del hormigón amplía su campo de aplicación: a las carreteras, calentando el material y previniendo la formación de hielo (Yehia and Tuan, 1999), a los suelos eléctricamente anti-estáticos, habitaciones para campos electro-magnéticos (Wu and Chung, 2005) y como protección catódica en las barras tradicionales de acero para hormigón (Bertolini et al., 2004). Sin embargo, el gran inconveniente de las fibras de carbono radica habitualmente en su alto precio en comparación con fibras como las poliméricas, lo que ha limitado su uso a casos muy particulares.

Para controlar la retracción del hormigón tras su puesta en obra, a temprana edad, suelen emplearse micro fibras de polipropileno con bajo módulo de elasticidad. Este uso está basado en la similitud de los módulos de elasticidad de los materiales (Banthia and Gupta, 2006). Este tipo de fibras es empleado igualmente en tabiques de viviendas, donde aporta además un buen comportamiento acústico, además de mitigar el resquebrajamiento del hormigón sometido a cargas de fuego (Liu et al., 2008).

Las macro-fibras de poliolefina pueden estar compuestas por polipropileno, y su diseño se basó en conseguir acercar su comportamiento a las de acero, pero con la mejora de presentar

un peso inferior. Estas fibras son químicamente estables y poseen propiedades mecánicas mejoradas, además de diseñarse con un tratamiento superficial que permite una buena adherencia con la matriz cementicia (Alberti et al., 2014a, Alberti, 2015). La Figura 3.3(e-f) muestra fibras de poliolefina y al material compuesto correspondiente se le denomina habitualmente hormigón reforzado con fibras de poliolefina (HRFP).

Figura 3.3. Fibras: (a-d) de acero y (e-f) de poliolefina (Gálvez et al., 2019)

Por último, cabe mencionar las fibras naturales. Su uso se encuentra limitado a las diferentes zonas geográficas, en función de su localización. Suelen presentar problemas de durabilidad (Toledo Filho et al., 2000).

3.2.2. Clasificación de las fibras según la normativa europea

Como se indicó anteriormente, la norma europea 14889 del 2006 (European Committee for Standardization, 2008b, European Committee for Standardization, 2008a) contempla solo dos tipos de fibras: las de acero y las poliméricas. Estas últimas, a su vez, se dividen en micro-fibras no estructurales y macro-fibras estructurales, en función de que su diámetro sea inferior o superior a 0,30 mm. Dicha norma se centra en las especificaciones y la clasificación de las

fibras, además de indicar los métodos de ensayo que se tienen que emplear de manera standard. De esta manera, el código define las posibles formas geométricas de las fibras, sus características físicas y establece los procedimientos de medida de sus propiedades mecánicas, como el módulo de elasticidad o la tensión a tracción. En la Figura 3.4 se indica la clasificación de fibras según EN-14889 (European Committee for Standardization, 2008b, European Committee for Standardization, 2008a).

Para considerar el uso estructural de las fibras, la norma EN-14889 (European Committee for Standardization, 2008b, European Committee for Standardization, 2008a) establece valores mínimos de resistencia residual para unas determinadas aberturas de fisura, en tanto que el CM2010 (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010) y la EHE-08 (Ministerio de Fomento, 2008) definen estos requerimientos en función de porcentajes referidos a la máxima tensión obtenida en el ensayo de tracción por flexión. Estos valores y porcentajes se muestran en el apartado 3.6 de este trabajo. Todo ello se justifica con el ánimo de evitar el comportamiento frágil del material (di Prisco et al., 2013).

Figura 3.4. Clases de fibras según EN-14889 (Wimpenny et al., 2009, Alberti, 2015)

3.2.3. Fracción volumétrica de fibras

Un factor importante a la hora de diseñar un HRF es la cantidad de fibras que pueden adicionarse en la matriz de hormigón. Los códigos de hormigón limitan esta cantidad, ya que puede afectar a: la forma de elaboración del hormigón, la maquinaria a emplear, los métodos de vertido y compactación y, por tanto, las propiedades finales del material. En el caso de la

EHE-08 ese límite se establece en un 1,5% del volumen de la mezcla. Esta limitación fue sobrepasada en investigaciones relacionadas con el material, encaminadas a conocer sus propiedades y sus límites de trabajabilidad, llegando hasta valores de un 12%. La cantidad de fibras se indica de dos maneras: mediante su fracción volumétrica, según la ecuación (3.1) o en peso (kg/m^3), como cualquier otro componente de la dosificación del hormigón.

$$V_f(\%) = \frac{W_f}{\rho \cdot V_o} \cdot 100 \quad (3.1)$$

En la ecuación, W_f es el peso de las fibras para un volumen de referencia de 1 m^3 , ρ la densidad de la fibra y V_o el volumen total de hormigón.

En relación con las fibras estructurales queda constancia de que una pequeña adición de fibras comporta una mejora importante en las deformaciones del elemento a tracción (Kooiman et al., 2000, Alberti et al., 2014a). La capacidad de carga se ve mejorada en elementos sometidos a flexión tras producirse su fisuración. Estas mejoras de comportamiento debidas a la inclusión de fibras se pueden ver minoradas, por lo que debe mantenerse e incrementarse moderadamente la cantidad de fibras, ya que una elevada proporción de las mismas puede poner en serio riesgo la trabajabilidad y compactación del material (Yazıcı et al., 2007).

Por todo lo indicado, el volumen de fibras debe ser considerado en función de los requerimientos. Así, para fibras estructurales el límite se sitúa en el antes citado 1,5%, aunque en hormigones de ultra altas prestaciones ese volumen puede incrementarse más allá de un 2%, por la necesidad de los requisitos de alta resistencia y multifisuración que se requieren (Naaman, 2003). En otras aplicaciones como: hormigón proyectado, técnicas con spray y lechadas con fibras, este volumen puede llegar a valores de hasta un 15%. En la Figura 3.5 se muestra, como resumen de 30 años de empleo del HRF, las fracciones volumétricas más empleadas para cada tipo de fibra según diversas investigaciones.

Figura 3.5. Tipos de fibras y fracción volumétrica, en % de la matriz (Zollo, 1997)

Otro factor a considerar en el estudio del HRF es la aleatoriedad de las fibras. Éstas no se encuentran orientadas ni distribuidas de manera homogénea en una determinada sección y por tanto no se puede determinar con certeza el área de refuerzo de fibras, contrariamente a lo que sucede con la armadura convencional.

3.2.4. Comparativa entre fibras de acero y macro fibras de poliolefina

Como ya se ha indicado las fibras sintéticas y de acero son las más empleadas como refuerzo estructural en el hormigón, siendo además las únicas contempladas por la normativa. Por ello, resulta fundamental el conocimiento de sus propiedades mecánicas, con objeto de elegir adecuadamente el tipo de refuerzo en el hormigón, sin dejar de tomar en consideración las características de trabajabilidad en estado fresco, su fiabilidad y su durabilidad en el tiempo.

Las fibras de acero y poliolefina han mostrado diferentes comportamientos, por lo que resulta interesante llegar a considerar en la misma estructura diferentes soluciones de refuerzo. Por todo ello es necesario realizar una comparación entre los dos tipos de fibras, para lo cual se ha tomado como referencia la Tabla 3.2 en la que se resumen las principales características de ambas (Wimpenny et al., 2009).

La mayoría de la investigación desarrollada para el análisis de las propiedades de estas dos fibras ha sido basada en ensayos mecánicos de HRF con uno u otro tipo de fibra e incluso con mezcla de ambas (Alberti et al., 2014b). El mayor problema que presentan las fibras poliméricas es su coste. Este aspecto puede mitigarse en el hipotético caso de que el acero sufra un incremento de precios, tal y como ha sucedido en la primera década de este siglo.

Tabla 3.2. Comparación entre las características de las fibras de acero y las macro fibras de poliolefina. Adaptado de (Alberti, 2015)

Característica	Fibras de acero	Macrofibras sintéticas
Trabajabilidad	Reducida	Ligeramente reducida
Fisuración por retracción inicial	No afecta	Reduce ligeramente
Fisuración por acciones térmicas	Reduce	Reduce ligeramente
Resistencia al "spalling" por fuego	Incrementa ligeramente	Incrementa
Resistencia a compresión	No afecta	No afecta
Resistencia residual a flexión	Incrementa ligeramente	Incrementa
Resistencia frente a impacto	Importante incremento	Incrementa
Tenacidad de fractura	Incrementa	Incrementa
Resistencia a la abrasión	Incrementa	Incrementa ligeramente
Resistencia frente a hielo-deshielo	Incrementa ligeramente	Incrementa
Permeabilidad	Incrementa ligeramente	Incrementa ligeramente
Desgaste de equipos (proyectado)	Incrementa	Se reduce
Acabados	Tratamiento especial	Pueden sobresalir fibras (flotan)
Durabilidad exposición cloruros	Incrementa	Incrementa notablemente
Seguridad	Riesgo en el manejo	Incrementa

Comparación con hormigón convencional sin armadura

Por su parte, las fibras de acero presentan el inconveniente de la corrosión. El acero se encuentra protegido de la corrosión en el medio cementicio alcalino (Fernández Cánovas, 2007), pero puede verse afectado si el elemento que lo protege sufre algún daño en su integridad estructural. En el caso del HRFA esta conclusión no resulta ser tan obvia, aunque si es evidente que las fibras más externas del elemento estructural no tendrán la protección suficiente y estarán expuestas a corrosión. Investigaciones previas han puesto de manifiesto que el menor tamaño de las fibras mantiene una fina capa de protección, lo que obliga a que sea necesaria una mayor concentración de iones cloruro para producir la despasivación del acero y su corrosión (Granju and Balouch, 2005, Mangat and Gurusamy, 1988). Hasta el momento, los códigos estructurales fijaban la protección de las armaduras mediante recubrimientos mayores, pero con el uso del HRFA no es posible asegurar dicha protección. Por el contrario, las fibras poliméricas no sufren corrosión, siendo químicamente estables y presentando una adecuada durabilidad.

3.3. Dosificación y elaboración del hormigón reforzado con fibras

La adición de fibras en el hormigón representa como máximo un volumen del 1,5% siempre que se quiera considerar su carácter estructural conforme a las normativas. Debido a que ese volumen es muy reducido, teóricamente, el proceso de amasado no tendría que cambiar en relación al hormigón sin reforzar (Mindess et al., 2003). El resto de los componentes del HRF permanecen inalterables en su dosificación, no obstante, por la adición de fibras, se ve afectada la trabajabilidad en estado fresco. Para mejorar esa trabajabilidad es posible realizar ligeras variaciones en la dosificación de los áridos, mediante el incremento de la relación entre los áridos finos y el total de áridos. La maquinaria para la elaboración del HRF es la misma que la de un hormigón normal, pero requiere de un estudio más detallado de la secuencia de amasado para evitar la formación de erizos o segregación de fibras.

En los áridos empleados en el HRF, es importante el límite establecido por el tamaño máximo del árido (TMA), pudiendo adoptarse un valor inferior a $2/3$ de la longitud de las fibras. En el caso del HRFA es habitual emplear una longitud de fibra que sea de 2 a 5 veces mayor que el TMA (Grünwald, 2004). El límite del TMA permite una buena trabajabilidad y la mejor distribución de los áridos en estado endurecido. Un último efecto del TMA es la disminución de la posible formación de erizos de fibras. En la Figura 3.6, se aprecia el efecto del TMA en la distribución de fibras. Respecto al árido grueso, su contenido es un factor que limita la dosificación del contenido de fibras. El máximo contenido de fibras se establece como aquel para el cual la compactibilidad decrece de manera drástica y que puede variar para cada tipo de fibra (Swamy and Mangat, 1974).

Figura 3.6. Efecto del tamaño máximo del árido en la distribución de fibras. Adaptado de (Johnston, 2004, Alberti, 2015)

Al igual que en los hormigones sin reforzar, la relación agua/cemento y el contenido de cemento resultan decisivos en su dosificación. En el caso de los HRFA es recomendable aumentar la cantidad de cemento en un 10% (Kooiman et al., 2000) debido a la mayor rigidez y peso de las fibras de acero. Sin embargo, esta rigidez de las fibras de acero afecta a la trabajabilidad a la hora de su mezcla y vertido. Este efecto no se detecta en las fibras de poliolefina por su menor densidad y rigidez.

En referencia a las fibras, un factor relacionado con la compactabilidad es la esbeltez (l_f/ϕ_e). Su valor se encuentra acotado entre 50 y 150, a causa de la trabajabilidad y dispersión. Está comprobado que la compactabilidad está linealmente relacionada con la esbeltez de las fibras (Grünwald, 2004). La densidad de compactación mejora con esbelteces bajas y con el aumento de la dosificación del árido fino. Además de la esbeltez, en este sentido, el tipo de material de las fibras es importante. En la Figura 3-7(a) se muestra el efecto de embolsado en una mezcla sin fibras, en tanto que las fibras de acero pueden provocar efectos como el de la Figura 3-7(b), que no ocurren en el caso de las fibras flexibles sintéticas de la Figura 3-7(c).

Sin embargo, resulta posible realizar un hormigón autocompactante con cantidades mayores de fibras. Por tanto, si se diseña correctamente una mezcla, ésta se puede: realizar, bombear, colocar, compactar por vibrado o autocompactar y además pasar a través de posibles obstáculos como armaduras tradicionales de flexión, todo ello consiguiendo unas buenas características resistentes al endurecer.

Figura 3.7. Efecto de embolsado en mezclas de arena y grava: (a) sin fibras, (b) con fibras rígidas. Adaptado de (Martinie et al., 2010) y (c) con macro fibras sintéticas. Adaptado de (Alberti, 2015)

Las condiciones de puesta en obra del hormigón también deben tomarse en consideración a la hora de diseñar la mezcla de componentes. Así, en el caso de un HRF colocado por bombeo es recomendable reducir su árido grueso hasta en un 10% (Grünwald, 2004). Estas condiciones, junto con la forma de vertido y la del encofrado afectan a las propiedades del HRF en su estado final ya que, en función de éstas, las fibras adoptan su posición definitiva (Torrijos et al., 2010).

En el caso del hormigón autocompactante (HAC) el flujo de vertido se ve reducido en función del tipo de fibra y de su geometría. Según diversos criterios de diseño se establece un diámetro de entre 600 y 700 mm en el ensayo de escurrimiento. La inclusión de fibras modifica los resultados en comparación con el hormigón sin fibras, lo que aporta información relevante sobre la máxima cantidad de fibras que se pueden incluir sin reducir las propiedades autocompactantes. Los posibles problemas derivados de la inclusión de fibras en el HAC se resumen en la Figura 3.8, estudiados en diversas investigaciones con base en el HRF+HAC (Zollo, 1997, Martinie et al., 2010) o con fibras de poliolefina (Alberti et al., 2014a). La menor densidad y la facilidad de doblado que presentan las fibras de poliolefina cambian el comportamiento en relación al de las fibras de acero.

Figura 3.8. Patrones de flujo que indican que se ha superado el máximo contenido de fibras en el HAC (Grünwald and Walraven, 2001): (a) por obstrucción del flujo, (b) por agrupación de fibras y/o áridos sin apenas efectos sobre el flujo y (c) por agrupación y obstrucción del flujo

Los procesos de llenado de los moldes en el hormigón vibrado (HV) y HAC son diferentes ya que se pueden producir variaciones significativas de características y orientación de las fibras durante el vertido. Aunque las dosificaciones sean análogas, a la hora de hablar del vertido del material en los moldes cabe indicar que el posicionamiento de las fibras mejora en relación a la dirección de vertido en el HAC. Por el contrario, la compactación mediante vibrado provoca un alineamiento de las fibras en dirección perpendicular a la dirección de vibración. Al final del llenado de los moldes, mediante la nivelación final se puede ayudar al alineamiento de las fibras, sobre todo con el uso de fibras rígidas y pesadas.

En referencia a la compactación, ésta resulta más difícil de conseguir cuanto mayor sea tanto el contenido de fibras como el árido. Según la EHE-08 es recomendable un asiento de unos 9 cm en el cono de Abrams para el hormigón vibrado. Este tipo de ensayo estático muestra que el HRFA presenta mayor rigidez que un hormigón convencional. Sin embargo, al realizar ensayos dinámicos ambos hormigones muestran una trabajabilidad similar (Grünwald, 2004). La trabajabilidad puede influir en el proceso de producción (Kooiman et al., 2000), por lo que debe prestarse un interés especial en su planificación.

Con el fin de minimizar las diferencias que se producían durante el vertido del HAC y HV las normas EN14651 (European Committee for Standardization, 2007) y RILEM-162 (RILEM, 2002) indican el procedimiento de hormigonado y llenado de los encofrados con fines experimentales. Es importante este aspecto ya que puede afectar a la fiabilidad de las probetas del laboratorio y debe considerarse a la hora de extrapolar los resultados experimentales a la realidad estructural. Así el HAC debe ser vertido hasta el llenado del molde desde uno de sus extremos hacia el opuesto sin ningún tipo de compactación según se muestra en la Figura 3.9(a). Esta técnica ha sido empleada en HRF+HAC con resultados fiables (Døssland, 2008, Grünwald et al., 2012). Por lo que respecta al vertido del HV, se debe poner en el centro del molde el doble de volumen que el situado en los extremos, contabilizando un 90% del peso del hormigón de la probeta, conforme a la Figura 3.9(b). El molde debe ser rellenado y coronado mientras se produce la compactación.

Figura 3.9. Métodos de relleno para el HRF: (a) para el HAC y (b) para el HV. Adaptado de (Grünwald, 2004, Alberti, 2015)

En este punto quedan claras las diferencias que existen entre el HAC y el HV, diferencias que se centran en: el método de vertido, los ensayos en estado fresco, la compactación y el estado final del material. Semejantes procesos afectan al posicionamiento final de las fibras y por tanto al comportamiento y dispersión de los resultados en estado endurecido. De forma

general, según la Figura 3.10, se muestra el proceso de producción de ambos tipos de hormigón.

La fiabilidad de los ensayos se ve acrecentada con métodos de producción garantizados y el correcto almacenamiento de las probetas. Otra cuestión a tener en cuenta es la relación de tamaños entre las fibras y los moldes. Así las fibras tienden a adoptar distintas posiciones en un encofrado si este es cilíndrico o prismático. Estos condicionantes de elaboración del hormigón tienen una influencia significativa en el posicionamiento final de las fibras y por ende en las propiedades del material.

Figura 3.10. Procedimientos de producción del HAC y HV Adaptado de (Alberti, 2015)

3.4. Efecto de las fibras en las propiedades mecánicas del hormigón

Las principales propiedades mecánicas del hormigón son su resistencia a compresión y su módulo de deformación, tal y como se indicó anteriormente. Junto a éstas resulta interesante para el aprovechamiento estructural del HRF el estudio de su resistencia a tracción y cortante. Para el análisis de la resistencia a compresión y tracción existen bastantes estudios, tanto con fibras de acero (Song et al., 2005, Wafa and Ashour, 1992) como con fibras sintéticas (Song et al., 2005, Alberti et al., 2014a). Se puede asegurar que, en general, las condiciones mecánicas del hormigón se ven mejoradas con la adición de fibras, aunque estas mejoras varían en función del tipo y la forma de las fibras.

A continuación, se da un repaso de las cuatro propiedades principales del HRF, tomando en consideración que la resistencia a tracción aquí indicada se refiere únicamente a la tracción inicial según ensayos de tipo "brasileño". La resistencia a tracción por flexión de un HRF resulta ser clave para definir el posible uso estructural de las fibras, por lo que se tratará en un apartado posterior.

La manera de evaluar la resistencia a compresión de un HRF es similar a la realizada en un hormigón convencional sin reforzar, según EN-12390-3 (European Committee for Standardization, 2009). En general, una cantidad normal de fibras no muestra valores de resistencia a compresión muy diferentes al de su hormigón de referencia. Las fibras provocan que no exista un fallo frágil en el hormigón, aportado ductilidad y tenacidad al material. Al incrementar el volumen de fibras o emplear fibras más esbeltas, mejora considerablemente su tenacidad y ductilidad (Nawy, 2008). En la Figura 3.11 se pueden ver los comportamientos de diferentes hormigones con y sin refuerzo sometidos a esfuerzos de compresión. El comportamiento durante la rama de carga es similar en todos los hormigones, pero en los HRF se muestra una rama suave de descarga que indica un mejor comportamiento post-pico. Este comportamiento se produce incluso con pequeñas dosificaciones de fibras, lo que hace que el HRF sea un material idóneo para la realización de elementos de fachadas o túneles, ya que previene el desconchado del material (Liu et al., 2008). Se han llevado a cabo diversos estudios (Yazıcı et al., 2007, Fanella and Naaman, 1985) variando la forma, la esbeltez y el volumen de fibras. En todos ellos se demuestra que la resistencia a compresión, la carga máxima y la tenacidad aumenta, pero siempre de manera leve o inapreciable. Una vez sobrepasado un cierto umbral de fibras los valores de resistencia a compresión pueden resultar inferiores a los del hormigón sin reforzar. Esto es debido a un empeoramiento en la trabajabilidad y compactación del material. Este umbral de fibras que hace mejorar la resistencia a compresión del HRF se sitúa en valores que oscilan entre un 0,5 y 1,5% de volumen de fibras (Li et al., 1992).

Figura 3.11. Curvas tensión-deformación en compresión para hormigón sin reforzar y HRF.
Adaptado de (Boulekbache et al., 2010)

El comportamiento mecánico del HRF sometido a compresión se muestra en la Figura 3.12 (Markeset, 1993). El modelo se basa en grietas longitudinales que aparecen para una carga cercana a 3/4 del pico de tensión en la zona central de la probeta tras sobrepasarse la respuesta elástica del material. Junto a este primer fallo se genera un segundo modo de fallo. Las tensiones longitudinales en las fisuras generan unas bandas de esfuerzo cortante, produciendo deslizamiento entre ellas. La presencia de fibras previene estas deformaciones laterales, consiguiendo un comportamiento dúctil (Kooiman et al., 2000). Investigaciones recientes han

demostrado que la ductilidad a compresión aumenta con el confinamiento activo de las fibras para volúmenes de fibra superiores al 0,45% (Fantilli et al., 2011). Esta conclusión es comparable, en pilares, a la que se produce por confinamiento exterior a lo largo del elemento.

Figura 3.12. Modelo de la zona de daño a compresión de un hormigón sin reforzar (Markeset, 1993, Alberti, 2015)

El ensayo brasileño se emplea para evaluar la resistencia a tracción indirecta del HRF. Tal y como se puede ver en la Figura 3.13 el ensayo consiste en la colocación de una carga en la dirección del diámetro vertical de la probeta. En este ensayo indirecto se coloca una probeta cilíndrica con su eje horizontal entre las placas de la máquina de ensayo y la carga se aplica progresivamente a lo largo de su generatriz superior hasta rotura. El ensayo se encuentra normalizado según EN 12390-6 (European Committee for Standardization, 2010d). En él se dispone de unas pequeñas bandas de madera contrachapada situadas en las placas de la máquina, lo que evita el giro de la probeta y la correcta aplicación de la carga a la vez que consigue mantener el aumento del valor de la carga indicado por la norma (Rocco et al., 1999). Tras la rotura de la probeta, en el HRF, se produce un segundo modo de fallo. Cada mitad de la probeta se encuentra cargada excéntricamente y sometida a esfuerzo flector. Procesar estos resultados de una manera uni-axial resulta complicado (Kooiman et al., 2000).

Figura 3.13. Ensayo a tracción por hendimiento “Brasileño” (Neville, 1981, Alberti, 2015)

Si se analiza su curva de comportamiento existe una rama post-fisuración que muestra la capacidad de deformación del HRF, como se muestra en la Figura 3.14. Este ensayo proporciona valores interesantes de resistencia a tracción, aunque no sean precisos debido a los efectos de segundo orden antes mencionados. La mejora en el comportamiento a tracción de los HRF es importante incluso para volúmenes de fibra pequeños (Thomas and Ramaswamy, 2007, El-Dieb, 2009), ya que las fibras proporcionan al material compuesto la capacidad de transmitir tensiones a través de las grietas. La relación entre la resistencia a compresión y tracción se ha propuesto, y de hecho se ha incorporado en diversas normas con fórmulas como la de la ecuación (3.2) según la EHE-08. La precisión de la correlación entre estas resistencias no siempre es clara, sobre todo por la influencia que presenta el HRF en función del tipo y volumen de fibras (Xu and Shi, 2009).

$$f_{ct} = 0,3(f_{cm})^{2/3} \quad (3.2)$$

Figura 3.14. Efectos de segundo orden durante los ensayos a tracción por hendimiento, realizados sobre HRF (Alberti, 2015)

En relación al módulo de elasticidad del HRF, la regla de mezclas en un material compuesto (toma en consideración las fibras como esferas sin variación de orientación y distribución)

proporciona valores que sirven como aproximación inicial. Para una mayor precisión se puede utilizar la ecuación (3.3) en la que se consideran los efectos de longitud y orientación de fibras como factores experimentales estimados (η_0 y η_1) (Bentur and Mindess, 2014).

$$E_{composite} = E_{matriz} \cdot (1 - V_f) + \eta_0 \cdot \eta_1 \cdot E_{fibra} \cdot V_f \quad (3.3)$$

Debido a que no existe en la literatura una postura unánime en relación al aumento o disminución del módulo de elasticidad del HRF y con objeto de evaluar la evolución de las propiedades mecánicas del HRFA, se definió el concepto de índice de fibras de acero. Este concepto toma el valor como producto del volumen de fibras y la esbeltez. Con este concepto se realizó el estudio del módulo de elasticidad de la Figura 3-15 (Jo et al., 2001) en función de diversos trabajos previos. Se observó que el módulo de elasticidad alcanza un máximo a partir del cual los valores descienden.

Figura 3.15. Gráfica módulo de deformación en relación al índice de fibras de acero. Adaptado de (Jo et al., 2001)

Respecto de la resistencia a cortante, ésta se ha relacionado con la resistencia a tracción indirecta, según la ecuación (3.4) para HRFA (Sharma, 1986), donde V_{cf} es la tensión media a cortante, resultando ser función de la inversa de la relación vano de cortante/canto útil (a/d). Si esta relación disminuye y el volumen de fibras aumenta, la resistencia a cortante también se incrementa proporcionalmente (Nawy, 2008). En cualquier caso, el efecto de la adición de fibras mejora el comportamiento a cortante del hormigón. Los ensayos que se han desarrollado para el estudio de esta resistencia son de dos tipos: los realizados sobre vigas, sometiendo al material a esfuerzos de flexión y cortante (Altoubat et al., 2009, Cuenca and Serna, 2013b, Yoo et al., 2017) y los ensayos de corte puro, realizados por diferentes métodos experimentales (Mirsayah and Banthia, 2002, Echegaray, 2014, Picazo et al., 2018).

$$V_{cf} = \frac{2}{3} f_{ct} \left(\frac{d}{a} \right)^{1/4} \quad (3.4)$$

La principal motivación del presente trabajo es aportar información relevante respecto del esfuerzo cortante en HRF, ya que existe una falta de información sobre todo tomando como base elementos resistentes sometidos a esfuerzo cortante directo, estudiando el modo de generación y propagación de fisuras y realizando un modelo analítico de comportamiento. Por este motivo, más adelante se indican con mayor detalle las investigaciones llevadas a cabo sobre el esfuerzo cortante. Sirva este primer contacto con esta resistencia para indicar que esta mejora del orden de 100 o 200% en relación al hormigón sin reforzar con la pequeña adición de un 1% (Li et al., 1992), además de retrasar la aparición de la fisuración.

3.5. Orientación de las fibras

La orientación y disposición de fibras en una pieza de HRF tiene una gran influencia en las propiedades del material endurecido (Grünewald et al., 2012), como se indica en la Figura 3.16, que muestra los principales factores que intervienen en la variación de este principio.

Figura 3.16. Factores principales que intervienen en la variación de la orientación de las fibras.
Adaptado de (Grünewald et al., 2012)

Durante la fase de hormigonado del encofrado, el hormigón se ve sometido a esfuerzos de cortante por los que las fibras tienden a ocupar una posición de mínima energía. Esta posición provoca que las fibras se alineen en la misma dirección del flujo de vertido. De cualquier forma, la posición de las fibras no es estable, pudiendo producirse rotación en las mismas, hasta volver a orientarse con el flujo (Martinie and Roussel, 2011, Deeb et al., 2014). Otro efecto a considerar durante el vertido son las condiciones de confinamiento del hormigón, ya que se produce un rozamiento entre el material y el molde. Este efecto de fricción entre el hormigón y el molde provoca variaciones en la orientación de las fibras (Boulekbache et al., 2010). Lo mismo puede suceder debido a la presencia de obstáculos como las barras de acero de refuerzo, por lo cual es recomendable, en el HRFA, aumentar la distancia mínima entre barras por lo menos tres veces la longitud de la fibra (Groth, 2000).

La compactación es un factor muy importante a considerar. Así, un vibrador interior en el hormigón no es recomendable, ya que se produce un efecto de alejamiento de las fibras de la

posición en la que se ha introducido el vibrador (Døssland, 2008). Si se vibra el hormigón en una mesa vibrante se tiende a producir una orientación plana, perpendicular a la dirección del vibrado (Barragán, 2002). En este momento parece claro que las propiedades de flujo en estado fresco del HAC han demostrado una mejor alineación de las fibras y por tanto una mejora de las características resistentes a fractura del material (Stähli et al., 2008).

Por todo lo indicado, resultan definitivos, como factores a considerar para la colocación final de las fibras la forma de vertido del hormigón, el modo de compactación y el efecto pared (Alberti, 2015).

No solo es importante conocer o prever la orientación de las fibras. Otro factor a considerar es el número de fibras que realmente trabajan en una determinada sección. Para ello se debe de considerar el valor conocido como coeficiente de orientación, según la ecuación (3.5) que representa la relación entre el número real de fibras, n , y el número teórico de las mismas en una determinada sección, t_h , (Krenchel, 1975).

$$\theta = \frac{n}{t_h} = \frac{n \cdot A_f}{A_c \cdot V_f} \quad (3.5)$$

En esta ecuación A_c es la superficie de fractura, V_f es el volumen de fibras en relación al volumen de la probeta y A_f es el área de la sección transversal de una fibra (Alberti et al., 2016d).

El factor de orientación en una viga puede estudiarse en función de una sección, dividida en tres zonas donde varía la orientación de las fibras, según se muestra la Figura 3.17(a) (Dupont and Vandewalle, 2005). La zona central de la pieza es considerada como isotrópica. En la segunda zona, próxima a una pared del molde, el coeficiente de orientación aumenta. En la zona superior de la probeta se asume el mismo coeficiente que las zonas cercanas a una pared debido a que la superficie final de hormigonado se alisa, provocando que no haya fibras salientes. Por último en las cuatro esquinas de la pieza el factor de orientación toma su máximo valor, según se ve en la Figura 3-17(b) (Laranjeira et al., 2012).

Figura 3.17. Efecto pared: (a) zonas de diferentes factores de orientación en una sección transversal de una viga (Dupont and Vandewalle, 2005) y (b) detalle del factor de orientación en una esquina de la viga. Adaptado de (Laranjeira et al., 2012)

Con el fin de estimar la orientación y distribución de fibras de un elemento se emplean diferentes métodos. El primero de los que se indican consiste en dividir la pieza ensayada en secciones perpendiculares a su directriz, realizar un mallado de la sección, contar el número de fibras en cada sector y sumar el valor. Un segundo proceso consiste en cortar las probetas en las tres direcciones de los ejes de la probeta, como muestra la Figura 3.18 (Gettu et al., 2005), lo que permite evaluar la calidad del hormigón realizado, mostrando cualquier concentración de fibras o posible segregación de las mismas. Como complemento, las superficies de corte pueden ser tratadas con sistemas de vídeo-extensometría que proporcionan más información. Una tercera forma de determinar esta distribución es usar un fluido translúcido junto con modelos reológicos (Boulekbache et al., 2010). En este estudio se concluyó que las fibras se encuentran bien orientadas en función del flujo de vertido y que dicha orientación rige el comportamiento del material. Cabe añadir como cuarta técnica la tomografía computerizada, que proporciona resultados fiables, tanto para fibras de acero (Stähli and Van Mier, 2007) como de poliolefina (Pujadas et al., 2014b). Por último, en el HRFA y debido a sus propiedades eléctricas, se han empleado técnicas de resistividad (Lataste et al., 2008), propiedades magnéticas (Ferrara et al., 2012) o inductividad (Cavalaro et al., 2015).

Figura 3.18. Superficies de corte para poder estimar la orientación y distribución de fibras.
Adaptado de (Gettu et al., 2005)

Diversos estudios (Soroushian and Lee, 1990, Dupont and Vandewalle, 2005, Alberti et al., 2016d, Alberti et al., 2017a) desarrollaron modelos predictivos del coeficiente de orientación de fibras de acero en el hormigón. Los valores aportados por estas investigaciones se indican en la Tabla 3.3, divididos en función de las condiciones de contorno probabilísticas en un plano (2-D), o en el espacio (3-D).

Tabla 3.3. Valores del coeficiente de orientación de fibras de acero (Soroushian and Lee, 1990, Dupont and Vandewalle, 2005, Alberti et al., 2016d, Alberti et al., 2017a)

LÍMITES PROBABILÍSTICOS	2-D	3-D
Soroushian and Lee (1990)	0,637	0,405
Dupontand Vandewalle (2005)	0,600	0,500
Alberti, Enfedaque y Gálvez (2016 y 2017)	0,637	0,500

Para fibras de base polimérica se desarrolló un modelo matemático que permite obtener los diferentes valores del coeficiente de orientación en piezas de hormigón, tomando en consideración tres zonas distintas de la sección transversal (Alberti et al., 2016d). Según la Figura 3.19, en la zona central de la probeta, donde el hormigón no sufre contacto con las paredes del molde y fluye sobre partículas de la misma masa, el coeficiente de orientación tomará un valor θ_1 . En zonas designadas como 2, con θ_2 , se produce una interacción entre el hormigón y una pared del molde, por lo que el coeficiente de orientación no podrá tomar el mismo valor que en la zona central. Por último, existe un tercer valor del coeficiente donde la interacción se produce con dos paredes del encofrado, con un coeficiente de orientación θ_3 .

Figura 3.19. Coeficientes de orientación por zonas de la sección transversal de una viga. Adaptado de (Alberti, 2015)

Según este modelo, los valores obtenidos con base en un hormigón autocompactante fueron los mostrados en la Figura 3.20.

Figura 3.20. Áreas teóricas con diferentes coeficientes de orientación y valores de estos (Alberti et al., 2016d)

En relación a elementos planos de hormigón se ha demostrado una disminución muy significativa en el factor de orientación con la relación entre la esbeltez de la fibra y el espesor de la losa (Michels et al., 2012). De igual forma, en este tipo de elementos las propiedades mecánicas pueden ser bastante diferentes en función de la zona de la pieza estudiada (Zerbino

et al., 2012). Se puede afirmar, sin ninguna duda, que en caso de elementos de tipo superficial el factor determinante de la posición final de las fibras es la geometría de las piezas.

3.6. El hormigón reforzado con fibras como material estructural

Como ya se dijo, al hablar del hormigón, las infraestructuras y la edificación de nuestra sociedad no se pueden concebir sin el uso del hormigón. Sus características son bien conocidas: una elevada resistencia a compresión, baja resistencia a tracción (Bazant and Planas, 1997a) y un comportamiento casi-frágil con baja ductilidad. Para mejorar su comportamiento a tracción y elevar su ductilidad se ha empleado desde hace muchos años la solución del refuerzo mediante barras de acero incluidas en su sección. Actualmente, se está empleando el refuerzo estructural mediante la incorporación en la masa del hormigón de fibras aleatoriamente dispuestas (Zollo, 1997, Romualdi and Mandel, 1964), que pueden ser de acero, poliméricas o de origen inorgánico. Así, este refuerzo con fibras se puede tener en consideración en el diseño estructural, dependiendo de la resistencia residual a tracción por flexión. De cualquier forma, las fibras aportan una función no estructural que consiste en controlar la fisuración por retracción a temprana edad (Alani and Beckett, 2013).

Diversos ensayos normalizados se usan para evaluar el comportamiento del HRF: resistencia a compresión, resistencia indirecta a tracción, módulo de deformación y ensayos de flexión. De estos tipos, el ensayo de resistencia a tracción por flexión en probetas entalladas es el más empleado para obtener la contribución de las fibras a la resistencia residual del hormigón (European Committee for Standardization, 2007, RILEM, 2002, ASTM, 2007). En la Figura 3.21 se muestra el esquema del ensayo según EN14651, junto con una fotografía de un ensayo real.

Figura 3.21. Esquema y fotografía del ensayo según EN14651:2007 (European Committee for Standardization, 2007)

Partiendo de estos ensayos es posible obtener la resistencia a tracción. Con estos ensayos no solo es posible obtener valores de esta resistencia, sino que también sirven para poder obtener, mediante un análisis inverso, los modelos constitutivos de comportamiento en fractura. La norma EN 14889 (European Committee for Standardization, 2008a, European Committee for Standardization, 2008b) define las condiciones mínimas que deben cumplir las fibras de acero y poliolefina para considerar su contribución en el cálculo estructural: "El fabricante debe declarar el volumen unitario de fibras, en kg/m^3 que consiga alcanzar una resistencia residual a flexión de 1,5 MPa a 0,5 CMOD (equivalente a 0,47 mm de flecha central) y una resistencia residual a flexión de 1 MPa a 3,5 mm CMOD (equivalente a 3,02 mm de flecha central)". Con estas premisas, las normas toman en consideración la contribución estructural de las fibras aleatoriamente dispuestas en la masa del hormigón. En estos ensayos, de acuerdo con la Figura 3.22, la carga aplicada se transforma en resistencia residual a una cierta abertura de entalla, de acuerdo con la ecuación (3.6).

Figura 3.22. Diagrama tipo carga abertura de fisuras (Ministerio de Fomento, 2008)

$$F_{R,j} = 3F_j \cdot l/2b \cdot h_{sp}^2 \quad (3.6)$$

Donde F_j es la carga a una determinada abertura de fisura medida con una abertura de la boca de entalla (CMOD) dado, l es la luz entre apoyos, b es el ancho de la pieza y h_{sp} es la altura del ligamento de la sección.

Según la norma EHE-08 (Ministerio de Fomento, 2008) los requisitos para considerar la contribución estructural de las fibras en el hormigón consisten en el cumplimiento de las ecuaciones 3.7 y 3.8. Por su parte, el CM-2010 (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010) exige el cumplimiento de las ecuaciones 3.7 y 3.9.

$$f_{R1}/f_{LOP} > 0,4 \quad (3.7)$$

$$f_{R3}/f_{LOP} > 0,2 \quad (3.8)$$

$$f_{R3k}/f_{R1k} > 0,5 \quad (3.9)$$

Siendo f la carga para determinadas aberturas de fisura, f_{LOP} en el límite de proporcionalidad, f_{R1} para 0,5 mm de CMOD y f_{R3} para 2,5 mm de CMOD.

Los valores indicados de resistencia residual buscan los requerimientos de seguridad exigidos a una estructura en relación a sus estados límites de servicio y último. Como se puede ver, estos requisitos son función de resistencias y abertura de fisura. Las curvas carga-CMOD se obtienen conforme a EN 14651:2007+A1, lo que permite obtener no sólo los valores de resistencia para ser utilizados en el diseño estructural, sino también los valores clave para tener en cuenta la contribución de las fibras.

Por todo lo anterior, aunque el principal objetivo de este trabajo está basado en el comportamiento a esfuerzo cortante del HRF, es importante tener claro la forma en que las normativas contemplan la capacidad estructural de las fibras. Así, las instrucciones (Ministerio de Fomento, 2008, International Federation for Structural Concrete (fib), 2010) consideran el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción mediante una contribución aditiva

del refuerzo mediante fibras, mediante la suma de los valores de resistencia a cortante del hormigón, de la armadura de cercos y del refuerzo de fibras, según la ecuación 3.10.

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} + V_{fu} \quad (3.10)$$

3.6.1. Fractura de un material frágil reforzado con fibras

La mejor manera de abordar el comportamiento a fractura de un material frágil reforzado con fibras largas direccionales sometido a esfuerzo axial es mediante el modelo denominado “ACK” (Aveston et al., 1971). Dicho modelo describe el proceso mediante tres estados diferentes de fisuración conforme a la Figura 3.23.

Figura 3.23. Curva tensión-deformación conforme al modelo teórico “ACK” (Aveston et al., 1971)

Los tres estados de fisuración se describen a continuación:

- En el estado I (Aveston et al., 1971) la fibra y la matriz se encuentran en un estado de isodeformación hasta que se genera la primera fisura, al superarse la deformación de rotura de la matriz en puntos donde existe concentración de tensiones. Cuando la fisura alcanza la interfaz fibra-matriz se genera una concentración de tensiones por la que se produce el despegue de la fibra en relación a la matriz, avanzando por tanto la fisura en la interfaz y deteniéndose en la matriz. Como se aprecia en la Figura 3.23, se trata de una franja lineal donde el módulo de elasticidad del material compuesto se calcula conforme a la regla de las mezclas, según la ecuación (3.11).

$$E = E_f V_f + E_m (1 - V_f) \quad (3.11)$$

En la ecuación (3.11) V_f es la fracción volumétrica de las fibras y E , E_f y E_m el módulo de elasticidad del material compuesto, el de las fibras y el de la matriz, respectivamente.

- En el segundo estado (Aveston et al., 1971), la deformación que sufren las fibras es mayor que la de la matriz, propagándose las fisuras a través de la matriz sin que las fibras sufran daño. La tensión del material compuesto, σ_{mc} , permanece constante y puede calcularse conforme a la ecuación (3.12).

$$\sigma_{mc} = E \left(\frac{6 \tau G_{Im} E_f V_f^2}{E E_m^2 r (1 - V_f)} \right)^{1/3} \quad (3.12)$$

En dicha ecuación (3.12) τ es la tensión rasante en la interfaz, G_{Im} el trabajo específico de fractura de la matriz y r el radio de las fibras.

En el caso de que la adhesión fibras-matriz no fuese correcta, o la resistencia de la interfaz fuese menor que la de la fibra podría producirse el deslizamiento de la fibra, por lo que esta dejaría de trabajar. A partir de la condición de isodeformación se obtiene la ecuación (3.13), la cual sirve para obtener la ecuación (3.14), tensión que deben soportar las fibras al romperse la matriz.

$$\sigma_{um} E = E_m \sigma_{mc} \quad (3.13)$$

$$\sigma_{uf} V_f \geq \sigma_{mc} \quad (3.14)$$

- En el tercer estado (Aveston et al., 1971), si la fracción volumétrica de fibras es suficiente y puesto que toda la matriz está fisurada, la carga es transmitida a las fibras que puentean la grieta para demorar su abertura. Conforme a la ecuación (3.15) es posible calcular la tensión de rotura del material a la que se llega al alcanzar las fibras su tensión última, σ_{uf} .

$$\sigma_u = V_f \sigma_{uf} \quad (3.15)$$

CAPÍTULO 4. EL ESFUERZO CORTANTE EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN REFORZADO

4.1. Breve historia del esfuerzo cortante

Al contrario de lo que sucede en elementos estructurales de acero o madera, el posible fallo de un elemento de hormigón armado sometido a esfuerzo cortante no se produce únicamente por tensiones tangenciales puras. Esa diferencia de comportamiento entre los materiales se presenta asociada en el hormigón al concepto de tracción diagonal en el alma, según la analogía a una celosía (Ritter, 1899). Con esta configuración, los cercos contribuyen a cortante a través de tracción y no por esfuerzos tangenciales.

El desarrollo teórico se completó al demostrar que si un elemento está sometido a tensiones tangenciales puras, existe una tracción diagonal con inclinación aproximada de 45° , según se observa en la Figura 4.1 (Mörsch, 1909). Debido a que la resistencia a tracción del hormigón es baja, la rotura se produce por tracción diagonal del alma, dando lugar a la teoría del mecanismo de tracción diagonal.

Figura 4.1. Modelo de celosía. Adaptado de (Mörsch, 1909)

En la mencionada teoría del mecanismo de tracción diagonal no es fácil establecer la tensión de tracción diagonal de material, tomándose como base la premisa de que el fallo por cortante ocurría en una sección crítica de hormigón no fisurado cuando el plano vertical alcanza una tensión de cortante en esa sección que excede del cortante último que puede soportar el hormigón (Mörsch, 1909). Así, se puede hablar del concepto de tensión tangencial como medida de la tracción diagonal del alma. Esta teoría relacionaba la capacidad cortante del hormigón con una sola variable: la resistencia a compresión del material.

Siguiendo el desarrollo teórico, se planteó que el cortante no podía depender únicamente de la resistencia a compresión del hormigón, ya que la tracción diagonal se debe a las tensiones horizontales de flexión y cortante (Talbot, 1909). El siguiente paso, por tanto, fue demostrar que el cortante nominal no depende de la resistencia del material, sino de tres factores más: cuantía de armadura longitudinal, longitud de la viga y canto útil.

A comienzos de los años cincuenta del siglo pasado se desarrollaron las expresiones matemáticas para la predicción del cortante en elementos de hormigón. Estas fórmulas dependían de tres variables: relación vano de cortante-canto (a/d), cuantía de la armadura longitudinal y resistencia del hormigón a compresión (Clark, 1951). El problema inicial al usar la variable vano-canto era que solo se podía emplear en el caso de cargas puntuales, ya que para cargas uniformes dicho valor no tiene significado físico. Para salvar este problema se empleó la relación entre el momento y el cortante (M/Vd) análogamente a (a/d) las tensiones normales de flexión con la tracción diagonal del alma.

Con los antecedentes indicados, se propuso un modelo realista para calcular elementos de hormigón sin armadura transversal, consistente en considerar la viga como un peine, según la Figura 4.2, donde los dientes del peine (cada diente representa el hormigón entre fisuras de flexión) se empotran en la zona comprimida de la viga y, sobre dichos dientes actúa un cortante que proviene de la variación de la fuerza en la armadura longitudinal (Kani, 1964).

Figura 4.2. Modelo de "Peine de Kani" (Kani, 1964)

A finales de la década de los sesenta el modelo del "Peine de Kani" (Kani, 1964) es mejorado, llegando a definirse los mecanismos de transferencia de tensiones, surgiendo nuevos e importantes parámetros a tener en consideración: engranamiento de áridos y transferencia por fricción entre las caras de la fisura.

4.2. Mecanismos resistentes a cortante

Previo al fallo por cortante, el estado tensional del alma de una viga de hormigón fisurada difiere del determinado por la teoría de la elasticidad. Aquí es donde surge la pregunta de

cómo una viga fisurada es tenida en cuenta para transmitir el cortante, combinado con esfuerzos axiales y de flexión. Para ello es necesario indicar los mecanismos básicos que se movilizan en un elemento fisurado:

- Tensiones tangenciales en la zona de hormigón no fisurada, en la cabeza comprimida de la viga.
- Engranamiento de los áridos, o “aggregate interlock”.
- Efecto pasador de la armadura longitudinal, o “dowel action”.
- Efecto arco.
- Tensiones residuales de tracción en las fisuras.

En la Figura 4.3 se representan los mecanismos básicos actuantes en una viga de hormigón. Junto a los mecanismos se indican valores aproximados, en porcentaje, según su contribución a cortante (Taylor, 1974). El sistema es altamente hiperestático, por lo que resulta muy complejo cuantificar de manera más precisa el aporte de cada mecanismo a la resistencia global.

Figura 4.3. Mecanismos básicos que se movilizan para resistir el esfuerzo cortante (Taylor, 1974)

También es importante tener en consideración los factores que influyen en la capacidad resistente a cortante de elementos sin armadura transversal, como pueden ser el efecto tamaño, la cuantía de la armadura longitudinal, la resistencia del hormigón, la posición y tipo de carga y los posibles esfuerzos axiales.

4.2.1. Tensiones tangenciales en la zona de hormigón no fisurada

En las denominadas “regiones B”, zonas de la estructura en que es válida la teoría general de flexión y las hipótesis de Bernouilli-Navier (Ministerio de Fomento, 2008), de un elemento no fisurado de hormigón el cortante se transfiere por las tensiones principales de tracción y compresión, según se muestra en la Figura 4.4. Por definición, las trayectorias son líneas que en cualquier punto tienen la dirección de las tensiones principales, es decir, que indican el flujo de tensiones en el elemento de hormigón. Este flujo de tensiones en la zona no fisurada representa entre un 20 y 40% de la resistencia total a cortante (Taylor, 1974).

Figura 4.4. Trayectorias de las tensiones principales de tracción (azul) y compresión (rojo) en una viga simplemente apoyada con dos cargas puntuales (Picazo, 2010)

Puesto que la resistencia a tracción del hormigón es menor que la de compresión, las fisuras se producirán perpendiculares a las tensiones principales de tracción. Además, en elementos sometidos a flexión y cortante sin esfuerzo axial, las tensiones principales en un elemento infinitesimal en el eje de la viga tienen una inclinación de 45° , en la zona de cortante no nulo.

En las “regiones B” fisuradas es posible determinar la resistencia a cortante en la cabeza comprimida de la viga de igual forma a lo descrito anteriormente para la zona no fisurada. De la integración de las tensiones tangenciales de la zona no fisurada se obtiene una resultante que se puede definir como “contribución a cortante de la cabeza no fisurada”.

4.2.2. Engranamiento de los áridos, o “aggregate interlock”

Este mecanismo representa entre el 30 y 50 % (Taylor, 1974) de la resistencia a cortante de un elemento de hormigón armado. Por este motivo es un parámetro fundamental en cualquier estudio que se realice sobre hormigón sometido a esfuerzo cortante o rasante. En esta investigación resultó ser un pilar básico en el estudio de los hormigones reforzados con fibras (HRF).

Este mecanismo se lleva estudiando desde los inicios del estudio del hormigón, pero no fue hasta la década de los años sesenta del siglo pasado cuando se empezó a describir de manera correcta este efecto (Fenwick and Pauley, 1968, Taylor, 1974). En los hormigones normales las fisuras se producen y desarrollan a través de la matriz cementicia, bordeando las fisuras a los áridos. Por el contrario, en hormigón de alta resistencia o con áridos ligeros estas fracturas se pueden producir rompiendo los áridos.

El efecto del engranamiento de los áridos se produce debido a que las caras de la fisura no son superficies lisas. Esta rugosidad provoca que se produzcan tensiones por rozamiento, siempre que se mantenga el contacto en la interfaz. Las tensiones de rozamiento dependen de dos factores: la fuerza de compresión perpendicular al plano de fisuración y la rugosidad de las superficies de la fisura. La fuerza de compresión se puede producir por la entrada en carga de una armadura de cosido o por fibras de refuerzo, además de por esfuerzos externos normales al plano de cortante. El engranamiento de áridos es considerado una propiedad del hormigón (CEB, 1991), al contrario de lo que sucede en el caso del efecto pasador de la armadura y las fibras, que se explicará más adelante.

Al movilizarse el desplazamiento relativo entre las dos caras de la discontinuidad, no tratándose de superficies lisas, al seguir aumentando el esfuerzo cortante se produce el cabalgamiento de una cara de la interfaz sobre la otra. Este cabalgamiento da lugar a la separación de las caras de la discontinuidad lo que provoca además la tracción de la armadura de cosido, en el caso de este estudio las fibras que cosen la fisura. Toda vez que esta tracción provoca la compresión entre las caras, desarrollándose el mecanismo de corte-fricción (Gálvez, 1992). Este proceso requiere una explicación más amplia, por lo que será tratado con mayor amplitud en un apartado posterior.

Como punto de partida, cabe indicar que para que se inicie el efecto de engranamiento de los áridos tiene que existir un desplazamiento relativo por cortante, paralelo a la dirección de la fisura. Existen dos formas de producir dichos desplazamientos: por una rotación por flexión de la zona comprimida adyacente al empotramiento de los bloques en voladizo “dientes del peine de Kani” y por la flexión propia de los “dientes” (Kani, 1964).

Con esta premisa se desarrollaron ensayos de tipo indirecto y directo, sobre vigas (Taylor, 1974). Para que los resultados de los ensayos indirectos representen lo que sucede en la realidad se ensayó previamente una viga con objeto de determinar la relación entre el desplazamiento horizontal (δ_H) y vertical (δ_V) que existe en la interfaz de una fisura, según se aprecia en la Figura 4.5. Fruto de esta investigación se concluyó que existe una relación lineal entre δ_H y δ_V , para una fisura dada y una posición definida a lo largo de dicha fisura.

Figura 4.5. Esquema de la viga ensayada para determinar la relación entre desplazamientos horizontales y verticales (Taylor, 1974)

En un elemento real el esfuerzo cortante y la abertura de fisura están presentes y se desarrollan de manera simultánea. Para considerar este aspecto se ideó un ensayo indirecto en el que, a medida que se incrementan las tensiones tangenciales se incrementa también la abertura de fisura, como ocurre en una viga real (Taylor, 1974). Los resultados obtenidos en estos ensayos indirectos mostraron que la tensión última de engranamiento de los áridos y la curva tensión-deformación dependen de: la calidad del hormigón, del tipo de árido y de la relación de desplazamientos (δ_V/δ_H).

Para la realización de los ensayos directos se construyeron probetas con forma de viga, según se muestra en la Figura 4.6 (Taylor, 1974). Las vigas se realizaron sin la fisura inclinada que se formó durante el ensayo. La barra de acero vertical, colocada entre la cara de la entalladura superior y la inferior de la viga, se instrumentó con una galga para poder medir las deformaciones de la misma. Para eliminar el efecto pasador de la armadura longitudinal se realizó un calado en la viga. En la entalladura de compresión se dispuso un gato de tornillo y una célula de carga, de modo que la carga se pudiera variar y medir en todo momento. El gato de la zona de compresión reacciona contra una placa que se separa del resto de la viga por un sistema de rodillos, eliminando la resistencia a cortante de la zona de hormigón no fisurado. La placa se fija con abrazaderas al resto de la viga mediante dos pares de células de carga precargadas. Con estas células se midieron las fuerzas de cortante transmitidas por la zona comprimida no fisurada. La viga se cargó horizontalmente hasta formar la fisura mostrada en la Figura 4.6. Tras el nacimiento de la fisura fue posible ajustar la carga en la cabeza de compresión hasta que la fisura atravesara la viga, sin producir fallo por cortante. Por último se cargaba verticalmente la viga hasta lograr el fallo por cortante.

Figura 4.6. Método directo para determinar el efecto del engranamiento de los áridos (Taylor, 1974)

En el último cuarto del siglo pasado, numerosas investigaciones se han desarrollado sobre este tema (Fardis and Buyukozturk, 1979, Walraven, 1980, Tassios and Vintzēleou, 1987), consiguiéndose progresos significativos en el fenómeno del engranamiento de los áridos provocado por el mecanismo de corte-fricción. Este mecanismo se analiza posteriormente en un apartado independiente del presente capítulo.

4.2.3. Efecto pasador de la armadura longitudinal, o “dowel action”

Este mecanismo se produce en piezas armadas debido a la resistencia de las barras de refuerzo longitudinal que atraviesan el plano de fisuración del hormigón. Los factores que más influyen en la capacidad última para la transferencia de cortante en vigas sin armadura transversal son: la resistencia a tracción del hormigón, el ancho de la sección de hormigón en la zona de armadura longitudinal, la longitud de la barra embebida, el número y diámetro de las barras, las propiedades de adherencia de las barras, el recubrimiento y el desplazamiento relativo debido al cortante a nivel de la armadura. En función de estas variables se puede afirmar que este efecto no es una propiedad del material, sino más bien es de carácter estructural (CEB, 1991). La contribución de esta resistencia a cortante suele encontrarse entre un 15 y 25% de la resistencia total (Taylor, 1974), por lo que en diferentes modelos de análisis de este efecto no es considerado por algunas investigaciones (Bazant and Gambarova, 1980, Walraven, 1980, Walraven and Reinhardt, 1981).

Debido a que se han encontrado dificultades para reproducir de manera experimental las condiciones en las que se desarrolla el efecto pasador existe una amplia diversidad de resultados.

Entre los primeros ensayos llevados a cabo para analizar el efecto pasador cabe destacar los realizados sobre vigas con fisuras artificiales preformadas (Baumann and Rüsch, 1970). Se analizaron 31 vigas según el esquema indicado en la Figura 4.7. Esta disposición es similar a la que se empleó unos años antes (Krefeld and Thurston, 1966). Mediante estos ensayos se estudiaron cinco parámetros y su influencia sobre el efecto pasador: la sección transversal, la luz de las vigas, la distancia entre los cercos y la fisura artificial, la distribución de la armadura longitudinal y la resistencia a tracción del hormigón. En el caso de vigas sin armadura de cortante el cortante transmitido a través de la armadura longitudinal por efecto

pasador es soportado únicamente por la resistencia a tracción del hormigón. Al alcanzarse la máxima tensión de tracción en el hormigón aparece una fisura horizontal por el efecto pasador. Trabajos más recientes han confirmado que el efecto pasador no es importante en elementos sin armadura transversal, debido a que la máxima fuerza de cortante que se puede transmitir está limitada por la resistencia a tracción del hormigón (CEB, 1985b, Broms, 1964).

Figura 4.7. Esquema de las vigas ensayadas (Baumann and Rüsch, 1970)

Mecánicamente, el efecto pasador de las barras longitudinales de refuerzo consta de tres resistencias: flexión, cortante e incurvación, según la Figura 4.8 (Paulay et al., 1974). Los mecanismos que se movilizan en este efecto carecen de carácter frágil, permitiendo además una redistribución de tensiones tangenciales en el plano de la fisura.

Estos mecanismos resistentes se producen en las barras de refuerzo, por lo que igualmente deben tomarse en consideración al trabajar con fibras embebidas en el hormigón, siendo, por tanto, de interés el efecto pasador en el presente estudio.

Figura 4.8. Mecanismos resistentes en el efecto pasador. Adaptado de (Paulay et al., 1974)

Con respecto a los posibles modelos a adoptar para el estudio del efecto pasador nos tenemos que remitir a la bibliografía. Dichos modelos están basados en ajustes que parten de resultados experimentales (CEB, 1991, Millard and Johnson, 1984, Vintzēleou and Tassios, 1986). Tal y como se ha indicado anteriormente, este efecto depende del recubrimiento de la armadura y de la dirección de los esfuerzos, por lo que el hormigón que rodea al refuerzo puede estar sometido a esfuerzos de tracción o corte-compresión. Más adelante se analiza con más detalle el mecanismo de efecto pasador tomado en consideración en el presente estudio.

4.2.4. Efecto arco

La importancia de este efecto se encuentra relacionada con la relación vano de cortante-canto (a/d) o, lo que es lo mismo, M/V . Este efecto arco cobra, por tanto, gran relevancia en casos como las vigas de gran canto.

En vigas sin armadura de cortante, con la carga aplicada a una distancia menor de $2,5d$, la viga es capaz de seguir resistiendo cargas una vez que se forma la fisura diagonal y se han redistribuido los esfuerzos. Esto es debido, en parte, al efecto arco. En la Figura 4.9 se muestran los valores de cortante último obtenidos para diferentes cuantías de armadura longitudinal y relaciones de a/d (Kani, 1979). Como se puede apreciar, a medida que disminuye la relación a/d se incrementa la capacidad resistente a cortante. Esto es debido a que parte de la carga se transmite directamente a través de una biela comprimida del hormigón. También se puede observar cómo, para un mismo valor de a/d , el cortante V_u aumenta cuanto mayor es la cuantía.

Figura 4.9. Cortante último obtenido para diferentes relaciones a/d y para elementos con distintas cuantías longitudinales (Kani, 1979)

Para que se pueda desarrollar el efecto arco es necesario que exista suficiente armadura longitudinal y que esta se encuentre correctamente anclada en sus extremos. Según esta premisa se propuso un modelo (Kani, 1964) en el que se plantea el equilibrio de fuerzas como un sólido rígido en la parte de hormigón, imaginando que se retiran las armaduras, pero no su efecto, por lo que no habrá cambios en los esfuerzos que actúan sobre el hormigón. Según la Figura 4.10, estudiando un extremo de la viga sobre ésta actuarán las cuatro fuerzas indicadas, que están en equilibrio. La resultante es igual y de sentido contrario, por lo que la línea de presión de la viga es la línea recta que se muestra.

Figura 4.10. Esquema de cuerpo libre de una viga con armadura longitudinal sin adherencia (Kani, 1964)

Sin embargo, en el caso de vigas con armadura longitudinal adherida la fuerza T no está aplicada en el extremo, sino uniformemente repartida a lo largo de la barra, conforme a lo mostrado en la Figura 4.11. En este caso la línea de presión no es una recta, sino que comienza en el apoyo al combinar la reacción vertical y un ΔT horizontal de pequeño valor. A medida que la línea va avanzando hacia la derecha va tomando una dirección horizontal.

Figura 4.11. Esfuerzos internos en una viga con armadura longitudinal adherida

A partir de estos ensayos se puede describir el fenómeno de la transformación de un elemento que trabaja como viga en un elemento de tipo arco atirantado. Conforme se desarrollan las fisuras la distribución de tensiones varía en el elemento, lo que influye en su propagación. Al principio la fisura comienza siendo perpendicular a la cara de tracción, pasando por las armaduras y adoptando directriz curva hasta la cara superior, donde es rectilínea en la dirección de la carga aplicada. Si se estudia un caso de fisuración avanzado, las trayectorias de compresión se producirían según se indica en la Figura 4.4.

4.2.5. Tensión residual de tracción en las fisuras

El fenómeno de las tensiones residuales de tracción en las fisuras es debido a que cuando se fisura el hormigón no se produce una rotura limpia entre las caras de la misma, sino que existen vínculos de hormigón entre las dos caras que contribuyen a la resistencia. Este fenómeno se produce para aberturas de fisura de 0,005 a 0,15mm.

Es un hecho el que se produzca un descenso considerable en las tensiones de tracción tras alcanzarse un pico de carga (Evans and Marathe, 1968). Los métodos para poder evaluar dicho descenso de tensión se desarrollaron posteriormente (Gopalaratnam and Shah, 1985). La dificultad para medir este fenómeno es obvia si se consulta la bibliografía existente (Petersson, 1981). En resumen, la resistencia a tracción post-pico se puede deber a discontinuidades en la fisura a nivel microscópico, uniendo las dos caras de la fisura por árido y cristales fibrosos.

4.3. Teoría de corte-fricción

Además de la resistencia a cortante de la cabeza de hormigón no fisurada, los principales efectos que gobiernan el comportamiento frente a cortante en un elemento fisurado son el engranamiento de los áridos y el efecto pasador. Estos forman conjuntamente el efecto de la conocida teoría de corte-fricción, conocida por su traducción del inglés como “shear-friction”. Una vez generada la fisura por cortante, en la interfaz se produce la movilización de ambas caras por efecto rasante. Si la fisura no tuviese ningún tipo de refuerzo, bien por medio de barras o de fibras, el cortante provocaría un fallo del elemento con carácter frágil por la rotura de la adherencia interna del hormigón. Este colapso se produce para deslizamientos entre las caras muy pequeños, del orden de una décima de mm (Badoux and Hulsbos, 1967). Debido a que no existe refuerzo en la interfaz, la rotura de la adherencia se produce únicamente por el hormigón, existiendo importantes diferencias de carga de rotura para hormigones teóricamente iguales. Las tensiones que se generan en la interfaz no son constantes (González Valle, 1988) y no existe posibilidad de redistribución de esfuerzos.

En caso de que la fisura se encuentre debidamente cosida se producirá en la misma un mecanismo de corte-fricción. Esta unión consigue que las tensiones de cortante o rasante puedan redistribuirse mediante los mecanismos de engranamiento de los áridos y de efecto pasador. Se produce de esta manera una discontinuidad dúctil, en la que se alcanza la tensión rasante última con un desplazamiento relativo de las caras de la interfaz muy superior al de una unión frágil (Bazant and Gambarova, 1980, Calavera Ruiz, 2002, Walraven, 1980).

La teoría corte-fricción se puede resumir según el siguiente proceso: el esfuerzo cortante provoca la formación de fisuras en el hormigón y en éstas se producirá un desplazamiento relativo entre sus caras. Este desplazamiento se ve impedido porque las superficies de contacto no son lisas y por la acción del refuerzo en la fisura. Al aumentar el valor del esfuerzo cortante se produce el cabalgamiento de una cara sobre la otra, lo que provoca la abertura de la fisura y consigue que el refuerzo de barras o fibras trabaje a tracción, evitando la separación de las caras y provocando la compresión en ambas caras. Un esquema del funcionamiento de la teoría corte-fricción se puede observar en la Figura 4.12. Siguiendo el desarrollo indicado se puede añadir que el funcionamiento de esta teoría depende de: la

rugosidad de la interfaz, de la resistencia del hormigón, del refuerzo perpendicular al plano de rotura y del esfuerzo cortante (Gálvez, 1992).

Figura 4.12. Esquema de funcionamiento de la teoría corte-fricción. Adaptado de (Gálvez, 1992)

4.3.1. Investigaciones sobre la teoría corte-fricción

La teoría de corte-fricción es un pilar fundamental a la hora de conseguir los objetivos propuestos en la presente investigación. Para ello primero se analizan las investigaciones más significativas en relación a esta teoría.

El primer estudio en el que se valoran experimentalmente las tensiones producidas según la teoría de corte-fricción se llevó a cabo en el año 1960 sobre vigas biapoyadas y probetas push-off (Hanson, 1960). En la Figura 4.13 se muestra una probeta push-off, viéndose que la única sección resistente es un plano de contacto vertical, prefisurado o no, aplicándose carga sobre dicha sección. En este primer estudio se concluyó que las piezas prefisuradas muestran un carácter más dúctil que las no prefisuradas. Además, para movilizar los efectos del engranamiento de los áridos y pasador de la armadura es necesario un desplazamiento entre las caras de la interfaz de la discontinuidad mayor de 0,13 mm. Entre los factores que se creían que influían en la resistencia de la unión se encontraban la resistencia del hormigón, la cuantía y diámetro de la armadura transversal y el tipo de carga.

Figura 4.13. Probeta tipo "push-off". Adaptado de (Echegaray, 2014)

Otro estudio a destacar es el realizado en 1964 sobre 42 vigas en T, con la finalidad de estudiar el comportamiento de las diferentes variables que influyen en fisuras sometidas a cortante (Saemann and Washa, 1964). Se constató que el aumento de rugosidad en las caras de la fisura aumenta la resistencia última y que el aumento de la resistencia a compresión del hormigón de 21,0 a 38,5 MPa suponía un aumento mínimo de resistencia a cortante (Taylor, 1974). Además tomaron en consideración el vano de cortante (a/d), siendo la tensión última mayor cuanto menor era dicho vano.

La teoría siguió desarrollándose con variaciones en los datos de partida, como cuantificar la rugosidad (Badoux and Hulsbos, 1967). Ya en 1970 se estableció una planificación en la forma de estudiar esta teoría (Dardare, 1970). Fruto de la cual, en ensayos sobre viguetas y probetas push-off se concluyó que la rugosidad de la interfaz de una fisura afecta a partir de deslizamientos relativos entre sus caras de 0,10 mm y que las tensiones que se producen en la superficie de contacto no son constantes. También se corroboró que, con esfuerzos inferiores al de fisuración, no se moviliza ni el engranamiento de los áridos ni el efecto pasador. Además, las armaduras inclinadas más de 45° con el plano de discontinuidad apenas contribuyen a la movilización de esfuerzos en el mecanismo y la inclinación de la armadura suele modificar el mecanismo de rotura de la pieza.

Bajo la dirección de Mattock, en los años sesenta, se realizaron investigaciones (Mattock, 1974, Hofbeck et al., 1969, Mattock et al., 1976) llegando a conclusiones significativas como las que se relacionan a continuación:

- Las probetas no prefisuradas fallaban con la aparición de fisuras inclinadas a 45° con respecto al plano de rasante, formando una zona central fisurada, siendo los desplazamientos relativos entre las caras de la fisura menores a los que se produjeron en probetas prefisuradas.
- En las probetas no prefisuradas la capacidad de transmitir tensiones paralelas al plano de fisura es menor que en piezas prefisuradas.

- Respecto al hormigón, una resistencia de 28,0 MPa marcaba una línea, a partir de la cual un hormigón de mayor resistencia no mejoraba el comportamiento en la transmisión de esfuerzos de cortante.
- La presencia de áridos ligeros disminuye la capacidad de transmisión de tensiones rasantes. En piezas no prefisuradas las grietas llegaron a atravesar los áridos ligeros.
- La rugosidad de las caras de la fisura es el parámetro más importante a considerar, a mayor rugosidad menores desplazamientos relativos en la fisura.
- Respecto de la armadura de cosido, para un acero de mayor límite elástico las tensiones cortantes últimas son ligeramente superiores a las de otro acero de menor límite elástico. Además la concentración de la armadura en pocas barras provoca la fisuración del hormigón circundante a ellas.

La última de estas conclusiones es importante ya que puede hacer ver que las fibras pueden resultar un refuerzo muy adecuado ante esfuerzo cortante, ya que se podría producir una dispersión de la concentración de tensiones, evitando la fisuración del hormigón.

La aparición de los ordenadores y su aplicación al mundo de la resistencia de materiales y estructuras abrió una nueva forma de estudio, permitiendo implementar diversos modelos numéricos en los años ochenta (Bazant and Gambarova, 1984, Bazant, 1980, Fardis and Buyukozturk, 1979, Walraven, 1980).

Entre las aportaciones más destacadas a estos estudios es imprescindible citar las llevadas a cabo por Walraven (Walraven, 1980). En estudios desarrollados sobre probetas push-off y para hormigones de hasta 51,0 MPa de resistencia a compresión su modelo teórico encaja bien con los ensayos. La importancia de estos estudios radica en que tiene en consideración todos los factores que afectan al mecanismo de engranamiento de áridos: tamaño, tipo, fracciones y deformabilidad de los áridos a nivel partícula a lo que se añade un profundo estudio de la incidencia de la matriz de hormigón. Una conclusión a destacar es que para cuantías geométricas de cosido superiores al 0,6 % se produce la aparición de bielas en el mecanismo de fallo de la unión. Por primera vez se estudió la influencia de la resistencia del hormigón en la teoría corte-fricción, obteniendo un modelo de dos fases en las que se considera el aplastamiento de los áridos.

Siguiendo con más investigaciones, es importante incluir los estudios en los que se analizan de manera separada los efectos de engranamiento de áridos y efecto pasador (Millard and Johnson, 1984). En todos los casos se emplearon probetas prefisuradas y como conclusión se constató que el modelo propuesto por Walraven (Walraven, 1980) resultó más que apropiado para el estudio del mecanismo de engranamiento de áridos, que la tensión rasante es casi constante en toda la interfaz y que la relación entre la abertura y desplazamiento de la fisura no varía significativamente durante el ensayo.

De entre los modelos posibles, de cara a lograr el objetivo de obtener un modelo de corte-fricción en el hormigón reforzado con fibras, se decidió implementar el modelo de Walraven de dos fases. Este modelo tiene en cuenta la incidencia, por un lado, del tamaño y fracción del árido y por otro de la matriz de hormigón y el aplastamiento de los áridos. Además, también considera la tensión axial aportada por el refuerzo, en función de la abertura de fisura y la variación en el módulo elástico de la matriz al incrementar el desplazamiento relativo en la interfaz.

4.3.2. Influencia de los componentes del hormigón en la resistencia a cortante

A continuación se resume en qué medida cada componente del hormigón puede afectar a la resistencia a cortante.

- Hormigón. En este punto los investigadores mostraron opiniones dispares, desde afirmar que el hormigón no afecta a la resistencia en la discontinuidad (Mattock and Hawkins, 1972), pasando por la mayoría de autores que ponen de manifiesto esta influencia (Bazant and Gambarova, 1980, Collins and Mitchell, 1986, Vecchio and Collins, 1986), y llegando a los modelos que consideran la deformabilidad de la matriz de hormigón en función de f_{ck} (Walraven, 1980).
- Áridos. Los áridos ligeros tienen menor capacidad para transmitir las tensiones rasantes. Con este tipo de áridos la fisura rompe y atraviesa el árido, en tanto que para áridos ordinarios la fisura rodea al árido y se transmite por la matriz. También se ha constatado un mejor comportamiento en los áridos no calizos (Taylor and Brooms, 1964).
- Armadura de cosido. La cuantía de esta armadura resulta determinante en el comportamiento a cortante. La armadura comprime el hormigón de la unión, movilizándolo el mecanismo de corte-fricción y desarrollando el efecto pasador (Millard and Johnson, 1984, Tassios and Vintzēleou, 1987, Walraven, 1980). Las armaduras gruesas, en pequeño número facilitan la fisuración del hormigón que las rodea y dificulta la redistribución de tensiones (Millard and Johnson, 1984, Vintzēleou and Tassios, 1986). En el caso de armaduras inclinadas estas resultan eficaces para el mecanismo de corte-fricción cuando forman un ángulo inferior a 45° con la normal al plano de la fisura (Dardare, 1970, Walraven, 1980, Mattock and Hawkins, 1972).
- Las fibras de refuerzo. El trabajo e influencia de las fibras en la resistencia a cortante puede asemejarse al producido por las barras de acero de cosido. La mayor diferencia entre los dos tipos de refuerzo es su colocación para soportar el esfuerzo: mientras que las barras están colocadas para soportar de la mejor manera posible el esfuerzo las fibras están, teóricamente, aleatoriamente dispuestas. Diversas investigaciones, que se analizan en el Apartado 4.5 han demostrado que la cuantía de fibras resulta igualmente determinante en la resistencia a cortante. El refuerzo mediante fibras produce en estas una tracción para equilibrar la compresión en el hormigón de la discontinuidad, generando efecto pasador en las fibras a la par de movilizar el mecanismo de corte-fricción.

4.4. Walraven. Análisis del engranamiento de áridos y teoría corte-fricción

A continuación se pasa a realizar un resumen sobre la teoría corte-fricción, según la teoría de Walraven (Walraven, 1980). Se eligió esta teoría para el desarrollo del presente trabajo por las consideraciones indicadas al final del apartado 4.3.1.

4.4.1. Rozamiento hormigón-hormigón

Como ya se ha indicado este efecto depende de diversas variables: calidad y resistencia del hormigón, rugosidad que se produce en la fisura, rigidez normal al plano de discontinuidad y abertura de la fisura. Este mecanismo, esquematizado en la Figura 4.14, es considerado como una propiedad del material (CEB, 1991).

Figura 4.14. Mecanismo de rozamiento hormigón-hormigón. Adaptado de (Gálvez, 1992)

Uno de los conceptos a considerar para el rozamiento es la fuerza rasante en el plano de fisura. Esta fuerza, transmitida entre las dos caras de la fisura sin refuerzo en relación a una fuerza normal al plano de cortadura, se puede expresar con la ecuación (4.1) (CEB, 1985a, International Federation for Structural Concrete (fib), 2010), siendo σ_c la tensión perpendicular a la fisura.

$$\tau_{fr,u} = \mu_{\max} \sigma_c \quad (4.1)$$

El valor del coeficiente de rozamiento μ se determina de manera experimental, con valores que oscilan entre 0,4 (CEB, 1985a) y 0,6 (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010). Si se dispone de armadura transversal en la fisura, es aplicable la teoría de corte-fricción, pudiendo aplicar la ecuación (4.2) (American Concrete Institute, 2014).

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \cdot \text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \quad (4.2)$$

Otro concepto previo es el de la relación que existe entre la abertura de fisura y el desplazamiento en el sentido del esfuerzo de las caras de la discontinuidad. Dicha relación se encuentra bastante ajustada si se emplea la ecuación (4.3) (CEB, 1985a, Walraven, 1980).

$$w = k \cdot s^{2/3} \quad (4.3)$$

Donde w es la separación perpendicular entre caras de la discontinuidad, s es el desplazamiento en la dirección del plano de la fisura y k toma los valores de 0,5 para uniones sin armadura de cosido y 0,7 cuando existe dicha armadura.

Con estas dos premisas se puede pasar a estudiar el modelo de dos fases de Walraven. Este modelo contempla los áridos y la matriz de cemento, modelando los primeros como esferas rígidas embebidas en la matriz de cemento, conforme a la Figura 4.15. La distribución de las esferas en cuanto a tamaño y profundidad se calcula de manera estadística en función de la granulometría del hormigón. Para establecer el equilibrio de tensiones se establece mediante el rozamiento entre las esferas de árido de una cara y la matriz de la otra, considerando su plastificación. De esa forma la relación tensión-deformación es única y de valor el expresado por las ecuaciones (4.4 y 4.5).

$$\tau_a = \sigma_{pu}(A_y + \mu \cdot A_x) \quad (\text{MPa}) \quad (4.4)$$

$$\sigma_a = \sigma_{pu}(A_x - \mu \cdot A_y) \quad (\text{MPa}) \quad (4.5)$$

Siendo μ el coeficiente de rozamiento obtenido experimentalmente y que toma el valor de 0,5, σ_{pu} el límite elástico de la matriz, con el valor obtenido por la ecuación (4.6) y A_x y A_y las proyecciones del área de contacto áridos-matriz por unidad de superficie.

$$\sigma_{pu} = 5,83 f_{cc}^{0,63} \quad (\text{MPa}) \quad (4.6)$$

Figura 4.15. Áreas de contacto áridos- matriz de hormigón (Walraven, 1980)

4.4.2. Efecto pasador de la armadura

Con anterioridad, al hablar del efecto pasador de la armadura, ya se concretó que dicho efecto se compone de tres mecanismos: flexión, corte e incurvación. En función del recubrimiento de la armadura y de la dirección de los esfuerzos se pueden producir dos posibles Modos de fallo (CEB, 1991, Millard and Johnson, 1984), que se describen a continuación:

Fallo en Modo I.

Según la Figura 4.16(a) la barra empuja al hormigón situado bajo ella, pero al existir un recubrimiento de un cierto espesor se produce la plastificación del acero y la fisuración del hormigón que la recubre. Este fenómeno se produce de igual manera en el caso del hormigón reforzado con fibras, en las que éstas se disponen convenientemente recubiertas por la matriz. Diversas fórmulas han sido desarrolladas (Vintzēleou and Tassios, 1986, Walraven, 1980), siendo lo más apropiado tomar en consideración, como base del presente estudio, la desarrollada por Walraven, ya que permite evaluar la fuerza generada en función de: el desplazamiento relativo de las caras de la interfaz, de la tensión axial del refuerzo que a su vez depende de la abertura de fisura y de la variación en el módulo elástico del hormigón

debido este al desplazamiento entre caras de la fisura (Paulay et al., 1974, Eleiott, 1974). Así, este fallo se puede calcular conforme a la ecuación (4.7). Esta ecuación viene dada para cada barra de refuerzo que atraviese la sección fisurada, por lo que, para obtener la fuerza total en una determinada sección habrá que multiplicar el valor de la ecuación por el número de barras o fibras, en nuestro estudio, que cosen de manera efectiva la sección.

$$F_d = \frac{10}{w+0,2} \Delta^{0,36} \phi^{1,75} f_{cc}^{0,38} \quad (4.7)$$

En esta ecuación w es la abertura de la fisura, Δ el desplazamiento de la interfaz, ϕ el diámetro de la barra y f_{cc} la resistencia característica del hormigón en probeta cúbica.

Figura 4.16. Modos de fallo en el efecto pasador: (a) fallo en Modo I y (b) fallo en Modo II. Adaptado de (Gálvez, 1992)

Fallo en Modo II.

En la Figura 4.16(b) se aprecia la forma en que se produce este fallo. Las barras de refuerzo empujan contra su recubrimiento, provocando la fisuración o rotura del mismo, lo que conlleva una deformación por flexión de la barra de refuerzo. En este Modo de fallo las fuerzas que se generan son inferiores a las producidas en el Modo anterior. En el presente trabajo este efecto no se ha tenido en consideración, ya que las fibras no son comparables a la armadura tradicional y solo en determinadas posiciones de las fibras se podría producir este efecto.

El efecto pasador muestra la importancia de la resistencia que ofrece un elemento de cosido en la interfaz de fisura de un hormigón fisurado. Por este motivo este efecto se ha tenido en cuenta en el desarrollo experimental y numérico del presente trabajo, ya que las fibras aportan esa resistencia.

4.4.3. Rigidez ante esfuerzo axial en las barras de refuerzo

La rigidez de las barras que cosen la discontinuidad debe ser tomada en cuenta en el presente estudio, ya que la tensión normal necesaria para movilizar el efecto de corte-fricción en una discontinuidad puede ser desarrollada en la fisura por las fibras existentes. Las barras o, en nuestro caso, las fibras además de movilizar el mecanismo de corte-fricción impiden la abertura de la fisura. La relación entre la tensión axial de las barras o fibras y el deslizamiento entre el refuerzo y el hormigón se puede obtener con la ecuación (4.8) (Martin, 1973, Rehm, 1961), estableciendo un equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones.

$$\tau/f_{cc} = a_0 + b_0 \cdot \Delta_s^{1/\beta} \quad (4.8)$$

Donde a_0 , b_0 y β son constantes experimentales.

4.5. Revisión bibliográfica sobre hormigón reforzado con fibras sometido a cortante

A continuación, se indican las referencias bibliográficas más relevantes llevadas sobre HRF sometido a esfuerzo cortante. El resumen distingue el tipo de ensayo que se realiza. Para ello se incluyen dos apartados: el primero donde se indican los estudios realizados sobre vigas y el segundo con ensayos sobre otros tipos de probetas. En los ensayos mediante vigas se estudia el efecto del esfuerzo cortante asociado a un esfuerzo de flexión y a la dimensión del vano de cortante. En otros métodos de ensayo se analizan las probetas partiendo de un teórico y único esfuerzo cortante.

4.5.1. Ensayos sobre vigas

En los ensayos realizados sobre vigas hay un factor de gran relevancia: la relación entre el vano de cortante y el canto útil de la pieza (a/d). En función de este valor, la resistencia de un elemento ensayado como viga puede ser crítica a esfuerzo cortante o flexión. Así el umbral que marca esta relación es $a/d = 2,5$ en elementos ordinarios de hormigón armado (Kani, 1967).

El primer estudio se realizó sobre vigas sin armadura transversal de cercos (Li et al., 1992), pero reforzadas con una pequeña cuantía de barras de acero a flexión. Se emplearon fibras de acero y polietileno y se concluyó que una fracción del 2 % de fibras aumenta la resistencia cortante en un 183%. Además esas fibras previnieron el fallo a cortante e hicieron que las vigas fallasen a flexión en lugar de a cortante, con relaciones a/d que oscilaron entre 1 y 3. Una década más tarde (Kwak et al., 2002) ensayó en tres vigas de diferentes longitudes reforzadas longitudinalmente con 2ø16 y sin armadura de cercos. Con fracciones volumétricas de fibras de acero de 0,5 y 0,75 % se demostró que el fallo se producía por cortante para valores de $a/d=2$, mientras que al aumentar este valor el fallo se generaba por flexión. Esta pequeña adición de fibras daba lugar, por tanto, a una mejora notable del HRFA ante esfuerzo cortante.

Otro estudio sobre vigas pretensadas de 9 m de longitud (Meda et al., 2005) analizó el factor a/d , realizándose dos ensayos diferentes sobre cada probeta, con cercos ø6 cada 100 mm cerca del apoyo y simulando las condiciones de carga cerca del apoyo y en la zona central del vano de cortante. Para esfuerzos importantes a cortante la suma de la contribución de cercos y fibras es una buena solución, no siendo necesario en la zona central del vano disponer de cercos, para un volumen de fibras de tan solo 0,64 %.

Uno de los primeros estudios realizados con vigas de hormigón reforzado, con macro fibras poliméricas sin cercos sometido a cortante, se realizó mediante ensayos en tres puntos

(Altoubat et al., 2009). Con fracciones volumétricas que oscilaron entre 0,5 y 1 % se demostró que las fibras mejoraron la resistencia a cortante y la ductilidad, modificando el comportamiento a fractura del material. La resistencia aumentó, en relación al hormigón de control sin reforzar, hasta en un 30%, mejorando además la carga de aparición de la primera fisura a cortante. Las vigas de control fallan según una grieta, mientras los HRFP lo hacen por multifisuración. Se consigue aumentar la ductilidad de los elementos, y la flecha resulta hasta un 138 % superior.

En un estudio sobre vigas pretensadas de 6 m de longitud se empleó hormigón autocompactante reforzado con fibras de acero (Cuenca and Serna, 2013b), con una relación a/d de 3. Con una cuantía de fibras de 60 kg/m³ se demostró que las fibras actuaron como refuerzo de la armadura de cortante, dentro de los límites de seguridad de las normativas en ELU. Además dichas fibras controlaron la aparición y desarrollo de fisuras, generándose más fisuras, pero de menor abertura. Como primera conclusión, en referencia a la normativa vigente, se indicó que el CM2010 (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010) infravalora el efecto de las fibras a cortante.

El empleo de los HRF también se ha estudiado a cortante en elementos de vigas planas sin cercos (Conforti et al., 2013). En este trabajo, para vigas con anchos de 0,75 ó 1 m, se demostró la posibilidad de sustituir los cercos por el hormigón fibro-reforzado. Con fracciones volumétricas inferiores a 0,45 % y relación a/d de 2,5 en todos los casos las vigas fallaron por flexión. Se concluyó que pequeñas cantidades de fibras incrementan la capacidad a cortante y flexión de la viga, así como la ductilidad. Después de la primera fisura a cortante se muestra una resistencia extra. Los HRFA limitan las flechas y la abertura de fisura.

También se analizó el efecto tamaño en vigas de HRFA sometidas a flexión y sin refuerzo a cortante (Minelli et al., 2014). Se concluyó que una pequeña fracción volumétrica (0,64 %) de fibras incrementa significativamente la capacidad de flexión y la ductilidad. Además, las fibras consiguieron mitigar el efecto tamaño a cortante. Las fibras distribuyen la fisuración en múltiples y estables fisuras y limitan su desarrollo en la zona de cortante, evitando la propagación de una sola fisura. En relación a la normativa se indica que el CM-2010 (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010) aporta una formulación que funciona bien en vigas de canto.

Otro parámetro a estudiar en el comportamiento de los HRF es la forma de fractura que se produce (Cuenca et al., 2015). En ensayos realizados sobre vigas en “I” realizadas con HRFA autocompactante se demostró como diferentes tipos de fibras, para una misma cuantía, afectan al comportamiento del hormigón, pese a que las normas indican similares contribuciones. Además, se concluyó que no es conveniente para el cálculo a cortante el empleo de valores residuales de tracción por flexión (f_{R3} o f_{R4}), siendo esta resistencia dependiente principalmente del tipo de fibra y de la matriz cementicia.

Otro factor estudiado con fibras de polipropileno fue la influencia del ancho de los elementos (Conforti et al., 2015). Se empleó la misma fracción volumétrica (1,45 %) y el mismo ratio $a/d = 2,5$. Las vigas contaban con refuerzo longitudinal de barras de acero y no disponían de cercos. Solo en uno de los ocho casos propuestos la viga falló por cortante, demostrando el buen comportamiento de las fibras ante esfuerzo cortante.

Por último, destaca el estudio de la revisión de ensayos (Tung and Tue, 2018), donde se pasa revista a diversos trabajos sobre el HRFA sometido a cortante. Estos trabajos fueron realizados con diferentes fracciones volumétricas y relaciones a/d . Es importante hacer mención a las relaciones indicadas entre los resultados experimentales y los previstos por diferentes investigadores (Tung and Tue, 2018, Mansur et al., 1986, Dinh et al., 2010, Aoude et al., 2012). Los resultados mostraron que no todos los modelos numéricos analizados se ajustan de igual manera a los diferentes resultados experimentales.

4.5.2. Otro tipo de ensayos

En la literatura científica se han desarrollado principalmente tres tipos de ensayo para poder analizar el comportamiento de probetas con HRF sometidas únicamente a esfuerzo cortante: el ensayo sobre probetas tipo “push-off”, el indicado por la norma japonesa “JSCE-g 553-1999” (JSCE, 2005) y el conocido como “Iosipescu”. Estos se esquematizan en la Figura 4.17, donde se puede apreciar la forma y disposición en que las probetas se disponen, la forma en que son solicitadas y el/los plano/s de ligamento resistente/s ante el esfuerzo. Es importante indicar que, aunque los ensayos están diseñados para soportar únicamente esfuerzo cortante, suelen producirse esfuerzos de flexión (Soetens and Matthys, 2017).

Figura 4.17 Diferentes disposiciones para ensayos a cortante directo: (a) Push-off, (b) JSCE y (c) Iosipescu Adaptado de (Soetens and Matthys, 2017)

El empleo de estos tipos de ensayos se lleva realizando desde principios del presente siglo. Así, como primer estudio relevante cabe indicar el realizado por el método japonés (Mirsayah and Bantia, 2002). En él se compararon dos tipos de fibra de acero, una circular con final plano y otra rizada con sección creciente. La primera conclusión fue que las fibras a cortante mejoran un 10% la resistencia a cortante del hormigón sin reforzar, resultando más efectiva la fibra lisa con terminación plana que la rizada.

Uno de los primeros estudios a cortante sobre HRFA se llevó a cabo sobre probetas push-off (Barragán et al., 2006). En él, partiendo de mitades residuales de probetas ensayadas a flexión, se demostró el carácter dúctil de dicho hormigón y su capacidad de mantener

tensiones residuales para un deslizamiento de la fisura de hasta 1 mm. Cuatro años más tarde se estudió el efecto del engranamiento de los áridos sobre probetas prefisuradas y no prefisuradas con armadura tradicional de cortante (Cuenca and Serna, 2010). Se concluyó que las fibras y la armadura transversal aportan resistencias residuales, siendo la armadura transversal más eficiente que las fibras.

Siguiendo con la teoría de corte-fricción es obligado incluir la investigación llevada a cabo sobre probetas push-off prefisuradas, con diferentes aberturas de fisura (0 y 1 mm) con HRFA y volúmenes de fibra de hasta 0,89 %, pero sin refuerzo de armadura tradicional de cortante (Echegaray, 2014). En todos los casos analizados la respuesta tensional facilitada por las fibras fue importante, con un valor mínimo de 2,80 MPa.

En ensayos conforme a la norma japonesa (JSCE, 2005), destaca un trabajo en el que se pudo comprobar la interacción con diferentes tipos de fibras (Banthia et al., 2014). Se emplearon fibras de acero y celulosa, mostrándose que no siempre el empleo de dos tipos de fibras mejora el comportamiento que hubiera tenido con un solo tipo. Se mostró cierta sinergia de las fibras de acero y celulosa en un aumento de flecha, no ocurriendo lo mismo a cortante.

Empleando un ensayo similar al propuesto por la norma japonesa, pero en probetas de menores dimensiones, se evaluaron las propiedades mecánicas de un HRFA de altas prestaciones (Soltanzadeh et al., 2015). Se obtuvieron datos respecto de la aportación de las fibras ante esfuerzo cortante y se implementa un modelo de elementos finitos para calibrar los modelos constitutivos en Modo I y II por análisis inverso. La tensión máxima a cortante se producía para desplazamientos de cortante de 0,18mm, correspondiéndose con una abertura de fisura de 0,15 mm.

Sobre probetas push-off se pone de manifiesto el empleo de nuevas técnicas, de carácter óptico, que demuestran que pueden ser aptas para la toma de datos en ensayos sobre hormigón (Mezquida, 2015). Mediante trabajos de fotogrametría se analizó el comportamiento de HRFA, con una fracción volumétrica de 0,76 %, con y sin refuerzo con armadura de cercos. En todos los casos quedó demostrado la buena respuesta a esfuerzo cortante de las fibras de acero y la técnica de fotogrametría aportó información para conseguir un modelo numérico de comportamiento del material.

También fue empleado un sistema de fotogrametría sobre probetas push-off sin prefisurar (Navarro-Gregori et al., 2016) para poder concluir que la distribución de tensiones normales y de cortante permanece constante a lo largo del plano de discontinuidad para cualquier nivel de carga.

Sobre probetas push-off se estudió un HRFA de altas prestaciones realizado con fibras de 13 mm de longitud (Jongvivatsakul et al., 2016). Se compararon probetas reforzadas con armadura de cercos y se analizó la variación en la dirección de hormigonado y su influencia en las resistencias finales. Las conclusiones son dignas de reseña: la tensión a cortante aumenta entre 1,5 y 2 veces debido a la presencia de fibras de acero, la ductilidad es mayor al usar conjuntamente barras de acero y fibras y el ángulo de vertido y el de colocación de las barras afecta al esfuerzo cortante. Además, se consiguió un modelo de fractura a cortante, basado en un modelo trilineal (Grünwald, 2004), consiguiendo una buena relación experimental-modelo. Otra conclusión importante, en relación a la orientación de las fibras, es que su factor de orientación depende de la armadura.

Con el método de ensayo propuesto por Iosipescu (Iosipescu, 1967) también se estudió el mecanismo de corte-fricción. Para ello se empleó HRF con tres fracciones volumétricas de 0,5, 0,75 y 1 % (Zeranka, 2017). Se analizó el comportamiento de probetas prefisuradas con aberturas de 0,1 y 0,3 mm, sometiendo a las probetas a ciclos de carga y descarga hasta llegar a una abertura de 0,5 mm. Se complementaron los ensayos con un sistema de vídeo-extensometría que demostró que las mediciones realizadas de esta manera son válidas para ensayos sobre materiales cementicios.

En un último artículo, realizado sobre probetas según la norma japonesa (JSCE, 2005) y esfuerzo axial de compresión, con diferentes longitudes de fibras metálicas y diferentes cuantías (Soetens and Matthys, 2017) se verificó que la máxima tensión cortante aumenta con la dosificación de las fibras y con la longitud de éstas. Por último, se propuso un modelo de aproximación el cual toma en consideración la interacción fibra-matriz en función de: el efecto pull-out, el engranamiento de áridos y la abertura y deslizamiento de la fisura. Concluye, además, que las resistencias residuales obtenidas en ensayos a flexión no se deberían usar en el diseño a cortante.

A modo de resumen, y debido a que este tema es de suma importancia para el correcto desarrollo de esta Tesis, se incluye la Tabla 4.1 en la que se incluye una relación de investigaciones realizadas sobre HRFA sometido a esfuerzo cortante.

Tabla 4.1. Relación de investigaciones realizadas sobre HRFA, ordenadas de manera cronológica

AUTOR	AÑO	TÍTULO	MÉTODO DE ENSAYO
Li	1992	Steel and synthetic fibers as shear reinforcement	Vigas
Kwak	2002	Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups	Vigas
Mirsayah	2002	Shear strength of steel fiber-reinforced concrete	JSCE
Meda	2005	Shear behaviour of steel fibre reinforced concrete beams	Vigas
Barragán	2006	Shear failure of steel fiber-reinforced concrete based on push-off tests	'Push-off
Altoubat	2009	Shear behavior of macro-synthetic fiber-reinforced concrete beams without stirrups	Vigas
Cuenca	2010	Shear behavior of self-compacting concrete and fiber-reinforced concrete push-off specimens	Push-off
Cuenca	2012	On shear behavior of structural elements made of steel fiber reinforced concrete	Vigas y losas alveolares
Conforti	2013	Wide-shallow beams with and without steel fibres: A peculiar behaviour in shear and flexure	Vigas
Cuenca	2013	Shear behavior of prestressed precast beams made of self-compacting fiber reinforced concrete	Vigas
Minelli	2013	On the effectiveness of steel fibers as shear reinforcement	Vigas
Banthia	2014	Fiber synergy in hybrid fiber reinforced concrete (HyFRC) in flexure and direct shear	JSCE
Echegaray	2014	Upgrading the push-off test to analyze the contribution of steel fiber on shear transfer mechanisms	Push-off
Minelli	2014	Are steel fibres able to mitigate or eliminate size effect in shear?	Vigas
Conforti	2015	Influence of polypropylene fibre reinforcement and width-to-effective depth ratio in wide-shallow beams	Vigas
Cuenca	2015	Influence of concrete matrix and type of fiber on the shear behavior of self-compacting fiber reinforced concrete beams	Vigas
Mezquida	2015	Estudio experimental y modelización numérica del comportamiento frente a tensiones tangenciales de elementos de hormigón armado y hormigón armado y reforzado con fibras de acero	Push-off
Soltanzadeh	2015	High performance fiber reinforced concrete for the shear reinforcement: Experimental and numerical research	Double shear specimen
Jongvivatsakul	2016	A crack-shear slip model of high-strength steel fiber-reinforced concrete based on a push-off test	Push-off
Navarro	2016	Experimental study on the steel-fibre contribution to concrete shear behaviour	Push-off
Echegaray	2017	Modified push-off test for analysing the shear behaviour of concrete cracks	Push-off modificado
Ngo	2017	Shear resistance of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete	Vigas biempotradas
Soetens	2017	Shear-stress transfer across a crack in steel fibre-reinforced concrete	JSCE
Yoo	2017	Feasibility of replacing minimum shear reinforcement with steel fibers for sustainable high-strength concrete beams	Vigas
Zeranka	2017	Steel fibre-reinforced concrete: multi-scale characterisation towards numerical modelling	Iosipescu
Tung	2018	Shear resistance of steel fiber-reinforced concrete beams without conventional shear reinforcement on the basis of the critical shear band concept	Vigas
Krassowska	2019	Shear behavior of two-span fiber reinforced concrete beams	Vigas

4.6. Modelos normativos de cortante

Existen diversas normas que consideran el HRF con fines estructurales (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008, RILEM, 2002). Estas normativas permiten la inclusión de las fibras en el cálculo estructural si se cumplen ciertos requisitos, los cuales se describen en términos de tensiones residuales obtenidas en ensayos de flexión (European Committee for Standardization, 2007). Así el CM-2010 requiere el cumplimiento de las ecuaciones 3.7 y 3.9, en tanto que la EHE-08 requiere el de las condiciones indicadas en las ecuaciones 3.7 y 3.8.

Como ya se ha dicho, si se cumplen estas condiciones la contribución de las fibras puede ser tomada en consideración para uso estructural ante esfuerzos de cortante. Las normas citadas aportan valores para el diseño estructural basadas en las resistencias residuales a flexión f_{R1} y f_{R3} . En varias investigaciones, desde un punto de vista práctico, es interesante el uso de HRF ante esfuerzos de cortante relacionado con la posibilidad de sustituir todo el refuerzo transversal de cercos (di Prisco et al., 2010).

El CM-2010 propone una fórmula aditiva para elementos de hormigón sin armadura de cercos. Así se considera la contribución de la matriz de hormigón, del refuerzo longitudinal y del refuerzo de fibras conforme a la ecuación (4.11). Es importante indicar que el valor obtenido depende igualmente del tamaño de la pieza y de la posible compresión del elemento. La norma española EHE-08 también considera una fórmula aditiva, similar a la del CM-2010. En este caso la resistencia a cortante final depende de la resistencia a compresión del hormigón y la tensión residual de las fibras, como se ve en la ecuación (4.12). El valor final también depende del efecto tamaño y de la armadura longitudinal.

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0.18}{\gamma_c} k \left[100\rho_1 \left(1 + 7.5 \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) f_{ck} \right]^{1/3} + 0.15\sigma_{cp} \right\} b_w d \quad (4.11)$$

$$V_{rd} = V_{cu} + V_{fu} = \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \xi (100\rho_1 f_{cv})^{1/3} + 0.15\sigma'_{cd} \right] b_0 d + 0.7\xi\tau_{fd} b_0 d \quad (4.12)$$

Siendo:

γ_c coeficiente de seguridad del hormigón

$k = \xi$ factor que toma en consideración el efecto tamaño. $k = \xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$

d [mm] canto útil de la sección

ρ_1 cuantía de armadura longitudinal de tracción, ≤ 0.02

f_{Ftuk} [MPa] valor de la tensión residual por tracción del HRF. Si se acepta el modelo rígido-plástico de la EHE su valor es: $f_{Ftu} = f_{R3} / 3$

f_{R3} [MPa] tensión residual del HRF para un CMOD de 2.5 mm

f_{ctk} [MPa] valor de la resistencia a tracción. $f_{ctk} = 0.3f_{ck}^{2/3}$

f_{ck} [MPa] valor de la resistencia a compresión en probeta cilíndrica

$\sigma_{cp} = \sigma'_{cd}$ [MPa] tensión media en la sección de hormigón, A_c [mm²], para una fuerza axial N_{Ed} [N], siendo $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$

$b_w = b_0$ (mm) menor de los valores del ancho de la sección transversal

V_{cu} valor de cálculo a cortante del hormigón

V_{fu} valor de cálculo para las fibras

f_{cv} [MPa] resistencia a cortante del hormigón, estimada como $f_{cv} = f_{ck}$

τ_{fd} [MPa] valor de cálculo del incremento de tensión a cortante por efecto de las fibras
 $\tau_{fd} = 0.5f_{ctR,d}$

$f_{ctR,d}$ [MPa] tensión residual de cálculo según el diagrama rectangular $f_{ctR,d} = 0.33f_{R,3,d}$

Las dos formulaciones anteriores han sido empleadas en el presente trabajo para poder comparar la resistencia teórica a cortante con la obtenida en ensayos a cortante puro.

CAPÍTULO 5. VÍDEO-EXTENSOMETRÍA

5.1. Un sistema para complementar la toma de datos tradicional

A la hora de diseñar un ensayo es necesario haber previsto, junto con el esquema estructural que se va a seguir para su desarrollo, un estudio sobre los elementos necesarios de medida para obtener los datos que se buscan al realizar el ensayo.

Las máquinas empleadas en la realización de los ensayos permiten obtener datos básicos como: tiempo de ensayo, desplazamiento del actuador y carga a la que se somete a las probetas. Sin embargo, esta información es escasa cuando se trata de investigaciones complejas, donde se han preparado muestras laboriosas y es vital obtener un mayor número de datos aprovechando al máximo cada una de las probetas. Por tal motivo, las propias máquinas de ensayos permiten que se implementen diversos elementos de medición, lo que permite obtener una serie de datos y medidas que facilitan más información del ensayo. Entre estos elementos adicionales cabe destacar la incorporación del transformador diferencial de variación lineal, conocido por sus siglas en inglés “LVDT”, según se muestra en la Figura 5.1(a). Este dispositivo consta de un transformador eléctrico con tres bobinas dispuestas extremo con extremo alrededor de una barra y se emplea para medir desplazamientos lineales. Suele tener una precisión en el entorno de 1 μm . Otro elemento de medida es el transductor que se usa para medir el desplazamiento relativo de la abertura de la boca de la fisura, conocido en inglés como “CMOD”, mostrado en la Figura 5.1(b). Este transductor permite medir de forma precisa el desplazamiento relativo entre dos filos de láminas biseladas debidamente colocadas en la probeta. Es de destacar que estos dos dispositivos necesitan estar en contacto con la probeta, bien directamente o mediante medios auxiliares que permitan la correcta situación y medición.

Figura 5.1. (a) Transformador diferencial de variación lineal “LVDT” y (b) Transductor para medir la abertura de fisura “CMOD”

Además, de estos instrumentos existe un amplio abanico de dispositivos, más o menos complejos, que permiten la obtención de los datos buscados durante el ensayo. Estos elementos, de los cuales se enumeran tres, también requieren del contacto físico con la probeta. El primer sistema que podemos citar es el de las galgas extensiométricas. En la Figura 5.2(a) se observan cinco galgas y en la Figura 5.2(b) dos galgas colocadas en la armadura de una viga (Alam et al., 2015). Se trata de extensómetros o sensores que pueden medir la deformación, presión, carga, par o posición, basándose su funcionamiento en el efecto piezorresistivo del material, que es la propiedad de cambiar el valor nominal de su resistencia cuando se les somete a ciertos esfuerzos y se deforman en dirección de los ejes mecánicos.

Figura 5.2. (a) Galgas extensiométricas y (b) Galgas colocadas en la armadura de una viga (Alam et al., 2015)

En segundo lugar el empleo de fibra óptica para instrumentalizar las armaduras de refuerzo del hormigón, como el mostrado en la Figura 5.3(a). En este caso los hilos de fibra óptica van situados en una acanaladura realizada en las armaduras y adherida con resina epoxi. El sistema se completa con medidores de tensión óptica que permiten obtener los datos buscados

(Beck and Kaufmann, 2018). Y un último sistema es el empleo de sensores de fibra con rejilla Bragg, mostrados en la Figura 5.3(b). El sistema se basa en preparar un reflector de Bragg en un segmento corto de fibra óptica que refleja determinadas longitudes de onda de luz. Esto se logra mediante la creación de una variación periódica en el índice de refracción del núcleo de la fibra, que genera un espejo dieléctrico de longitud de onda específica. Una rejilla de Bragg de la fibra, por tanto, puede utilizarse como un filtro óptico en línea para bloquear ciertas longitudes de onda, o como un reflector de longitud de onda específica. Este tipo de sensor es muy adecuado para realizar mediciones en las puntas de las grietas (Wang et al., 2011).

Figura 5.3. (a) Fibra óptica para instrumentalizar la armadura de refuerzo (Beck and Kaufmann, 2018) y (b) Sensores con rejilla de Bragg (Wang et al., 2011)

Sin embargo, hoy en día existen sistemas que asocian los ensayos con modernas técnicas ópticas que permiten obtener datos fiables de los mismos. Estas nuevas tecnologías han demostrado poder complementar, e incluso sustituir, a las tradicionales técnicas de medición. Lo más característico de estos sistemas de vídeo o fotografía es la ausencia total de contacto entre el elemento que toma los datos y las probetas, por lo que se puede decir, que estos sistemas de vídeo-extensometría (VE) no interfieren y no alteran de ninguna manera las condiciones de los ensayos. Estas técnicas se fundamentan en el procesamiento de imágenes y su comparación en distintos momentos del ensayo. Un sistema de VE debe contar con cámaras de alta definición para grabar las zonas de estudio de la probeta, un ordenador que recoja y almacene las imágenes y posteriormente un software que analice los fotogramas, proporcionando datos de desplazamiento o tensión y generando mapas de fisuración para conseguir evaluar el comportamiento de los materiales ante rotura. Además, es posible conservar la grabación de los ensayos para futuros análisis.

Para llevar a cabo una correcta técnica de VE es necesario realizar una preparación previa de las probetas a analizar. Dependiendo del software que se vaya a emplear para obtener los datos buscados se pueden emplear dos técnicas de preparación de probetas. Así, para un software que analiza la posición de unos puntos patrón y las distancias relativas entre los

misimos se tiene que pintar la zona de estudio de las probetas con un fondo negro, dibujando unos puntos blancos sobre los cuales se aplicará la técnica, como se muestra en la Figura 5.4(a). El software facilita las distancias relativas entre los centros de gravedad de los puntos blancos durante todo el ensayo, lo que permite medir los desplazamientos sufridos por la probeta (Alberti et al., 2015a). En el caso de un software mucho más potente, que permita generar patrones de fisuración, desplazamientos entre puntos de la probeta o incluso medir tensiones en el modelo, es necesario preparar de manera mucho más elaborada las superficies de las probetas. En este caso, es necesario realizar sobre la superficie de estudio un patrón de puntos monocromo, aleatoriamente dispuesto, con diferentes tamaños de puntos, como el mostrado en la Figura 5.4(b). Este patrón, previo paso de su imagen en tonos grises a una imagen binaria de blanco y negro, permite al software proporcionar los datos indicados anteriormente. La elaboración de este patrón ha sido objeto de numerosas investigaciones en relación al tamaño de los puntos (Yaofeng and Pang, 2007), distribución de puntos (Lecompte et al., 2006) e incluso su realización por medios informáticos (Su and Zhang, 2017, De Wilder et al., 2015).

Figura 5.4. (a) Preparación de probetas para un sistema de VE básico y (b) Patrón monocromo de puntos aleatorios para un sistema complejo de VE

La técnica de VE está íntimamente ligada a un sistema de grabación de imágenes en alta definición. Para conseguir una buena definición de estas y evitar distorsiones no deseadas es importante considerar aspectos como la situación fija de las cámaras, una buena definición de las imágenes, un correcto ajuste de la distancia focal y, por supuesto, una adecuada y constante luminosidad de las probetas.

5.1.1. Obtención de datos mediante la técnica de vídeo-extensometría

Para lograr recoger datos relevantes durante un ensayo con la técnica de VE y poder obtener la forma en que se generan y desarrollan las fisuras es necesario preparar la superficie de

estudio de la probeta con un patrón de puntos monocromo aleatorio de variadas formas y tamaños, tal y como se indicó anteriormente. El sistema de VE basa su funcionamiento en la posibilidad de medir deformaciones o distancias en una probeta mediante el enlace de la situación relativa entre píxeles en dos momentos del ensayo. Así, según se aprecia en la Figura 5.5, el software permite medir la distancia que existe, en píxeles, entre el mismo punto situado en la imagen de referencia y en la deformada. Esta longitud debe ser calibrada mediante puntos de referencia exactos, de los que se conozca su posición o la distancia entre ellos, para obtener resultados en forma de longitudes reales en lugar de en píxeles.

Figura 5.5. Principio de funcionamiento de un sistema de VE

Para completar una buena toma de datos con esta técnica es necesario concordar los datos obtenidos en la máquina de ensayos y los tradicionales elementos de medida, antes indicados, con la VE. La forma de realizar esta coordinación es grabar o procesar las imágenes a velocidad constante y en el mismo instante que los datos de tiempo contemplados por la máquina de ensayos. Así, si la máquina obtiene datos cada segundo, se puede obtener la imagen asociada a ese mismo segundo de ensayo. De esta manera, mediante la sincronización por medio del tiempo de ensayo, es posible obtener datos de carga, desplazamiento, CMOD y LVDT en relación a la imagen de la probeta en dicho instante.

Del análisis de datos mediante VE se puede indicar que, una vez llevado a cabo el procesamiento de las imágenes, se obtienen imágenes como la de la Figura 5.6. En esta imagen se puede apreciar la distribución de tensiones en el momento previo a la fisuración y tras la generación de la misma, en un estado más avanzado del ensayo (Gencturk et al., 2014). Se observa una concentración de tensiones, marcada con los colores rojos en la zona de formación de la fisura, por lo que se puede afirmar que esta técnica permite observar la formación de la fisura antes de que pueda ser vista por el ojo humano.

Figura 5.6. Instante de un ensayo en el momento de la fisuración y tras la formación de la fisura (Gencturk et al., 2014)

De igual forma, tras la realización del procesamiento de imágenes con esta técnica la distancia entre dos puntos de una probeta puede ser obtenida en dos momentos diferentes del ensayo, por lo que es posible obtener el desplazamiento relativo entre dichos puntos. En la Figura 5.7 se muestra un ensayo analizado con VE donde es posible obtener la diferencia de coordenadas entre la posición inicial y final, tras la fisuración, de dos puntos, como si se tratase de un LVDT convencional (Gali and Subramaniam, 2017).

Figura 5.7. Desplazamientos medidos por VE después de la formación de la fisura (Gali and Subramaniam, 2017)

5.2. Validez de los datos obtenidos mediante sistemas de vídeo-extensometría

La técnica de VE no es reciente, aunque su uso para la obtención de datos en estudios relacionados con ensayos sobre materiales de construcción sí lo es. Esta circunstancia puede hacer dudar, en principio, de los datos así obtenidos. La única forma de asegurar la aceptación de los datos obtenidos con este tipo de sistemas es mediante la relación de campañas experimentales llevadas a cabo con este proceso. Motivo por el cual, a continuación, se indican algunos de estos trabajos.

Podemos comenzar con las investigaciones de finales del siglo XX, en las que se empezaron a emplear las técnicas digitales de imágenes para obtener análisis de tensiones (Peters and Ranson, 1982) y tal vez sea el primer estudio de ensayos pull-out con fibras de acero dentro de una matriz cementicia (Pompo et al., 1996) donde se realizó un análisis de vídeo-fotografía de fibras de acero recta y curvadas en una matriz de cemento, consiguiendo una correcta correlación entre el proceso visual de pull-out y la curva carga-desplazamiento de los ensayos.

A principios de este siglo, se empezó a emplear la técnica de VE en 2D para poder medir tensiones en las caras de las probetas (Hung and Voloshin, 2003). Posteriormente, se consiguió, mediante la medida de desplazamientos con vídeo-extensometría, medir las propiedades elásticas de diferentes materiales (Hild and Roux, 2006). Otra investigación posterior indicó como mejorar la técnica de toma de datos y obtención de resultados mediante VE en 2D y su posible aplicación sobre diversos materiales, concluyendo que la técnica resultaba adecuada para el empleo sobre materiales de fábrica (Cintrón and Saouma, 2008). La precisión sobre las medidas y resultados de tensión obtenidos mediante VE en 2D quedan demostrados igualmente al emplear placas metálicas en los ensayos (Hoult et al., 2013).

En los últimos cinco años se han desarrollado varias investigaciones que demuestran que la técnica de VE es una técnica adecuada para obtener datos relevantes en diferentes tipos de ensayos y lograr resultados de su análisis que permiten conocer tensiones y deformaciones en los materiales. Se pueden relacionar ensayos aplicando esta técnica sobre vigas a tamaño real (Gençtürk et al., 2014), el estudio sobre degradación de vigas de hormigón armado, permitiendo analizar el efecto tamaño y concluyendo con que el Eurocódigo 2 (Eurocode, 2004) subestima las fisuras conforme aumenta el tamaño de las vigas (Alam et al., 2015). En ese mismo año, se asevera que dicho Eurocódigo 2 presenta una formulación conservadora ante esfuerzo cortante, mediante la realización de vigas pretensadas analizadas con vídeo-extensometría (De Wilder et al., 2015). Un año más tarde se justifica el empleo de esta técnica para la medida de tensiones sobre vigas de hormigón reforzado con fibras de acero con diferentes resistencias a compresión (Hamrat et al., 2016). En este trabajo se indica que la técnica de VE es válida para detectar la formación de fisuras, su desarrollo, la medida de sus movimientos y el cálculo de tensiones. Compara asimismo la medición tradicional con este sistema, concluyendo que ambos sistemas son apropiados para el análisis de deformaciones. Respecto al material, afirma que un hormigón reforzado con fibras de acero tiene mayor número de fisuras, pero con menor apertura y superior ductilidad que un hormigón sin reforzar, indicando además que los códigos de cálculo de hormigón son conservadores hasta en un 300%.

Un nuevo estudio realizado sobre vigas de hormigón reforzado con fibras de acero obtuvo, de manera fiable mediante VE, los desplazamientos, la formación y la propagación de las fisuras (Gali and Subramaniam, 2017). Concluye que este tipo de hormigón muestra una capacidad de carga post-pico con continuo deslizamiento de la fisura dominante a cortante y que la tracción de las fibras en la fisura ayuda a la transferencia de esfuerzo cortante en la discontinuidad. Otra investigación, realizada sobre ensayos a cortante tipo “push-off” analizó los diferentes patrones de fisuración que sufren los hormigones fibro-reforzados (Picazo et al., 2018).

Por último, se pueden enumerar dos estudios sobre la aplicación de sistemas de VE a estructuras reales. En el primero se pudieron obtener las deformaciones de losas de 2x2x0,3 m³ sometidas a cargas uniformes (Beck and Kaufmann, 2018). En el segundo se concluyó que

la técnica de vídeo-extensometría permite medir con precisión los anchos de fisura y las flechas, por lo que el sistema es perfectamente válido para monitorizar estructuras (Mirzazadeh and Green, 2018). Este trabajo indica que la VE es aconsejable para trabajos de laboratorio, requiriendo de correcciones en el caso de emplearse en estructuras reales, ya que la técnica se ve afectada por los cambios de temperatura a la hora de medir tensiones, no sucediendo esto al medir las dimensiones de las fisuras.

Por tanto, se puede concluir que el sistema de VE es un sistema de toma de datos perfectamente válido para emplearse en ensayos de hormigón. Este sistema permite la obtención de dimensiones de fisuras, deformaciones, desplazamientos, giros y tensiones en el material analizado.

CAPÍTULO 6. HORMIGÓN DE REFERENCIA DE LA TESIS

6.1. Introducción

Para desarrollar, de manera segura y correcta, la ejecución de obras de edificación y de infraestructuras es necesario tener en consideración diferentes aspectos relacionados con el material que vamos a emplear para llevar a cabo el proyecto. Estas consideraciones relativas al hormigón se encuentran reflejadas en las diferentes normas que tratan el uso del hormigón estructural (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008, Eurocode, 2004, American Concrete Institute, 2014, Consiglio Nazionale delle Ricerche, 2006, DBV, 1992). Dichas normas abarcan aspectos importantes, tanto de los materiales que componen el hormigón como de las características que deben satisfacer. Igualmente se estudia el comportamiento del hormigón ante diferentes estados de sollicitación, lo que permite definir una formulación acorde a los esfuerzos producidos sobre el hormigón para obtener la geometría y refuerzo necesarios para soportarlos. Además, las citadas normas abordan el aspecto constructivo de la estructura, así como el control de la ejecución de la misma para conseguir un producto final de buena calidad.

Para poder desarrollar la formulación, antes indicada, es necesario que se conozcan las características resistentes del material, lo cual permitirá obtener una estructura segura. Es en éste aspecto donde la presente Tesis continúa con el objetivo de avanzar en el conocimiento de las características resistentes del hormigón reforzado con fibras (HRF).

Las actuales normas de hormigón estructural abordan, en mayor o menor medida, el empleo de fibras aleatoriamente dispuestas como elemento de refuerzo para el hormigón (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008, American Concrete Institute (ACI), 2008). Estas fibras tienen que ser de acero, poliméricas u otras fibras inorgánicas y no sobrepasar una dosificación del 1,5 % en volumen de fibras (Ministerio de Fomento, 2008). La base del conocimiento sobre el que se elaboran estas normativas es el hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA), lo que evidencia la existencia de un vacío normativo respecto al refuerzo mediante fibras poliméricas estructurales.

Los HRF pueden tener, o no, una finalidad estructural, dependiendo de si su contribución es tenida en cuenta en los cálculos. Caso de no considerar la función estructural las fibras, estas se incluyen en la masa del hormigón con el objeto de mejorar el control de la fisuración (Alani and Beckett, 2013, Buratti et al., 2013) o la resistencia frente al fuego (Liu et al., 2008). Por otra parte, el empleo estructural de estas fibras permite la reducción o eliminación de la armadura tradicional de barras de acero en algunas aplicaciones (Cabo et al., 2003, Serna et al., 2009, Lancha, 2014, Serna et al., 2015).

A la hora de emplear HRF es necesario indicar la dosificación de fibras, en kg/m^3 y, en el caso en el que su finalidad sea estructural, las características geométricas de las fibras (longitud, diámetro equivalente y esbeltez), su forma y resistencia a tracción en MPa.

Una consideración importante a la hora de considerar las fibras con carácter estructural es la especificada por las normativas, donde se indica que la adición de fibras en el hormigón modifica el comportamiento no lineal del mismo, ya que las fibras impiden la abertura y propagación de fisuras (Ministerio de Fomento, 2008). Además, las fibras dotan al hormigón de un carácter dúctil, lo que supone una mejora en la seguridad de la estructura.

Por todo lo expuesto, las normativas de hormigón estructural permiten el empleo de fibras aleatoriamente dispuestas como refuerzo estructural, siempre que se cumplan unos requisitos mínimos de resistencias. Estas condiciones han sido previamente expuestas en la presente Tesis en el apartado 3.6. Cabe recordar que las normas consideran el carácter estructural del HRF, ante cualquier solicitación, en función de la resistencia residual a tracción por flexión obtenida mediante ensayos a flexión (European Committee for Standardization, 2007, RILEM, 2002).

De esta manera, la norma española de hormigón estructural EHE-08 considera la contribución de las fibras en función del valor de resistencia a tracción por flexión para una abertura de fisura de 2,5 mm, según el diagrama de cálculo rectangular de la Figura 6.1. Para aplicaciones en las que resulta necesario un cálculo más ajustado la EHE propone el modelo multilíneal de la Figura 6.2.

Figura 6.1. (Izquierda) Diagrama de cálculo rectangular (Ministerio de Fomento, 2008) y Figura 6.2. (Derecha) Diagrama de cálculo multilíneal (Ministerio de Fomento, 2008)

Hay que insistir en este momento, en que el fundamento del conocimiento de las normativas está basada en fibras de acero. Algún estudio ha demostrado el diferente comportamiento que muestran las fibras de poliolefina, según se puede ver en la Figura 6.3 (Alberti et al., 2016e).

Se aprecia como el comportamiento de este tipo de fibras es diferente una vez se ha generado y desarrollado la fisuración. Tras la rama de descarga se produce un incremento de resistencia residual que, en ocasiones, llega a superar a la resistencia en el límite de proporcionalidad.

Figura 6.3. Esquema multilíneal de comportamiento del hormigón reforzado con fibras de poliolefina (Alberti et al., 2016e)

A la hora de estudiar de manera comparativa el refuerzo mediante fibras de acero o de poliolefina también hay que destacar las conclusiones a las que se llegó en otra investigación (Alberti et al., 2015c). Comparando dichas fibras se demostró que el hormigón reforzado con las de acero tiene un mejor comportamiento para aberturas de fisura de hasta 2,5 mm, mientras que para aberturas mayores es el hormigón reforzado con las de poliolefina el que presentó un mejor comportamiento, tal y como se aprecia en la Figura 6.4.

Figura 6.4. Comparativa fibras de acero vs fibras de poliolefina como refuerzo del hormigón (Alberti et al., 2015c)

Queda, por tanto, demostrado el creciente interés por el estudio de esta técnica de refuerzo. Además, es obvio la necesidad de profundizar en el conocimiento del material ante esfuerzos diferentes al de tracción por flexión. En este contexto se desarrolla la presente Tesis, que parte con la base firme de estudios experimentales e investigaciones llevadas a cabo sobre HRF sometidos a esfuerzos de flexión. Por tal motivo, en una parte de la presente Tesis se ha contado con diferentes hormigones, ya ensayados a flexión, y cuyas probetas han sido reutilizadas de manera conveniente (Picazo et al., 2018) para obtener datos relevantes ante esfuerzos de tracción directa, cortante y Modo mixto.

En este apartado de la Tesis se indican los materiales empleados en dichos hormigones, así como su dosificación, propiedades mecánicas y resistencias residuales obtenidas en ensayos de flexión (Rodríguez, 2013, Alberti, 2015, Alberti et al., 2019, Alberti et al., 2014a, Alberti et al., 2015b). Estos datos, junto con el desarrollo de la presente Tesis pretenden mostrar el comportamiento del HRF ante diferentes esfuerzos, lo que permite aportar claridad ante un posible uso estructural.

6.2. Materiales y dosificación

Como se indicó anteriormente en este mismo capítulo, una parte de la presente investigación se desarrolló como continuación de campañas experimentales previas. En estas se estudió el comportamiento del HRF antes solicitaciones de flexión, en Modo I (Rodríguez, 2013, Alberti, 2015, Alberti et al., 2019, Alberti et al., 2014a, Alberti et al., 2015b). Por tal motivo, los materiales de partida empleados en parte de este estudio han sido hormigones elaborados con anterioridad y cuya dosificación se indica en las Tablas 6.1 y 6.2.

Tabla 6.1. Dosificación (kg/m^3) de hormigones sin reforzar y reforzados con fibras de acero

	Sin fibras			Con fibras de acero				
	HAC0	HV0	HACA0	HACA26	HACA50	HACA70	HACA70M	
HORMIGÓN	375	375	425	375	425	425	425	
Cemento 52,5	187,5	187,5	198,9	187,5	198,9	198,9	198,9	
Agua	0,50	0,50	0,47	0,50	0,47	0,47	0,47	
a/c	918	916	947	918	947	947	947	
Arena	245	300	---	245	---	---	---	
Gravilla	367	450	510	367	492	486	486	
Grava	200	100	210	200	210	210	210	
Filler calizo	4,7	2,8	---	4,7	---	---	---	
Superplastificante	1,25	0,75	1,39	1,25	1,39	1,39	1,39	
Superplastificante (% cemento)	---	---	---	26,0	50,0	70,0	35,0	
SF35	---	---	---	---	---	---	35,0	
SF50	---	---	---	0,33	0,64	0,89	0,89	
Fracción volumétrica (%)	AutoComp	Vibrado	AutoComp	AutoComp	AutoComp	AutoComp	AutoComp	
Compactación								

Tabla 6.2. Dosificación (kg/m³) de hormigones reforzados con fibras de poliolefina

	Con fibras de poliolefina													
	HACP3	HVP3	HACP4,5	HACP6	HVP6	HACLP6	HACP10	HACP10M	HVP10	HVBP6	HVBP7,5			
HORMIGÓN	375	375	375	375	375	375	375	375	375	---	---			
Cemento 52,5	---	---	---	---	---	---	---	---	---	312	312			
Cemento 32,5	187,5	187,5	187,5	187,5	187,5	187,5	187,5	187,5	187,5	216,1	216,1			
Agua	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,69	0,69			
a/c	918	916	918	918	916	918	918	991	916	875	875			
Arena	245	300	245	245	300	245	245	213	300	198	198			
Gravilla	367	450	367	367	450	367	367	320	450	519	519			
Grava	200	100	200	200	100	200	200	200	100	---	---			
Filler calizo	4,7	2,8	4,7	4,7	2,8	4,7	4,7	5,6	3,1	---	---			
Superplastificante	1,25	0,75	1,25	1,25	0,75	1,25	1,25	1,50	0,82	---	---			
Superplastificante (% cemento)	---	---	---	---	---	---	---	7,5	---	---	---			
Mejorador adherencia	---	---	---	---	---	---	---	2,00	---	---	---			
Mejorador adherencia (% cemento)	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---			
PF48	---	---	---	---	---	---	---	---	---	6,0	---			
PF60	3,0	3,0	4,5	6,0	6,0	---	10,0	10,0	10,0	---	---			
PF430	---	---	---	---	---	6,0	---	---	---	---	---			
Fracción volumétrica (%)	0,33	0,33	0,49	0,66	0,66	0,66	1,10	1,10	1,10	0,66	0,82			
Compacción	AutoComp	Vibrado	AutoComp	AutoComp	Vibrado	AutoComp	AutoComp	AutoComp	Vibrado	Vibrado	Vibrado			

Los materiales constituyentes del hormigón incluyeron cemento tipo Portland EN 197-1 CEM II 32,5 B-M, sin ningún tipo de adición, para el hormigón de reducida resistencia. Para el resto de tipos de hormigón, el cemento empleado fue EN 197-1 CEM I 52,5 R-SR 5 con una adición de filler calizo, garantizado de fábrica, con una densidad de 2700 kg/m^3 y una superficie Blaine de 400 a $450 \text{ m}^2/\text{kg}$. El contenido de carbonato cálcico en el filler fue superior al 98%, con menos del 0,05% retenido por el tamiz de $45 \text{ }\mu\text{m}$. Se empleó un aditivo superplastificante en los hormigones autocompactantes y en el vibrado de alta resistencia. Este aditivo fue suministrado por la empresa Sika y su nombre comercial es Viscocrete® 5720, con una densidad de 1090 kg/m^3 y contenido sólido de un 36%.

Se usaron dos tipos de grava en la mezcla, con tamaños de 4 a 8 mm y de 4 a 12 mm. Además, se contó con arena de un tamaño que oscila entre 0 y 2 mm. En todos los casos el tamaño máximo del árido empleado fue de 12,7 mm. Para un mayor detalle sobre el esqueleto granular del hormigón se puede consultar (Rodríguez, 2013, Alberti, 2015, Alberti et al., 2019, Alberti et al., 2014a, Alberti et al., 2015b).

Las fibras empleadas fueron de acero y poliolefina. Las características principales de estas fibras se encuentran indicadas en la Tabla 6.3. Las fibras de acero eran lisas y disponían de terminaciones en gancho en cada uno de sus extremos para conseguir un adecuado anclaje. La longitud de estas fibras fue de 35 y 50 mm. Por su parte, las fibras rectas de poliolefina disponían de un acabado rugoso en toda su superficie para mejorar la adherencia con la matriz. Estas se emplearon con longitudes de 48, 60 y más de 430 mm. En la Figura 6.5 se muestra una imagen de las fibras de acero y de poliolefina.

Tabla 6.3. Características principales de las fibras empleadas

FIBRAS	Poliolefina			Acero	
	SikaFiber® T-48	SikaFiber® T-60	SikaFiber® T-430	Dramix® RC65/35BN	Dramix® RC80/50BN
Denominación					
Densidad (g/cm ³)	0,91	0,91	0,91	7,85	7,85
Longitud (mm)	48	60	> 430	35	50
Diámetro equivalente (mm)	0,903	0,903	0,903	0,550	0,600
Esbeltez (L/D)	53	66	> 476	64	83
Resistencia a tracción (Mpa)	> 400	> 500	> 500	1.100	1.100
Módulo de elasticidad (Gpa)	> 6	> 9	> 9	210	210
Nº de fibras por kg	32.895	27.000	---	14.500	8.500
Superficie	Rugosa	Rugosa	Rugosa	Lisa	Lisa
Anclaje	Por adherencia	Por adherencia	Por adherencia	Por gancho	Por gancho

Figura 6.5. Fibras de poliolefina y acero empleadas

Para el amasado del hormigón se empleó una hormigonera de eje fijo vertical de 100 l de capacidad. Inicialmente se procedió a la homogenización de los áridos durante 60 segundos. Después se añadió un tercio de las fibras, posteriormente el cemento junto con el filler, otro tercio de fibras, el 75% del agua de amasado y, por último, el tercer tercio de las fibras junto con el resto del agua y el aditivo superplastificante. Tras 150 segundos de amasado final se dejó reposar otros 150 segundos para acabar el proceso con un último mezclado durante 2 minutos.

De esta manera se obtuvieron dieciocho hormigones diferentes, tal como se puede ver en las Tablas 6.1 y 6.2: tres hormigones de control, sin ningún tipo de fibras en su masa, once reforzados con fibras de poliolefina, con dosificaciones que oscilaron entre los 3 y 10 kg/m³ y cuatro con fibras de acero y dosificaciones entre 26 y 70 kg/m³. De cada tipo de hormigón se realizaron probetas cilíndricas de $\varnothing 150 \times 300$ mm³ para los ensayos de resistencia a compresión, EN 12390-3 (European Committee for Standardization, 2009), tracción indirecta, EN 12390-6 (European Committee for Standardization, 2010d) y módulo de deformación, EN 12390-13 (European Committee for Standardization, 2013). Para la realización de los ensayos de fractura en Modo I se realizaron probetas prismáticas de dimensiones 430x100x100 mm³ y 600x150x150 mm³, según se detalla en el apartado correspondiente a los ensayos de resistencia a tracción por flexión.

Las propiedades de los diferentes tipos de hormigón, en estado fresco, fueron evaluadas mediante diferentes ensayos: asentamiento, EN 12350-2 (European Committee for Standardization, 2002), ensayo de escurrimiento, EN 12350-8 (European Committee for Standardization, 2010a), ensayo de caja en L, EN 12350-10 (European Committee for Standardization, 2010c) y ensayo del embudo en V, EN 12350-9 (European Committee for Standardization, 2010b). En todos los casos el hormigón autocompactante (HAC) cumplió con los requerimientos de las normas respectivas para ser considerado como tal.

El hormigón vibrado (HV) se vertió en los moldes para, posteriormente, compactarse mediante una mesa vibratoria hasta la desaparición del aire ocluido. En el caso del HAC el vertido del hormigón se realizó desde un extremo del molde, fluyendo la masa y consiguiendo la compactación por efecto únicamente de su peso propio (Alberti et al., 2015c).

La totalidad de las probetas fueron desmoldadas a las 24 horas de su hormigonado e introducidas en cámara húmeda para su curado hasta el momento de su ensayo. Las condiciones de la cámara húmeda se mantuvieron estables con una humedad superior al 97% y una temperatura de 20°C.

Con el fin de unificar los diferentes tipos de hormigón empleados previamente, se ha unificado su designación, según se indica a continuación: La primera letra designa el hormigón; “H”. Las siguientes indican el tipo de compactación; “AC” para el autocompactante o “V” para el vibrado. Posteriormente el tipo de fibra; “P” para fibras de poliolefina o “A” para las de acero. Después se indica la dosificación en kg/m³ de fibras empleadas. En algunos casos se incluye la letra final “M”, que refleja alguna modificación con respecto al hormigón que no la tiene. Destacar tres casos singulares, el del HACLP6, donde la letra “L” refleja que se ha realizado con fibras largas, mayores de 430 mm y los dos hormigones de bajas prestaciones, denominados como HVBP mediante la letra “B”.

Por ejemplo, el hormigón cuya designación es HACP10M se refiere a un hormigón (H) autocompactante (AC) con fibras de poliolefina (P), con una dosificación de 10 kg/m³ (10) y una modificación (M) con respecto al HACP10, en este caso la inclusión de un mejorador de adherencia.

Viendo la dosificación del hormigón se pueden ver tres tipologías, claramente diferenciadas, en relación al cemento empleado en la mezcla: la primera formada por hormigones de mediana resistencia, con dosificaciones de fibras de poliolefina que oscilan entre los 3 y 10 kg/m³, junto con un hormigón reforzado con fibras de acero de 26 kg/m³. La segunda tipología compuesta de dos hormigones realizados con cemento de menor resistencia y reforzados con fibras de poliolefina y dosificaciones de 6 y 7,5 kg/m³. Y por último, tres hormigones reforzados con fibras de acero y dosificaciones de 50 y 70 kg/m³, con un mayor contenido de cemento, lo que presupone un aumento en las prestaciones del hormigón.

Los dos hormigones de bajas prestaciones, denominados como HVBP tienen una relación agua/cemento de 0,69, superior a la máxima permitida por la norma española (Ministerio de Fomento, 2008), lo cual resulta ser un dato a tener en consideración. Estos hormigones fueron diseñados con la finalidad de poder demostrar el buen comportamiento del refuerzo con fibras de poliolefina para su empleo en obras de escasa o moderada importancia, llegando a posibilitar la sustitución de la armadura tradicional por el refuerzo mediante fibras.

Merece especial atención la elaboración de las probetas realizadas con fibras de más de 430 mm de longitud. Para ello se fabricaron tres probetas, conforme se muestra en la Figura 6.6, donde las 66 fibras fueron colocadas de forma longitudinal y uniformemente distribuidas en la sección de ligamento del ensayo de flexión (Enfedaque et al., 2019).

Figura 6.6. Realización de las probetas tipo HACLP6 (Enfedaque et al., 2019)

6.3. Propiedades mecánicas

Como ya se comentó en el capítulo segundo del presente documento, las principales propiedades mecánicas que definen un hormigón son tres: la resistencia a compresión, a tracción y su módulo de deformación. Estos ensayos del hormigón endurecido se llevaron a cabo mediante sus correspondientes ensayos normalizados, EN 12390-3, EN 12390-6, EN 12390-13 (European Committee for Standardization, 2009, European Committee for Standardization, 2010d, European Committee for Standardization, 2013). En todos los casos las probetas empleadas fueron de tipo cilíndrico, de dimensiones $\varnothing 150 \times 300 \text{ mm}^3$. Todas las probetas fueron extraídas de la cámara húmeda antes de realizarse los correspondientes ensayos y rectificadas para conseguir la planeidad y el paralelismo entre sus caras superior e inferior. Los resultados medios obtenidos en los ensayos, junto a sus correspondientes coeficientes de variación, se muestran en las Tablas 6.4 y 6.5. Para la obtención de los resultados se emplearon tres probetas cilíndricas sometidas a compresión, otras tres a tracción y una única para la obtención del módulo de deformación. En el caso de los dos tipos de hormigones de baja resistencia (HVBP) solo se obtuvo la resistencia media a compresión.

Observando los valores de dichas tablas, se aprecia que los valores de resistencia a compresión no aumentaron con la adición de fibras en la matriz con carácter general. Únicamente los valores de resistencia a compresión de los HRFA de 50 y 70 kg/m^3 aumentaron ligeramente en relación a los de su hormigón de comparación sin fibras. Un último valor a considerar es el mostrado en la resistencia a compresión de los HVBP. En ambos casos se ve que dicha resistencia es inferior a los 25 MPa.

Tabla 6.4. Propiedades mecánicas de los hormigones sin reforzar y reforzados con fibras de acero

HORMIGÓN	Sin fibras		Con fibras de acero				
	HAC0	HV0	HACA0	HACA26	HACA50	HACA70	HACA70M
Resistencia a compresión f_{ck} (MPa)	39,3	34,0	51,1	41,7	54,2	57,4	58,8
c.v.	0,01	0,04	0,02	0,01	0,01	0,03	0,03
Resistencia a tracción f_{ct} (MPa)	3,8	3,9	4,7	5,3	7,8	8,4	8,6
c.v.	0,14	0,10	0,02	0,15	0,04	0,04	0,07
Módulo de elasticidad E (Gpa)	35,8	34,0	34,2	33,7	34,1	34,6	35,3
c.v.	0,03	0,04	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01

Tabla 6.5 Propiedades mecánicas de los hormigones reforzados con fibras de poliolefina

HORMIGÓN	Con fibras de poliolefina										
	HACP3	HVP3	HACP4,5	HACP6	HVP6	HACLP6	HACP10	HACP10M	HVP10	HVBP6	HVBP7,5
Resistencia a compresión f_{ck} (MPa)	39,3	31,0	38,5	33,4	32,9	39,0	36,9	43,5	31,7	13,7	12,1
c.v.	0,01	0,02	0,06	0,01	0,04	---	0,02	0,02	0,04	0,04	0,05
Resistencia a tracción f_{ct} (MPa)	4,4	3,6	4,2	4,1	3,8	3,8	4,3	4,6	4,1	---	---
c.v.	0,09	0,03	0,20	0,03	0,07	---	0,09	0,09	0,06	---	---
Módulo de elasticidad E (Gpa)	36,5	30,0	31,2	31,6	29,9	36,0	36,1	30	28,0	---	---
c.v.	0,02	0,03	0,01	0,02	---	---	0,02	0,02	0,04	---	---

También se constata en las dos tablas anteriores, que los valores de resistencia a tracción aumentan ligeramente al incrementarse la cantidad de fibras empleadas. Por su parte, el módulo de deformación o elasticidad no sufre variación en relación a la inclusión de fibras en la matriz.

6.4. Comportamiento en fractura en Modo I

En el capítulo 2 de la presente Tesis se indicaron los tres posibles Modos de fractura del hormigón, dependientes del tipo de sollicitación al que se encuentre sometido (Suárez, 2013). Estos Modos de fractura fueron esquematizados según la Figura 2.4. En este punto se recogen los datos previos a la investigación desarrollada, relativos al comportamiento del hormigón reforzado con fibras en Modo I, sometido al material a esfuerzos de flexión.

Además, en el capítulo 3 del presente trabajo se explicaron las condiciones que debe cumplir el hormigón reforzado con fibras para poder tener en cuenta su capacidad estructural en el cálculo. Dichas restricciones deben ser superadas conforme a ensayos de tracción por flexión, como el de la norma EN-14651 (European Committee for Standardization, 2007). Es de reseñar que la citada norma se encuentra basada en ensayos de HRFA, pero que su empleo se encuentra ampliamente generalizado para los hormigones reforzados con fibras de poliolefina (HRFP).

Como recordatorio de lo indicado en el capítulo 3, las normas europeas EN-14889-1 (European Committee for Standardization, 2008b) y EN-14889-2 (European Committee for Standardization, 2008a) indican, respecto de los efectos sobre la resistencia del hormigón, que el HRF debe alcanzar una resistencia residual a flexión de 1,5 MPa para un transductor de medida de la abertura de fisura (conocido por sus siglas en inglés: “crack mouth opening displacement” CMOD) de 0,5 mm y 1 MPa para un CMOD de 3,5 mm. Además normativas de cálculo estructural (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008), conforme a las expresiones 3.7 y 3.8, declaran las dos condiciones a cumplir por los HRF para considerar su carácter estructural: la primera es que la relación entre la resistencia residual para una apertura de CMOD de 0,5 mm y la resistencia en el límite de proporcionalidad sea superior a 0,4. La segunda es que la resistencia residual para un CMOD de 2,5 mm entre la resistencia en el límite de proporcionalidad obtenga un valor superior a 0,2. Los valores de resistencia en el límite de proporcionalidad y resistencias residuales se calculan, de acuerdo con la ecuación (3.6) en función de la carga, la luz del vano y de la sección resistente.

Por todo lo expuesto, existen dos tendencias dentro de las normativas: la primera indica valores de resistencia residual independientes de la resistencia en el límite de proporcionalidad, en tanto que la segunda tendencia condiciona la capacidad resistente en función de dicha resistencia.

De acuerdo con diversas investigaciones, la resistencia de un HRF se encuentra básicamente asociada a la resistencia de la matriz de hormigón, aumentando en algunos casos dicha resistencia con la adición de fibras de acero (Abbas, 2013, Alani and Aboutalebi, 2013, Alberti et al., 2014a). Por tal motivo, surge una cuestión respecto de la formulación que supedita la capacidad resistente en función del límite de proporcionalidad: si se dispone de

dos HRF con la misma dosificación de fibras, resultará más sencillo que el de menor resistencia en el límite de proporcionalidad pueda cumplir con las condiciones impuestas para ser considerado como estructural.

Una vez expresadas todas las condiciones para considerar el empleo con carácter estructural del HRF se pasa a mostrar los valores de resistencias residuales a fractura en Modo I obtenidos en las investigaciones previas a la presente Tesis (Rodríguez, 2013, Alberti, 2015, Alberti et al., 2019, Alberti et al., 2014a, Alberti et al., 2015b). Con los HRF que se indican a continuación, es con los que se ha desarrollado la campaña experimental de la presente Tesis doctoral, por lo que se puede indicar que de un mismo hormigón se conocerá su comportamiento ante diferentes sollicitaciones y modos de fallo. En la Tabla 6.6 se muestran valores de resistencia residual (f_R) y límite de proporcionalidad (f_{LOP}) para probetas ensayadas conforme a EN-14651 (European Committee for Standardization, 2007), sobre probetas de dimensiones 600x150x150 mm³. Los valores de resistencia residual se corresponden con diferentes aberturas de CMOD, así f_{R1} está asociado a un valor de CMOD de 0,5 mm, f_{R2} a 1,5 mm, f_{R3} a 2,5 mm y f_{R4} a 3,5 mm. En la Tabla 6.7, los valores indicados están obtenidos sobre probetas prismáticas sometidas a flexión, pero en este caso sus dimensiones son de 430x100x100 mm³. Se puede observar en estas dos tablas que los valores de resistencia residual para un mismo tipo de hormigón varían en función de las dimensiones de las probetas empleadas, motivo por el cual se puede afirmar que existe un efecto tamaño en los HRF.

Tabla 6.6 Resistencias en el límite de proporcionalidad y resistencias residuales de ensayos de tracción por flexión sobre probetas prismáticas de 600x150x150 mm³

	Con fibras de poliolefina										Con fibras de acero			
	HORMIGÓN	HACP3	HVP3	HACP4,5	HVP6	HACP10	HVP10	HVP6	HVP7,5	HVP7,5	HACA50	HACA70	HACA70M	
f_{LOP} (MPa)	5,21	4,81	5,23	4,41	5,22	4,21	2,76	2,57	7,99	11,48	11,32			
c.v.	---	---	---	---	---	---	---	---	0,11	0,06	---	---	---	
f_{R1} (MPa)	0,93	0,93	0,95	1,57	2,41	1,98	1,43	1,70	7,04	10,28	11,09			
c.v.	---	---	---	---	---	---	---	---	0,09	0,08	---	---	---	
$\%f_{LOP}$	18	19	18	36	46	47	52	66	88	90	98			
f_{R2} (MPa)	0,93	0,95	1,03	1,93	3,16	2,45	1,65	2,00	6,90	11,25	10,94			
c.v.	---	---	---	---	---	---	---	---	0,12	0,07	---	---	---	
$\%f_{LOP}$	18	20	20	44	61	58	60	78	91	98	97			
f_{R3} (MPa)	1,15	0,91	1,25	2,38	3,87	2,87	1,75	2,15	6,81	10,32	9,43			
c.v.	---	---	---	---	---	---	---	---	0,09	0,08	---	---	---	
$\%f_{LOP}$	22	19	24	54	74	68	63	84	85	90	83			
f_{R4} (MPa)	1,27	0,97	1,32	2,61	4,16	3,05	1,70	2,14	5,56	8,87	8,08			
c.v.	---	---	---	0,07	---	---	0,20	0,24	0,16	0,11	---	---	---	
$\%f_{LOP}$	24	20	25	59	80	72	62	83	70	77	71			

Tabla 6.7 Resistencias en el límite de proporcionalidad y resistencias residuales de ensayos de tracción por flexión sobre probetas prismáticas de 430x100x100 mm³

HORMIGÓN	Con fibras de poliolefinas										Con fibras de acero			
	HACP3	HACP4,5	HACP6	HVP6	HACLP6	HACP10	HACP10M	HACA26	HACA70	HACA70M				
f_{LOP} (MPa)	5,75	5,73	6,20	5,38	6,46	5,25	5,48	6,05	13,6	13,39				
c.v.	0,04	0,01	0,01	---	0,05	0,05	0,01	0,06	0,06	0,05				
f_{R1} (MPa)	0,76	1,13	1,82	1,98	2,00	2,05	2,50	3,81	12,16	11,40				
c.v.	0,17	0,31	0,20	0,13	0,07	0,26	0,20	0,05	0,08	0,06				
$\%f_{LOP}$	13	20	29	37	31	39	46	63	89	85				
f_{R2} (MPa)	0,64	1,30	2,19	2,32	2,68	2,59	3,43	3,99	13,31	13,16				
c.v.	0,10	0,37	0,26	0,14	0,07	0,54	0,23	0,03	0,07	0,05				
$\%f_{LOP}$	11	23	35	43	41	49	63	66	98	98				
f_{R3} (MPa)	0,66	1,64	2,67	2,85	3,53	3,05	4,14	3,45	12,21	12,74				
c.v.	0,09	0,38	0,27	0,15	0,08	0,78	0,28	0,06	0,08	0,07				
$\%f_{LOP}$	11	29	43	53	55	58	76	57	90	95				
f_{R4} (MPa)	0,81	1,82	3,06	3,15	4,13	3,30	4,53	2,72	10,49	10,94				
c.v.	0,14	0,40	0,26	0,14	0,09	0,93	0,41	0,06	0,11	0,11				
$\%f_{LOP}$	14	32	49	59	64	63	83	45	77	82				

Del análisis de las Tablas 6.6 y 6.7 se indica que, la condición más restrictiva a la hora de contar con la capacidad estructural de las fibras, conforme al CM-2010 (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010) y a la EHE-08 (Ministerio de Fomento, 2008), es que la resistencia residual f_{R1} sea igual o superior al 40% del f_{LOP} . De acuerdo con esta condición, los HRFP con una dosificación de 6 kg/m³ no la cumplieron, por lo que sería necesario aumentar dicha cuantía para garantizar su cumplimiento. Esta condición si se cumplió en los hormigones de baja resistencia a compresión (HVBP) donde, con una matriz de menor resistencia a compresión, se verificó con creces el requisito indicado para una dosificación de 6 kg/m³. En el caso de los HRFA todos los tipos de hormigón satisficieron la condición citada.

El segundo requisito, que f_{R3} sea igual o superior al 20% del f_{LOP} (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008), resultó más sencillo de alcanzar por los HRFP. Con una dosificación de 4,5 kg/m³ se cumplió con la condición, e incluso en algún caso con dosificación de 3 kg/m³. Todos los HRFA superaron dicho requisito.

Caso de estudiar el carácter estructural, en relación a las normas EN-14889-1 y 2 (European Committee for Standardization, 2006b, European Committee for Standardization, 2006c), el mínimo valor de 1,5 MPa para un CMOD de 0,5 mm fue superado por todos los HRFP con dosificaciones superiores a 6 kg/m³ y por todos los HRFA. El segundo requisito, alcanzar o superar 1 MPa para f_{R4} (CMOD 3,5 mm), se cumplió para una dosificación de 4,5 kg/m³ de fibras de poliolefina, y en todos los casos con fibras de acero.

**PARTE II: CARACTERIZACIÓN
EXPERIMENTAL A TRACCIÓN DIRECTA Y
EFECTO TAMAÑO EN EL HORMIGÓN
REFORZADO CON FIBRAS DE POLIOLEFINA**

CAPÍTULO 7. HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE POLIOLEFINA SOMETIDO A TRACCIÓN DIRECTA

7.1. Introducción

Conocer las propiedades mecánicas del hormigón es imprescindible para permitir su correcto empleo en obras de infraestructuras y edificación. Como es bien sabido, el hormigón se caracteriza por tener una buena resistencia a compresión y una reducida resistencia a tracción, en el entorno de un 10% de la de compresión (Torroja, 2007). Además se trata de un material con reducida ductilidad (Malatesta, 1997). Con el fin de mejorar la resistencia a tracción y ductilidad del material, sin mermar la resistencia a compresión, a lo largo de los años el hormigón ha sido reforzado mediante diversos métodos.

De manera tradicional, el hormigón ha sido reforzado mediante barras de acero formando el denominado hormigón armado. Otra técnica de refuerzo es la que se comenzó a emplear a mediados del siglo XX (Romualdi and Mandel, 1964) mediante la adición de fibras dispuestas en la masa del hormigón, siendo conocido este método como hormigón reforzado con fibras (HRF). Las fibras fueron inicialmente residuos de acero, para posteriormente emplearse fibras de acero fabricadas para esta finalidad. Esta técnica se denominó hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA). Hoy en día, fibras de otros materiales están siendo empleadas para el refuerzo del hormigón. Así, las macro-fibras de poliolefina, cuyo refuerzo se denomina hormigón reforzado con fibras de poliolefina (HRFP), han demostrado su carácter estructural (Jeon et al., 2014, Alberti, 2015), cumpliendo con los condicionantes impuestos por las normativas de cálculo (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008) para poder tener en consideración su contribución en el diseño estructural.

La técnica del HRF ha llevado aparejada una prolija investigación, centrándose inicialmente en el HRFA, por lo que existe gran cantidad de información al respecto tanto sobre las características resistentes como respecto al comportamiento de dicho material. Sin embargo, debido a que el refuerzo mediante fibras de poliolefina es más reciente en el tiempo, la investigación asociada a este resulta ser todavía insuficiente en algunos aspectos. Cabe destacar que las normas antes citadas (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008) basan su formulación en el HRFA, no estando dicha

formulación adaptada al comportamiento del HRFP, cuyo comportamiento es sensiblemente diferente (Alberti et al., 2016e). Además las normas toman como base datos de resistencias residuales obtenidos mediante ensayos a tracción por flexión (European Committee for Standardization, 2007), por lo que resulta imprescindible conocer con mayor profundidad las características resistentes del material ante diferentes solicitaciones.

Los ensayos de resistencia a la tracción por flexión han sido ampliamente estudiados, tanto para HRFA (Laranjeira, 2010, Altun et al., 2007, Yoo et al., 2014, Giaccio et al., 2008, Pająk and Ponikiewski, 2013), como para HRFP (Alberti et al., 2014a, Alberti et al., 2015b). En investigaciones previas con HRFA y HRFP, tal y como se ha indicado en el Capítulo 6 de esta Tesis, se pudo evaluar positivamente el comportamiento de resistencia a tracción por flexión en los HRF. Sin embargo, la contribución de las fibras a la resistencia del material, cuando el elemento estructural está sometido a estados tensionales más complejos, es un tema que se encuentra en estos momentos en fase de estudio.

Así, en éste capítulo, se evaluó el comportamiento de diversos HRFP que fueron sometidos a ensayos uniaxiales de tracción directa. Para lograr ese objetivo se utilizaron probetas procedentes de las mitades obtenidas en ensayos de tracción por flexión sobre probetas de $600 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$ y $430 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$. Los hormigones empleados, conforme a la notación empleada en la presente Tesis, en el Capítulo 6, fueron: probetas de sección $150 \times 150 \text{ mm}^2$; dos hormigones de baja resistencia, denominados HVBP6 y 7,5, con una adición de fibras de 48 mm de longitud con 6 y 7,5 kg/m^3 de cuantía, respectivamente. Se emplearon igualmente probetas de sección $100 \times 100 \text{ mm}^2$ con una cuantía de fibras de 6 kg/m^3 . En este caso los hormigones fueron un HACP6 (autocompactante con fibras de 60 mm de longitud), un HVP6 (vibrado con fibras de 60 mm de longitud) y, por último, un HACLP6 (hormigón autocompactante con fibras de más de 430 mm de longitud dispuestas en el sentido longitudinal de la probeta y colocadas de forma geométrica y uniformemente situadas dentro de las probetas). En la Tabla 7.1 se muestra la dosificación de los hormigones empleados, en la Tabla 7.2 las propiedades mecánicas y en la Tabla 7.3 las resistencias residuales obtenidas en ensayos de tracción por flexión. Los valores indicados en estas tres tablas se han indicado en el Capítulo 6, pero para una mayor claridad se vuelven a repetir en éste.

Tabla 7.1. Dosificación (kg/m^3) de HRFP empleados en los ensayos a tracción directa

HORMIGÓN	Con fibras de poliolefina				
	HACP6	HVP6	HACLP6	HVBP6	HVBP7,5
Cemento 52,5	375	375	375	---	---
Cemento 32,5	---	---	---	312	312
Agua	187,5	187,5	187,5	216,1	216,1
a/c	0,50	0,50	0,50	0,69	0,69
Arena	918	916	918	875	875
Gravilla	245	300	245	198	198
Grava	367	450	367	519	519
Filler calizo	200	100	200	---	---
Superplastificante	4,7	2,8	4,7	---	---
Superplastificante (% cemento)	1,25	0,75	1,25	---	---
PF48	---	---	---	6,0	7,5
PF60	6,0	6,0	---	---	---
PF430	---	---	6,0	---	---
Fracción volumétrica (%)	0,66	0,66	0,66	0,66	0,82
Compactación	AutoComp	Vibrado	AutoComp	Vibrado	Vibrado

Tabla 7.2. Propiedades mecánicas de los HRFP sometidos a ensayos de tracción directa

HORMIGÓN	Con fibras de poliolefina				
	HACP6	HVP6	HACLP6	HVBP6	HVBP7,5
Resistencia a compresión f_{cm} (MPa)	41,4	32,9	39,0	21,7	20,1
c.v.	0,01	0,04	---	0,04	0,05
Resistencia a tracción f_{ct} (MPa)	4,1	3,8	3,8	---	---
c.v.	0,03	0,07	---	---	---
Módulo de elasticidad E (Gpa)	31,6	29,9	36,0	---	---
c.v.	0,02	---	---	---	---

Tabla 7.3. Resistencias en el límite de proporcionalidad y resistencias residuales de ensayos de tracción por flexión sobre probetas prismáticas de HRF

HORMIGÓN	Con fibras de poliolefina				
	HACP6	HVP6	HACLP6	HVBP6	HVBP7,5
Sección (mm ²)	100x100	100x100	100x100	150x150	150x150
f_{LOP} (MPa)	6,20	5,38	6,46	2,76	2,57
c.v.	0,01	---	0,05	0,10	0,10
f_{R1} (MPa)	1,82	1,98	2,00	1,43	1,70
c.v.	0,20	0,13	0,07	0,18	0,20
% f_{LOP}	29	37	31	52	66
f_{R2} (MPa)	2,19	2,32	2,68	1,65	2,00
c.v.	0,26	0,14	0,07	0,18	0,24
% f_{LOP}	35	43	41	60	78
f_{R3} (MPa)	2,67	2,85	3,53	1,75	2,15
c.v.	0,27	0,15	0,08	0,19	0,25
% f_{LOP}	43	53	55	63	84
f_{R4} (MPa)	3,06	3,15	4,13	1,70	2,14
c.v.	0,26	0,14	0,09	0,20	0,24
% f_{LOP}	49	59	64	62	83

7.2. Ensayos de tracción directa

7.2.1. Ensayo a tracción

En este ensayo destructivo se somete al material a una fuerza axial de tracción, según se muestra en el esquema de la Figura 7.1, hasta llegar a su rotura o colapso. Gracias a los datos obtenidos de fuerza y desplazamiento durante el ensayo es posible obtener las curvas tensión-desplazamiento y tensión frente a deformación. El ensayo es complejo de realizar, pero permite obtener las relaciones constitutivas del material al poder relacionar de manera directa tensiones y deformaciones. La Figura 7.2 muestra una gráfica tipo de un ensayo de tracción.

Figura 7.1. Esquema de un ensayo de tracción directa

Figura 7.2. Gráfica tipo carga-desplazamiento de un ensayo de tracción directa de HRF

Con los datos de fuerza y alargamiento, por medio de la ecuación (7.1), se obtiene la tensión o fuerza por unidad de superficie, mediante la relación entre la fuerza aplicada (F) y la sección resistente (S). Esos datos también sirven para obtener la deformación producida, denominada elongación, como relación entre el incremento de longitud y la longitud inicial (L_0), conforme a la ecuación (7.2). En esta ecuación la longitud final se expresa por L_f .

$$\sigma = F/S \quad (7.1)$$

$$\varepsilon = \frac{(L_f - L_0)}{L_0} \quad (7.2)$$

Según se observa en la Figura 7.2, en la rama de fuerza entre el inicio del ensayo y el punto de fuerza máxima, f_{MAX} , se produce un comportamiento elástico del material. En este intervalo la relación entre la tensión y la deformación resulta lineal, conforme a la ley de Hooke. Gracias a esta relación, indicada de manera analítica en la ecuación (7.3), se puede calcular el módulo de elasticidad, o módulo de Young, de un material. La segunda rama, de descenso de fuerza, corresponde al inicio de la fisuración y entrada en carga de las fibras hasta el valor de f_{MIN} . A partir de este punto son las fibras las encargadas principales de soportar la carga.

$$E = \sigma / \varepsilon \quad (7.3)$$

Al aplicar esta teoría al hormigón se puede apreciar su comportamiento conforme a la curva de tensión-deformación de la Figura 2.5 y a la descripción realizada en el Capítulo 2 (Habel, 2004).

7.2.2. Campaña experimental

En el Capítulo 2 se describieron los métodos más empleados para realizar los ensayos de resistencia a tracción del hormigón: el de flexión y el conocido como brasileño, según la norma EN-12390-6 (European Committee for Standardization, 2010d). El primero de ellos se basa en un ensayo a flexotracción y el segundo se basa en el hendimiento de la probeta (Montoya et al., 2010). Sin embargo, para analizar la resistencia a tracción del hormigón reforzado con fibras es posible emplear un ensayo de tracción directa. Éste requiere de una técnica compleja y metódica para obtener los resultados buscados, por lo que generalmente no suele ser utilizado.

De esta forma, la carencia de normativa, junto con la dificultad para su realización, limitan el uso del ensayo de tracción directa en detrimento de los dos antes indicados.

Las principales dificultades que surgen a la hora de emplear el método de tracción directa sobre HRF son las siguientes:

- Complejidad en la elaboración de la probeta: para conseguir la estabilidad de la misma y eliminar en mayor medida la posibilidad de giros en ella, se unen al hormigón dos cazoletas de acero en su parte superior e inferior, unidas mediante una resina de dos componentes. Este proceso requiere del curado del adhesivo durante un tiempo que oscila entre 24 y 48 horas. Si durante este proceso se produce un error en la geometría de montaje o la resina no está convenientemente curada es posible que se produzca el fallo del ensayo por despegue de alguna cazoleta.
- Aparición de varios planos de fractura, debido al anclaje muy rígido. Este proceso da lugar a valores de resistencia superiores al real, por lo que para evitarlo se reduce la sección resistente mediante entallas que generan un plano preferente de fractura.
- Distribución no uniforme de tensiones a través de la fractura.

Elaboración de probetas

Como ya se ha indicado anteriormente, para la elaboración de las probetas se contó con las mitades residuales de ensayos a tracción por flexión realizados en vigas a tres puntos. En estos ensayos la zona afectada por el ensayo fue la zona central de la probeta, por lo que se

cuenta con dos zonas no tensionadas entre cada uno de los extremos y la superficie de fractura, según se observa en la Figura 7.3. De esta manera, de cada viga se obtuvieron dos probetas.

Figura 7.3. Obtención de las probetas para el ensayo de tracción directa.

Por tanto, las probetas obtenidas para los ensayos de tracción directa tuvieron dimensiones de $250 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$, en el caso de los hormigones HVBP6 y HVBP7,5, y de $150 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$, en los HACP6, HVP6 y HACLP6. Con el fin de evitar la aparición de varios planos de fisuración, las probetas fueron convenientemente entalladas en su sección central. Las entallas realizadas, de 8 y 3 mm de espesor respectivamente, dejaron una superficie de ligamento teórico en todos los tipos de probeta de $60 \times 60 \text{ mm}^2$. El patrón de entallas se muestra en la Figura 7.4, donde se aprecia la sección de ligamento centrada, excepto en el caso de las probetas HACLP6. Esta excepción vino provocada por la elaboración de las probetas con fibras largas, según se aprecia en la Figura 6.6, debido a que, en la sección de la entalla, para los ensayos a flexión, no existían fibras.

Figura 7.4. Patrón de secciones de ligamento y entallas en las probetas ensayadas a tracción directa: a) HVBP6 y 7,5, b) HACP6 y HVP6 y c) HACLP6

Una vez obtenidas y entalladas las probetas, se procedió a unir las con sus correspondientes cazoletas metálicas superior e inferior. La unión se realizó mediante resina epoxi Ceys Araldite Standard® de dos componentes, resina y endurecedor, de curado a temperatura ambiente y alta resistencia mecánica. Para asegurar un correcto contacto entre las cazoletas y la probeta, durante el curado de 48 horas, se aplicó una presión constante para mantenerlos en contacto.

Por último, se pintaron sus caras delantera y trasera con el fin de poder analizar mediante vídeo-extensometría el ensayo. La cara delantera se pintó de negro, marcando de color blanco una serie de puntos blancos que sirvieron de referencia para obtener, en todo momento, la distancia entre la parte superior e inferior de la entalla. De igual forma otros puntos blancos fueron empleados para asegurar la ausencia de deslizamiento entre la probeta y las cazoletas. Por otro lado, la cara trasera fue pintada con un patrón de puntos monocromo aleatorio que permitió observar la generación y desarrollo de las fisuras en la sección de ligamento.

Preparación de los ensayos

El montaje completo del ensayo se puede ver en la Figura 7.5, donde se muestra una fotografía de un ensayo preparado para realizar y el esquema de montaje.

Según el esquema de la Figura 7.5 se aprecia como la cazoleta superior se une, mediante una barra doble roscada a una rótula, cuya misión es evitar los esfuerzos de flexión sobre la probeta, y esta a su vez a la parte superior fija de la máquina de ensayos. En la parte inferior de la probeta la cazoleta se une mediante otra barra roscada al actuador de la máquina por medio de un cilindro inferior ajustado con una barra corrugada transversal.

Figura 7.5. Esquema del montaje del ensayo y fotografía de un ensayo listo para ejecutarse

Con el fin de medir de manera precisa los desplazamientos entre la parte superior e inferior de las entallas se dispusieron dos extensómetros resistivos tipo CMOD con un recorrido de 8 mm, para las probetas pequeñas, y dos LVDT de 30 mm de recorrido, para las probetas grandes. Los extensómetros CMOD fueron fijados a los bordes de la entalla mediante la colocación de dos chapitas metálicas de manera semejante a como se colocan en los ensayos de flexión (European Committee for Standardization, 2007). Los LVDT fueron colocados mediante soportes de metacrilato adheridos a las probetas con pegamento de fuerte adherencia y rápido secado.

Además, se dispusieron dos cámaras de alta definición con el fin de grabar el comportamiento de la cara delantera de la probeta y la zona de la entalla de la cara posterior de la misma. Para asegurar una luminosidad constante durante el ensayo se utilizaron dos proyectores de luz artificial.

Realización de los ensayos

Los ensayos fueron realizados en una máquina universal de ensayos Instron® 8803 servocontrolada de 0,5 MN de capacidad máxima de carga. Dicha máquina adquirió los datos de tiempo, desplazamiento del actuador, carga y medida de los dos extensómetros colocados. Las imágenes de vídeo se grabaron en un ordenador de manera independiente, pero coordinada con la máquina de ensayos. El control de los ensayos se realizó mediante

desplazamiento del actuador a velocidad variable, en función del momento del ensayo, para lo cual se utilizó el software WaveMatrix®.

La velocidad del ensayo fue variable, comenzando con la menor de las velocidades hasta conseguir un desplazamiento de 10 mm, momento a partir del cual se fue aumentando la velocidad paulatinamente, tras cada incremento de desplazamiento de 0,1 mm. Con el primer paso del ensayo se aseguró que en todos los ensayos se produzca la primera fisura de la matriz de hormigón a la misma velocidad. En la Tabla 7.4 se indican los parámetros con los que se programó el ensayo. Todas las probetas fueron precargadas con 3 kN.

Tabla 7.4. Parámetros de actuación durante el ensayo de tracción directa

Etapa	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Desplazamiento (mm)	10,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	30,0
Velocidad (mm/min)	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,010	0,020	0,040	0,080	0,160

El comportamiento de las probetas durante los ensayos fue el deseado. La Figura 7.6 muestra una probeta al final del ensayo, mientras que en la Figura 7.2 se muestra una gráfica carga-desplazamiento tipo donde se visualizan cuatro ramas bien diferenciadas. En la primera, correspondiente al tramo hasta alcanzar la máxima carga (f_{MAX}), el HRFP se comporta conforme a lo esperado de un material rígido sin fisurar, aumentando proporcionalmente la carga y el desplazamiento, por lo que se constata que en esta primera rama la resistencia del material compuesto se encuentra íntimamente asociada a la resistencia de la matriz del hormigón. En una segunda fase, entre los valores de f_{MAX} y f_{MIN} , se produce una importante descarga con un mínimo desplazamiento. Este fenómeno está asociado a la entrada en carga de las fibras. La tercera rama, entre f_{MIN} y f_{REM} , coincide con un aumento de la carga durante un periodo de deformación longitudinal de las fibras, por lo que se produce un incremento de longitud de las mismas, asociado a una reducción de su sección transversal. Este fenómeno se produce siempre y cuando las fibras se encuentren debidamente adheridas al hormigón. Por último, se observa la cuarta rama, desde f_{REM} en adelante, donde se produce una descarga lenta y progresiva asociada a la rotura o despegue de las fibras. En el caso de las fibras de poliolefina se puede producir cualquiera de esos efectos (Alberti et al., 2016f), en tanto que en las fibras de acero lo más habitual es que la tensión de adherencia fibras-matriz sea inferior a la resistencia a tracción de las fibras (Laranjeira et al., 2010).

Figura 7.6. Detalle de una probeta tipo HACLP6 (con las fibras largas orientadas en la dirección de la fuerza del ensayo) al final del ensayo

7.3. Resultados y discusión

7.3.1. Resultados de fuerza y desplazamiento

En un total de quince probetas ensayadas, tres de cada tipo de hormigón estudiado, se obtuvieron los datos de: tiempo, carga, desplazamiento del actuador y valores obtenidos por los CMOD o LVDT. Estos resultados permitieron obtener gráficas relevantes para el estudio de las características resistentes de los hormigones, como es el caso de la de tensión-deformación. La Tabla 7.5 indica los valores de carga máxima, mínima y remanente obtenidos en los ensayos de las diferentes probetas. En dicha Tabla 7.5 se han indicado con un asterisco los valores que parece que no se adaptan a la tendencia esperada por ese hormigón, por lo que no serán tenidos en cuenta a la hora de analizar gráficamente los datos obtenidos.

Tabla 7.5. Valores de carga obtenidos en los ensayos de tracción directa de las probetas y medios de tipo de hormigón, junto con su correspondiente coeficiente de variación

		Valores medios y c.v.					
HORMIGÓN	PROBETA	f_{MAX} (kN)	f_{MIN} (kN)	f_{REM} (kN)	f_{MAX} (kN)	f_{MIN} (kN)	f_{REM} (kN)
HACP6	F5-A	7,75	0,26	3,27			
	F5-B	10,80	0,83	2,35	10,28	0,77	3,02
	F7	12,28	1,21	3,45	(0,22)	(0,62)	(0,20)
HVP6	F33-A	10,00	1,94	6,89			
	F33-B	5,87	1,01	3,37	8,06	1,46	5,29
	F34	8,30	1,42	5,62	(0,26)	(0,32)	(0,34)
HACLP6	FL1	6,08	1,76	8,04			
	FL2	8,09	2,42	9,04	6,82	2,00	8,84
	FL3	6,30	1,81	9,44	(0,16)	(0,18)	(0,08)
HVBP6	A3P1	11,54	0,75	1,26			
	A3P2	5,03*	0,45	1,29	10,87	0,60	1,28
	A4P4	10,19	Error ensayo	Error ensayo	(0,09)	(0,35)	(0,02)
HVBP7,5	A1P3	10,95	1,80	3,12			
	A2P1	8,40	1,84	3,16	9,68	1,82	3,14
	A2P4	5,16*	0,90*	1,01*	(0,19)	(0,02)	(0,01)

* Los valores no se encuentran en la tendencia del hormigón y no se consideran en el análisis.

A simple vista, lo primero que se puede afirmar, en relación a los valores de carga máximos obtenidos en los ensayos, es que los del hormigón vibrado (HVP6) son inferiores a los del autocompactante (HACP6). En el hormigón con fibras largas (HACLP6) la carga máxima es inferior a cualquiera de los dos indicados anteriormente, en tanto que la carga remanente resulta muy superior, debido a la aportación resistente de las fibras largas colocadas en sentido longitudinal. En este hormigón hay que remarcar que la resistencia remanente aportada por las fibras largas llega en las tres probetas ensayadas a superar a la carga de rotura a tracción del hormigón. Igualmente, destacar que los valores de fuerza máxima en el HVBP6 son ligeramente superiores a los obtenidos por el HVBP7,5 en el momento de rotura de la matriz. A partir de ese momento los valores de carga se invierten, predominando la carga en relación a la mayor cuantía de fibras, ya que son estas las que gobiernan el estado post-fisuración del hormigón.

La Figura 7.7 muestra la gráfica carga-desplazamiento medio de los extensómetros en los hormigones reforzados con fibras aleatoriamente dispuestas, tipos HACP6 (a la izquierda) y HVP6 (a la derecha). Cada uno de los gráficos muestra los resultados de carga obtenidos en cada una de las tres probetas ensayadas.

Figura 7.7. Gráficas fuerza – desplazamiento medio de los extensómetros. (a) hormigón autocompactante y (b) hormigón vibrado, ambos con 6 kg/m^3 de fibras

El comportamiento de estos dos hormigones fue similar durante la primera fase del ensayo, hasta llegar al punto de f_{MAX} . Ambos muestran una rampa de carga completamente lineal, hasta el momento de fisuración de la matriz de hormigón, relacionada con las características resistentes a tracción de la matriz. Después de la fisuración del hormigón se observó un descenso brusco de carga, mostrando el hormigón autocompactante una menor capacidad de carga que el vibrado. A partir de este punto de f_{MIN} se produjo un aumento de cargas debido a la resistencia de las fibras de poliolefina, trabajando a tracción. En el hormigón vibrado se produjo un mejor comportamiento en esta rama residual frente al autocompactante. Por este motivo se puede afirmar que existe una diferencia de comportamiento entre los dos hormigones debido a su forma de compactación. Los valores máximos de la f_{REM} se sitúan en valores máximos de 3,45 kN para el HACP6, frente a 6,89 kN del HVP6. Este comportamiento tan dispar se estudia posteriormente al analizar la cantidad de fibras contadas en la sección resistente. Se puede adelantar que la mayor cantidad de fibras contadas en las secciones resistentes del hormigón vibrado lograron mantener una fuerza mínima, tras la fisuración, superior a la mostrada por el hormigón autocompactante. A partir de este valor de fuerza mínima el mayor número de fibras en el hormigón vibrado consigue esa diferencia de fuerza en la fase post-fisuración, gobernada únicamente por el número de fibras en la sección de ligamento.

Por lo que respecta al comportamiento del hormigón con fibras largas, HACLP6, se puede indicar, conforme a lo mostrado en la Figura 7.8, que la rama de carga inicial y la rama de descarga tras la fisuración de las probetas muestran un comportamiento similar al observado para los hormigones con fibras aleatoriamente dispuestas de longitud comercial. En este caso las tres probetas mantuvieron una f_{MIN} superior a 1,76 kN. A partir de ese momento la carga que pueden soportar las fibras de la sección resistente de este hormigón, dispuestas de manera ordenada y equiespaciada, crece hasta llegar a valores superiores, en todas las probetas, a la carga de rotura de la matriz y, en algún caso, superando un 49% de aumento de carga. Este comportamiento era esperable, ya que con la disposición y longitud de las fibras empleadas en este hormigón las fibras estaban debidamente ancladas entre las dos caras de la fisura, manteniendo el puenteo de la fisura en la discontinuidad durante todo el ensayo.

Figura 7.8. Gráficas fuerza – desplazamiento medio de los extensómetros en el hormigón reforzado con fibras largas

El comportamiento de los hormigones de baja resistencia a compresión y la mejora de propiedades que supone la adición de fibras de poliolefina en ellos se muestra en la Figura 7.9. En alguna de las probetas la f_{MAX} resulta superior en el hormigón HVBP6 que en el reforzado con $7,5 \text{ kg/m}^3$. La rama de descarga es similar, pero aquí ya se aprecia un comportamiento diferente, función de la cantidad de fibras, ya que el hormigón de 6 kg/m^3 presenta, en todos los casos, menor capacidad de carga para f_{MIN} . La rama de carga posterior al valor mínimo de carga resulta superior en el HVBP7,5, llegando a duplicar la carga que soporta el HVBP6.

Figura 7.9. Gráficas fuerza – desplazamiento medio de los extensómetros. (a) hormigón reforzado con $7,5 \text{ kg/m}^3$ y (b) el de 6 kg/m^3 de fibras

Para comparar los cinco tipos de hormigón empleados se aporta la Figura 7.10, en la cual se ven las curvas carga-desplazamiento medio de los extensómetros con los valores medios de carga de las probetas de cada tipo de hormigón. Se puede asegurar, viendo esta Figura 7.10 que la resistencia remanente depende únicamente de las fibras y que, a mayor longitud de fibra dicha f_{REM} es igualmente superior.

Figura 7.10. Gráfica fuerza – desplazamiento medio de los extensómetros para valores medios de carga de los cinco tipos de hormigón analizados

7.3.2. Conteo de fibras en la sección resistente

Un factor decisivo, a la hora de estudiar el comportamiento de los HRF, es saber el número real de fibras que influyeron en la resistencia de las probetas durante los ensayos. Con esta finalidad se procedió al conteo de las fibras localizadas en la sección resistente. A la hora de contar las fibras es importante saber que las fibras metálicas permanecen en un lado u otro de la sección resistente, ya que su fallo se produce por la adherencia entre la fibra y la matriz de hormigón (Laranjeira et al., 2010). Sin embargo, en el caso de las fibras de tipo polimérico, estas pueden mostrarse en la sección del ligamento rotas, caso de haber tenido un buen anclaje y romper por resistencia de la fibra, o enteras, por sufrir fallo por adherencia (Alberti et al., 2016f). Con esta consideración inicial ambas mitades de las probetas ensayadas a tracción directa se separaron utilizando la propia máquina de ensayos.

Todas las secciones de ligamento de las probetas se dividieron en sectores, 16 para el caso del hormigón de fibra larga (4x4 cuadrados de 1,5 cm de lado) y 9 (3x3 cuadrados de 2 cm de lado) en el resto de los casos. La Figura 7.11 muestra una fotografía de la sección resistente

de una probeta ensayada y dividida en nueve sectores. Se observa igualmente la diferencia que existe a la hora de apreciar una fibra rota o arrancada.

Figura 7.11. Fotografía de la sección de ligamento de una probeta dividida en nueve sectores, indicando las fibras arrancadas (color azul y línea continua) y las rotas (color rojo y línea discontinua)

Para el recuento de las fibras en la sección de ligamento se emplearon plantillas. El recuento de fibras de las diferentes probetas ensayadas se muestra en las Figura 7.12, donde se puede apreciar que, salvo en el caso de las probetas HACLP6, la distribución de fibras no es uniforme, existiendo sectores sin fibras y otros donde existe concentración de estas. En los datos tomados en consideración para realizar el análisis se decidió descartar los resultados de la probeta F33-A (HVP6) debido a que sus valores se encontraron fuera de la media.

HACP6	Probeta F5-A	<table><tr><td>5</td><td>2</td><td>4</td></tr><tr><td>3</td><td>1</td><td>0</td></tr><tr><td>3</td><td>3</td><td>2</td></tr></table>	5	2	4	3	1	0	3	3	2	Probeta F5-B	<table><tr><td>3</td><td>0</td><td>0</td></tr><tr><td>4</td><td>3</td><td>4</td></tr><tr><td>4</td><td>2</td><td>2</td></tr></table>	3	0	0	4	3	4	4	2	2	Probeta F7	<table><tr><td>1</td><td>0</td><td>0</td></tr><tr><td>2</td><td>4</td><td>7</td></tr><tr><td>2</td><td>1</td><td>1</td></tr></table>	1	0	0	2	4	7	2	1	1																					
	5	2	4																																																			
	3	1	0																																																			
3	3	2																																																				
3	0	0																																																				
4	3	4																																																				
4	2	2																																																				
1	0	0																																																				
2	4	7																																																				
2	1	1																																																				
HVP6	Probeta F33-A*	<table><tr><td>5</td><td>14</td><td>6</td></tr><tr><td>2</td><td>6</td><td>4</td></tr><tr><td>2</td><td>1</td><td>5</td></tr></table>	5	14	6	2	6	4	2	1	5	Probeta F33-B	<table><tr><td>3</td><td>1</td><td>6</td></tr><tr><td>1</td><td>3</td><td>3</td></tr><tr><td>3</td><td>1</td><td>1</td></tr></table>	3	1	6	1	3	3	3	1	1	Probeta F34	<table><tr><td>4</td><td>2</td><td>4</td></tr><tr><td>3</td><td>4</td><td>3</td></tr><tr><td>5</td><td>3</td><td>5</td></tr></table>	4	2	4	3	4	3	5	3	5																					
	5	14	6																																																			
	2	6	4																																																			
2	1	5																																																				
3	1	6																																																				
1	3	3																																																				
3	1	1																																																				
4	2	4																																																				
3	4	3																																																				
5	3	5																																																				
HACLP6	Probeta FL1	<table><tr><td>2</td><td>1</td><td>2</td><td>2</td></tr><tr><td>3</td><td>2</td><td>3</td><td>2</td></tr><tr><td>2</td><td>3</td><td>3</td><td>2</td></tr><tr><td>2</td><td>3</td><td>3</td><td>3</td></tr></table>	2	1	2	2	3	2	3	2	2	3	3	2	2	3	3	3	Probeta FL2	<table><tr><td>1</td><td>2</td><td>1</td><td>2</td></tr><tr><td>3</td><td>1</td><td>3</td><td>2</td></tr><tr><td>2</td><td>3</td><td>2</td><td>2</td></tr><tr><td>3</td><td>2</td><td>4</td><td>3</td></tr></table>	1	2	1	2	3	1	3	2	2	3	2	2	3	2	4	3	Probeta FL3	<table><tr><td>3</td><td>3</td><td>2</td><td>3</td></tr><tr><td>1</td><td>2</td><td>1</td><td>2</td></tr><tr><td>3</td><td>3</td><td>2</td><td>2</td></tr><tr><td>4</td><td>2</td><td>3</td><td>3</td></tr></table>	3	3	2	3	1	2	1	2	3	3	2	2	4	2	3	3
	2	1	2	2																																																		
	3	2	3	2																																																		
2	3	3	2																																																			
2	3	3	3																																																			
1	2	1	2																																																			
3	1	3	2																																																			
2	3	2	2																																																			
3	2	4	3																																																			
3	3	2	3																																																			
1	2	1	2																																																			
3	3	2	2																																																			
4	2	3	3																																																			
HVBP6	Probeta A3P1	<table><tr><td>2</td><td>2</td><td>5</td></tr><tr><td>0</td><td>0</td><td>3</td></tr><tr><td>2</td><td>1</td><td>2</td></tr></table>	2	2	5	0	0	3	2	1	2	Probeta A3P2	<table><tr><td>2</td><td>3</td><td>1</td></tr><tr><td>1</td><td>2</td><td>4</td></tr><tr><td>2</td><td>0</td><td>3</td></tr></table>	2	3	1	1	2	4	2	0	3	Probeta A4P4	<table><tr><td>2</td><td>1</td><td>0</td></tr><tr><td>4</td><td>1</td><td>0</td></tr><tr><td>1</td><td>0</td><td>0</td></tr></table>	2	1	0	4	1	0	1	0	0																					
	2	2	5																																																			
	0	0	3																																																			
2	1	2																																																				
2	3	1																																																				
1	2	4																																																				
2	0	3																																																				
2	1	0																																																				
4	1	0																																																				
1	0	0																																																				
HVBP7,5	Probeta A1P3	<table><tr><td>3</td><td>4</td><td>1</td></tr><tr><td>5</td><td>10</td><td>6</td></tr><tr><td>1</td><td>3</td><td>1</td></tr></table>	3	4	1	5	10	6	1	3	1	Probeta A2P1	<table><tr><td>0</td><td>2</td><td>5</td></tr><tr><td>2</td><td>1</td><td>4</td></tr><tr><td>4</td><td>3</td><td>7</td></tr></table>	0	2	5	2	1	4	4	3	7	Probeta A2P4	<table><tr><td>2</td><td>3</td><td>3</td></tr><tr><td>3</td><td>0</td><td>4</td></tr><tr><td>5</td><td>0</td><td>0</td></tr></table>	2	3	3	3	0	4	5	0	0																					
	3	4	1																																																			
	5	10	6																																																			
1	3	1																																																				
0	2	5																																																				
2	1	4																																																				
4	3	7																																																				
2	3	3																																																				
3	0	4																																																				
5	0	0																																																				

* No considerada en el análisis

Figura 7.12. Fibras contadas en la sección de ligamento de cada una de las probetas ensayadas. La primera fila corresponde al HACP6, la segunda al HVP6, la tercera al HACLP6, la cuarta al HVBP6 y la última al HVBP7,5

A modo de resumen del conteo de fibras se incluye la Tabla 7.6, donde para cada probeta se indica el número total de fibras contadas en la sección resistente.

Tabla 7.6. Conteo de fibras en la sección resistente de las probetas sometidas a tracción directa

HORMIGÓN	PROBETA	Fibras
HACP6	F5-A	23
	F5-B	22
	F7	18
HVP6	F33-A*	45
	F33-B	22
	F34	33
HACLP6	FL1	38
	FL2	36
	FL3	39
HVBP6	A3P1	17
	A3P2	18
	A4P4	9
HVBP7,5	A1P3	34
	A2P1	28
	A2P4	20

* No considerada en el análisis

En las probetas de tamaño pequeño de sección $100 \times 100 \text{ mm}^2$ y fibras de 60 mm de longitud el efecto pared predomina sobre el efecto de flujo en el HAC. Este efecto pared afecta a un alto porcentaje de toda la sección transversal. Por tanto, el efecto pared resultó representativo y explica el mejor resultado producido en el HVP6 frente al HACP6, aun sin tomar en consideración la probeta F33-A cuyo resultado de conteo de fibras resultó fuera de la media, motivo por el que se descartó para el análisis.

Para una mejor comprensión, y como ya se ha indicado que la carga remanente soportada por las probetas es función del número de fibras que realmente trabajan en la sección de rotura, se realizó la Figura 7.13, en la que se relaciona la carga remanente con las fibras contadas en cada probeta.

Figura 7.13. Relación entre la fuerza remanente (f_{REM}) y el número de fibras contadas en la sección de ligamento

Del análisis de la Tabla 7.6 y de la Figura 7.13 se puede asegurar que, salvo el resultado de alguna probeta aislada, la relación entre la carga remanente y el número de fibras tiene una buena correlación. Si estudiamos de manera visual las secciones resistentes de las probetas, se observa que en el caso de los HVBP un 90% de sus fibras han sufrido el despegue de la matriz cementicia. Si comparamos los hormigones con mejor matriz cementicia, en el caso del HVP6 ese número de fibras despegadas desciende hasta un 60% del total, bajando hasta un 30% de la totalidad para el caso del HACP6. Estos resultados indican claramente la importante relación existente entre la adherencia fibras-matriz y la capacidad resistente que pueden soportar los HRF.

7.3.3. Orientación de las fibras

A partir de los resultados del conteo de fibras en las probetas, junto con el número de fibras esperado en la sección de ligamento se pudieron obtener los diferentes coeficientes de orientación, conforme a la ecuación (3.5).

En la Tabla 7.7 se incluyen los diferentes coeficientes de orientación así obtenidos. En todos los casos, se ha considerado la sección resistente teórica y real de las probetas. Esto es debido a que, por el proceso de realización de las entallas, la sección no es constante, de valor 3.600 mm^2 .

Tabla 7.7. Secciones resistentes, número de fibras y coeficientes de orientación en los ensayos de tracción directa

HORMIGÓN	PROBETA	Sección resistente (mm ²)		Fibras		Coeficiente de orientación		
		Teórica	Real	th sec. teórica	th sec. real	Contadas	θ teórico	θ real
HACP6	F5-A	3.600	3.450	37	36	23	0,62	0,65
	F5-B	3.600	3.530	37	36	22	0,59	0,61
	F7	3.600	3.344	37	34	18	0,49	0,52
HVP6	F33-A	3.600	3.220	37	33	45*	1,21	1,36
	F33-B	3.600	3.325	37	34	22	0,59	0,64
	F34	3.600	3.306	37	34	33	0,89	0,97
HACLP6	FL1	3.600	3.672	37	38	38	1,03	1,01
	FL2	3.600	3.418	37	35	36	0,97	1,02
	FL3	3.600	3.780	37	39	39	1,05	1,00
HVBP6	A3P1	3.600	4.873	37	50	17	0,46	0,34
	A3P2	3.600	3.500	37	36	18	0,49	0,50
	A4P4	3.600	3.154	37	32	9	0,24	0,28
HVBP7,5	A1P3	3.600	3.782	46	49	34	0,73	0,70
	A2P1	3.600	3.422	46	44	28	0,60	0,64
	A2P4	3.600	2.583	46	33	20	0,43	0,60

* No considerada en el análisis

Para los dos primeros tipos de hormigón, partiendo de la base de que la sección resistente está centrada en la probeta y que la longitud de las fibras es de 60 mm, se llega a que parte de la sección resistente se encontró en la zona considerada isótropa, existiendo también una fracción de sección afectada por el efecto pared. En el HACP6 se contó un número menor de fibras de las teóricamente previstas, en tanto que el factor de orientación resultó ser superior al previsto. Lo mismo cabe indicar para el HVP6, excepto en el caso de la probeta F33-A donde se produjo un valor anormal. Para explicar dicho valor se ha incluido la Figura 7.14, en la que se muestra la sección resistente de dicha probeta en la que se observa una fuerte concentración de fibras en una determinada parte de la sección, no teniendo un reparto homogéneo de fibras en la sección. El HACLP6 de fibra larga muestra valores cercanos a la unidad, como era previsible. Las pequeñas variaciones en el número de fibras se corresponden con los mínimos errores dimensionales a la hora de ejecutar las entallas en las probetas. Respecto a los dos HVBP se puede indicar que toda la sección resistente se encuentra dentro de la zona que no tiene efecto pared. De esta manera se observa que los valores del dosificado con 6 kg/m³ de fibras tienen un máximo de coeficiente de orientación de 0,50. Estos valores aumentan, hasta 0,70, debido al mayor volumen de fibras aportado por el hormigón de 7,5 kg/m³ de fibras.

Con el fin de visualizar la relación entre el coeficiente de orientación y las cargas mínima y remanente de los ensayos se ha elaborado la Figura 7.15. En esta se han obtenido los valores medios de carga y factor de orientación de los hormigones estudiados. No se ha incluido, a la hora de realizar la media de los valores de los coeficientes de orientación reales, el de la probeta F33-A, ya que resultó estar fuera de la normalidad.

En ambos casos f_{MIN} y f_{REM} muestran una clara tendencia lineal, lo que demuestra que son las fibras las que dominan el comportamiento post-fisuración del HRF. En todos los hormigones estudiados, estos soportan mayores cargas a medida que se incrementa la cantidad de fibras resistentes en la sección de fisuración.

Figura 7.14. Sección resistente de la probeta F33-A

Figura 7.15. Gráficas fuerza media - coeficiente de orientación medio real de los cinco tipos de HRF estudiados

7.3.4. Análisis de desplazamientos y giros mediante vídeo-extensometría

La grabación en vídeo de los ensayos realizados permitió comprobar la posibilidad de no tener que emplear elementos tradicionales de medida. Para la realización del análisis de desplazamientos y giros se procedió a pintar la cara delantera de las probetas de color negro, marcando unos puntos blancos de referencia, tal y como se aprecia en la Figura 7.5, que sirvieron para: asegurar la ausencia de desplazamiento entre las cazoletas de agarre y la probeta, mostrar el desplazamiento entre las partes superior e inferior de las entallas y para comprobar si existió giro de la probeta durante el ensayo. Los ensayos se grabaron mediante una cámara de 5 megapíxeles a una velocidad de un fotograma por segundo, lo que permitió relacionar los datos de imagen con los obtenidos por la máquina de ensayos. De esta manera, para cualquier instante del ensayo se conocía su imagen, desplazamiento del actuador, carga y valores de desplazamiento medidos por métodos tradicionales (LVDT o CMOD).

Para el análisis de resultados se transformó el vídeo en fotogramas, formando una secuencia de estos cada 10 segundos de ensayo, evitando la sobresaturación de datos en el análisis. Las imágenes fueron estudiadas mediante el software ImageJ, de distribución gratuita. Este programa calcula el centro de gravedad de los puntos blancos de referencia, permitiendo obtener los datos de posición relativa entre ellos, durante el ensayo. En la Figura 7.16 se muestra un gráfico de la salida de resultados que se obtiene. Los cinco puntos con valores de desplazamiento en el eje “y”, del orden de 77 mm, se corresponden con los puntos superiores de la entalla, en tanto que los otros puntos iniciaron el ensayo con un valor de desplazamiento en el eje “y” de casi 85 mm, aumentando la distancia hasta valores superiores a 90 mm. La diferencia de posición de estos puntos inferiores es el desplazamiento que ha sufrido la probeta durante el ensayo.

Figura 7.16. Gráfica desplazamiento en “y” (mm), frente a desplazamiento en “x” (mm).
Resultados obtenidos mediante análisis de vídeo-extensometría

Con el fin de confirmar el posible empleo de esta técnica, en relación a los métodos tradicionales de obtención de medida, se han realizado las gráficas carga-desplazamiento de la Figura 7.17. En cada una de las gráficas se muestra la gráfica media de los valores obtenidos con medición tradicional y la media obtenida por vídeo-extensometría.

Figura 7.17. Gráficas fuerza-desplazamiento comparativas por medición tradicional (CMOD o LVDT) frente a medición por vídeo-extensometría (ImageJ): (a) HACP6, (b) HVP6, (c) HACLP6, (d) HVBP7,5 y (e) HVBP6

De forma análoga, estudiando mediante vídeo-extensometría la posición relativa de los puntos blancos sobre fondo negro de la cara delantera de las probetas, se consiguió comprobar si las probetas sufrieron giros durante los ensayos. Estos posibles giros son debidos a una aplicación no simétrica de la carga sobre la probeta, provocando una abertura de fisura no paralela que modifica los resultados. Con el fin de apreciar estos giros se incluye la Figura 7.18, donde se muestra una probeta, que sufrió un giro, al inicio y final del ensayo. Los datos tratados en el análisis de giro han sido los obtenidos en los puntos extremos derecho e izquierdo de la probeta.

Figura 7.18. Giro sufrido por una probeta durante su ensayo

Estos giros se obtuvieron mediante el tratamiento de imágenes con el software ImageJ y sus resultados se muestran en la Tabla 7.8. El valor máximo de giro es de $0,22^\circ$ en la zona derecha de la probeta A1P3, en tanto que el giro medio de todas las probetas resultó ser de $0,088^\circ$.

Tabla 7.8. Giro de las probetas durante los ensayos de tracción directa (grados sexagesimales), obtenido mediante vídeo-extensometría

HORMIGÓN	PROBETA	Giro extremos de entalla		Giro medio
		Izquierdo	Derecho	Media
HACP6	F5-A	0,10	0,16	0,13
	F5-B	0,02	0,05	0,04
	F7	0,17	0,15	0,16
HVP6	F33-A	0,05	0,05	0,05
	F33-B	0,10	0,12	0,11
	F34	0,05	0,08	0,07
HACLP6	FL1	0,08	0,03	0,06
	FL2	0,03	0,07	0,05
	FL3	0,10	0,03	0,07
HVBP6	A3P1	Error vídeo	Error vídeo	Error vídeo
	A3P2	0,07	0,05	0,06
	A4P4	0,11	0,09	0,10
HVBP7,5	A1P3	0,19	0,22	0,21
	A2P1	0,02	0,05	0,04
	A2P4	0,13	0,15	0,14

7.3.5. Análisis de fisuración

También, mediante vídeo-extensometría, se realizó un análisis de fisuración en la sección de ligamento de las probetas. Para poder realizar este análisis se tuvieron que pintar los fondos de entalla mediante un patrón de puntos monocromo aleatorio (Lecompte et al., 2006). Las imágenes fueron grabadas mediante una cámara de 5 megapíxeles y se procesaron en forma de imágenes, con un ratio de una imagen por segundo. De esta forma se pudieron asociar los fotogramas del vídeo con los datos obtenidos por la máquina de ensayos. En esta ocasión el programa para el procesamiento de datos fue Vic-2D®. Este programa permite procesar datos relevantes de multitud de puntos y sus desplazamientos relativos y/o tensiones del material. Así, se consiguió mostrar los patrones de fisuración de las diferentes probetas. La Figura 7.19 muestra el fondo de entalla de un ensayo de tracción directa en diversos momentos del ensayo.

Figura 7.19. Patrón de fisuración de una probeta. Las imágenes, de arriba hacia abajo, muestran la formación y crecimiento de la discontinuidad a lo largo de un ensayo

Mediante el estudio de las imágenes se pudo comprobar un comportamiento muy parecido en todas las probetas, produciéndose la fisuración en el borde derecho o izquierdo de la entalla. La fisura creció según una directriz horizontal hasta comunicar los dos extremos de la entalla. Desde ese momento se produce el aumento de la abertura de la fisura hasta la finalización del ensayo.

7.4. Conclusiones

En función de los resultados presentados en este capítulo se concluye:

- El refuerzo del hormigón mediante fibras de poliolefina consigue que el hormigón no colapse tras la rotura de la matriz, manteniendo su integridad.
- Los valores de máxima carga se encuentran asociados a las propiedades de la matriz del hormigón, en tanto que la carga post-fisuración es dependiente de las fibras.
- La distribución aleatoria de fibras implica que no existe un reparto homogéneo de fibras en la sección de ligamento, por lo que se observaron diferencias en la carga mínima y remanente del HRF en probetas del mismo hormigón.

- La falta de normativa para la realización de los ensayos de tracción directa complica la comparación con otro tipo de ensayos realizados sobre HRF.
- El ensayo de tracción directa requiere dedicar bastante tiempo a la preparación de las probetas, a la correcta unión con las cazoletas y al desarrollo meticuloso del proceso de ensayo.
- El factor de orientación de las fibras en la zona isótropa central de las probetas ha resultado ser superior al esperado teóricamente.
- Los resultados obtenidos con el HACLP6, realizado con fibras largas, han sido los mejores de todos los hormigones estudiados. Sin embargo, no es un método de refuerzo de hormigón que sea fácilmente utilizable en la construcción real con hormigón ejecutado in-situ.
- Gracias a las técnicas de vídeo-extensometría se han obtenido valores de desplazamiento comparables a los obtenidos por medio de extensómetros. Este sistema permitió analizar los giros sufridos por las probetas en los ensayos, además de generar los patrones de fisuración en los ensayos de HRF a tracción directa.
- Se ha podido validar el uso de la técnica de vídeo-extensometría como una técnica precisa para la determinación de medidas de longitud en los ensayos.

CAPÍTULO 8. EFECTO TAMAÑO EN LA FRACTURA DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE POLIOLEFINA

8.1. Introducción

El hormigón estructural posee un excelente comportamiento ante esfuerzos de compresión, pero al mismo tiempo carece de elevada resistencia ante esfuerzos de tracción, resultando ser un material casi-frágil (Malatesta, 1997). La solución de refuerzo mediante fibras u hormigón reforzado con fibras (HRF) permite sustituir parcial o totalmente a la armadura de barras si su contribución es tenida en cuenta en el cálculo (Li et al., 1992, Voo et al., 2010), conforme a las condiciones impuestas por las normativas de diseño estructural (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008).

Actualmente las dos fibras más empleadas en realizaciones estructurales son las de acero y las de poliolefina. Las fibras de acero han sido ampliamente estudiadas, ya que se han empleado como refuerzo desde la mitad del siglo pasado (Romualdi and Mandel, 1964), lo que propició numerosas investigaciones que han permitido conocer sus propiedades (Bencardino, 2013). Sin embargo, las fibras de poliolefina comenzaron a emplearse a finales del siglo pasado gracias al desarrollo de la industria química. Esta inexperiencia en el uso de estas fibras lleva aparejada la falta de conocimiento de sus propiedades mecánicas, por lo que es necesario un estudio más profundo del uso de estas fibras en el hormigón.

Si comparamos, brevemente, las fibras de acero y poliolefina estas últimas presentan mejoras que deben tenerse en consideración a la hora de su posible uso: ausencia de deterioro por oxidación (Bernard, 2004), evitan la formación de campos magnéticos, no presentan problemas de seguridad por fibras que sobresalen de la matriz (Serna et al., 2015) y, además, la maquinaria empleada para la fabricación y puesta en obra del hormigón sufre un menor desgaste que si se empleasen fibras de acero (Grünwald and Walraven, 2002, Alberti et al., 2016b).

Uno de los problemas a los que se enfrenta la relación entre la investigación y la aplicación de las técnicas novedosas a la vida real es que no siempre es posible aplicar la misma formulación para probetas de ensayos y para el cálculo de elementos estructurales. En un

material casi-frágil como es el hormigón se observó que a medida que aumenta el tamaño de un elemento estructural, manteniendo su forma, la tensión máxima soportada disminuye. Este efecto es conocido como efecto tamaño (Bazant et al., 1994).

Con respecto al efecto tamaño, es importante indicar que existen tres teorías para tomarlo en consideración: la estadística, la determinista y la de fractales (Carpinteri and Spagnoli, 2004). Entre las tres, la más empleada es la determinista (Bazant, 1998). Se define el efecto tamaño como la desviación en la resistencia estructural de la capacidad real de carga predicha por el análisis de límite plástico o cualquier otra teoría de resistencia clásica basada en tensiones críticas (Bazant and Gambarova, 1984). Este efecto se puede indicar de manera gráfica de acuerdo con la Figura 8.1, para lo cual es necesario emplear al menos tres tamaños de piezas con el fin de ajustar el efecto tamaño de un material.

Figura 8.1. Ley de efecto tamaño propuesta por Bazant (Bazant and Gambarova, 1984)

En la literatura científica es ampliamente aceptada la existencia de este efecto tamaño, pero no hay unanimidad respecto a cómo cuantificar dicho efecto en el HRF. Se han realizado estudios sobre la influencia del tamaño máximo del árido y la fracción volumétrica de las fibras que demuestran la presencia de efecto tamaño en este tipo de hormigón (Alberti, 2015). En estos ensayos se obtuvieron datos de fractura y fragilidad de acuerdo al método propuesto por Bazant (Bazant et al., 1994). También existen investigaciones que indican que al añadir un alto contenido de fibras dúctiles de acero, como refuerzo del hormigón, el efecto tamaño no es apreciable (Mahmud et al., 2013). Esta investigación converge con la que indica que para una fracción volumétrica de fibras elevada el efecto tamaño disminuye debido al incremento de ductilidad que aportan las fibras (Yoo et al., 2016). Por último cabe mencionar otro estudio que concluye diciendo que el efecto tamaño tiene mayor importancia en el hormigón de alta resistencia (Cifuentes, 2010).

Por tanto, esta divergencia de ideas muestra una falta de unanimidad a la hora de contemplar el efecto tamaño en el HRF y es el motivo por el que se desarrolló el presente estudio, mediante un análisis de las resistencias residuales aportadas por las fibras de refuerzo. Estas resistencias son función a su vez de importantes factores que se han tenido en consideración

en el presente estudio: interacción fibra-hormigón, orientación y distribución de las fibras (factor de orientación (Alberti et al., 2018)) y efecto pared (Alberti et al., 2016d).

Para poder realizar este trabajo se ha empleado la dosificación, empleada con anterioridad (Alberti et al., 2015b), para un hormigón autocompactante reforzado con una fracción volumétrica de 1,1%. Las fibras empleadas fueron de poliolefina, con una longitud de 48 mm. Con este material se han realizado probetas entalladas de tres tamaños diferentes, manteniendo las proporciones, que se ensayaron a flexión en tres puntos. Con dichos ensayos se ha constatado la existencia de efecto tamaño en el hormigón autocompactante reforzado con fibras de poliolefina a la vez que se observó un descenso en la resistencia residual en probetas de mayores dimensiones, a igualdad de fibras en la sección de ligamento.

8.2. Programa experimental

La presente campaña experimental incluyó la realización de tres tamaños diferentes de probetas elaboradas con hormigón autocompactante fibro-reforzado con 10 kg/m³ de fibras de poliolefina de 48 mm de longitud. Las probetas guardaron proporcionalidad entre sus dimensiones, en relación a su altura. La diversidad en dimensiones y cantidad de probetas permitió obtener datos suficientes para elaborar un correcto análisis de resultados. Se pasa a continuación a explicar los materiales empleados en este estudio y como fueron ensayadas las probetas.

8.2.1. Materiales y fabricación de las probetas

Para la elaboración del hormigón, denominado como HACP10, se usó cemento Portland tipo EN 197-1 CEM I 52,5 R-SR 5. Este cemento fue mezclado con filler calizo con un contenido de carbonato cálcico mayor de un 98 %, siendo menos de un 0,05% retenido por el tamiz de 45 μ m, una densidad de 2700 kg/m³ y una superficie Blaine de 400-450 m²/kg. Los áridos silíceos machacados contenían gravas de entre 4 y 8 mm y 4 a 12 mm, arena con tamaño entre 0 y 2 mm y el tamaño máximo del árido fue de 12,7 mm. Se empleó superplastificante “Sika Viscocrete® 5720”, con base de policarboxilatos, una densidad de 1090 kg/m³ y un contenido sólido de un 36%. La dosificación del hormigón, mostrada en el Capítulo 6 de esta Tesis, se indica en la Tabla 8.1 para una mayor claridad y ha sido empleada con anterioridad para otras campañas experimentales (Alberti et al., 2015b). Las macro-fibras, con acabado superficial rugoso, empleadas con una fracción volumétrica de 1,1%, equivalente a 10 kg/m³, fueron SikaFiber® PF48, de 48 mm de longitud y cuyas características se muestran, aunque igualmente se indicaron en el Capítulo 6, en la Tabla 8.1. El aspecto visual de las fibras se puede observar en la Figura 8.2.

Tabla 8.1. Dosificación del hormigón y propiedades de las fibras para la campaña experimental de efecto tamaño

MATERIAL (kg/m ³)	HACP10	PROPIEDADES	PF48
Cemento 52,5	375	Densidad (g/cm ³)	0,91
Agua	187,5	Longitud (mm)	48
a/c	0,50	Diámetro equivalente (mm)	0,903
Arena	918	Esbeltez (L/D)	53
Gravilla	245	Resistencia a tracción (Mpa)	> 400
Grava	367	Módulo de elasticidad (Gpa)	> 6
Filler calizo	200	Nº de fibras por kg	32.895
Superplastificante	4,7	Superficie	Rugosa
Superplastificante (% cemento)	1,25	Anclaje	Por adherencia
PF48	10,0		
Fracción volumétrica (%)	1,10		
Compactación	AutoComp

Figura 8.2. Aspecto visual de las fibras de poliolefina empleadas en el hormigón para ensayos de efecto tamaño

Para la elaboración del hormigón se contó con una hormigonera de 100 l de eje vertical. Primero se mezclaron los tres tipos de áridos durante un minuto y se añadió 1/3 de las fibras, batiéndose otros treinta segundos. Posteriormente, se añadió el cemento junto con el filler, homogeneizándolo durante medio minuto, y se añadió 1/3 de fibras, amasándose treinta segundos. Se incluyó el 75% del agua y se mezcló un minuto para añadir después el resto de fibras y agua con superplastificante, procediendo al amasado final durante 150 segundos, reposando otros 150 y realizándose una mezcla final de 2 minutos.

Se realizó el ensayo de escurrimiento de acuerdo a normativa (European Committee for Standardization, 2010a), que dio como resultado medio de dos ensayos un valor de $t_{500} = 6$ s y un $d_m = 570$ mm. Los moldes metálicos fueron llenados desde uno de sus extremos hacia su opuesto y la compactación se realizó por la única acción del peso propio del hormigón, como se recomienda por la bibliografía y la norma (Alberti et al., 2016d, European Committee for Standardization, 2007). Las probetas así elaboradas se cubrieron con material plástico para evitar la deshidratación del material. Fueron desmoldadas a las 24 horas después de su hormigonado y curadas en cámara húmeda a 20°C y 90% de humedad durante un mínimo de 28 días hasta el momento de ser ensayadas.

Previamente a ensayarse las probetas se procedió a realizar la entalla central mediante una máquina de corte de baja velocidad con disco de diamante refrigerado por agua, manteniendo en todos los casos una altura de ligamento igual a la mitad del canto total de la probeta. De esta manera se realizaron probetas de tres tamaños que mantuvieron su relación de proporcionalidad entre dimensiones basada en el canto de la probeta “ D ”, según se muestra en la Figura 8.3. En la Tabla 8.2 se indican las dimensiones de los tres tamaños obtenidos: grande, mediano y pequeño así como el número de probetas válidas ensayadas. La Figura 8.4 muestra una foto comparativa de los tres tamaños de probeta ensayados.

Figura 8.3. Dimensiones proporcionales de las probetas de efecto tamaño y disposición de apoyos y carga para los ensayos

Tabla 8.2. Tamaño y número de probetas válidamente ensayadas para el estudio del efecto tamaño

TAMAÑO	LARGO (mm)	ANCHO (mm)	ALTURA (mm)	UNIDADES
Grande	1.350	50	300	3
Mediano	675	50	150	2
Pequeño	340	50	75	3

Figura 8.4. Fotografía de los tres tamaños de probetas ensayadas a efecto tamaño

8.2.2. Realización de los ensayos

Elaboradas las probetas, se procedió a medirlas con el fin de comprobar la correcta realización de las entallas, así como marcar la correcta ubicación de los puntos de apoyo y del cilindro de carga. También se pintaron con un patrón de puntos monocromo aleatorio (Hoult et al., 2013) las zonas superiores de las entallas de las probetas, en ambas caras. Este patrón es necesario para poder obtener, mediante un sistema de vídeo-extensometría, datos en

referencia a la forma de generación de las fisuras y su posterior crecimiento. En este punto las probetas se encontraron en disposición de ser ensayadas a flexión, siguiendo el patrón de ensayo conforme a la norma EN-14651 (European Committee for Standardization, 2007), al margen de los tamaños de las probetas. Por tanto, el método de ensayo estandarizado se usa para evaluar el comportamiento en fractura de diferentes tamaños de probetas, aunque el establecido por la norma se realiza con probetas de dimensiones $600 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$.

Para realizar los ensayos se contó con una máquina Instron® 8803 servocontrolada, de 0.5 MN de capacidad máxima, a la que se acopló una célula de carga Dynacell™ de 25 kN para obtener valores más precisos en relación a los ensayos que se desarrollaron. Para medir la abertura de la entalla se dispuso de un transductor resistivo (CMOD) con un rango de hasta 8 mm y para obtener la flecha de las probetas, durante los ensayos, se utilizaron dos transformadores diferenciales de variación lineal (LVDT) con 30 mm de recorrido, colocando uno a cada lado de éstas y obteniendo el valor medio del descenso. Por último, para complementar la forma de medida tradicional se usaron dos cámaras de alta definición, de cinco megapíxeles, que monitorizaron la zona de previsible fisura en la cara anterior y posterior de las probetas. La grabación se realizó con una relación de un fotograma por segundo, para conseguir sincronizar los valores facilitados por la prensa con los de la grabación.

Las probetas se colocaron, conforme al esquema descrito en la Figura 8.3, sobre dos rodillos de apoyo en la viga metálica de ensayo. A continuación, se procedió a colocar los elementos de medida tradicional (CMOD y LVDT), el rodillo de carga y se niveló el conjunto mediante un nivel láser para asegurar, por un lado, la correcta horizontalidad de las probetas en el ensayo y, por otro, que el cilindro de carga actuase en el centro del vano, como se aprecia en la Figura 8.5. Posteriormente, se colocaron las cámaras de alta definición, enfocadas a cada cara de la probeta. Durante el ensayo la máquina fue controlada por desplazamiento. En un primer paso, hasta un descenso de 0,6 mm, la velocidad del actuador fue de 0,0425 mm/min y en un segundo paso la velocidad pasó a 0,17 mm/min. En todos los casos, la formación de la fisura apareció durante el primer paso y el colapso de las probetas se produjo durante el segundo.

Figura 8.5. Probeta preparada para ser ensayada a efecto tamaño

La posición y orientación de las fibras en la matriz de hormigón juega un papel determinante en las características resistentes de la probeta en el laboratorio y en el elemento resistente en la estructura real (Enfedaque et al., 2019, Alberti et al., 2017a). Para tener en consideración el efecto pared se empleó un ancho de banda de 24 mm, igual a la mitad de la longitud de una fibra, alrededor del perímetro del molde. El efecto pared altera la posición de las fibras, afectando a la distribución y orientación de estas. Este efecto tiende a orientar las fibras a lo largo de la superficie de la pared, o molde, y es ampliamente aceptado en la literatura científica, afectando más en la zona delimitada por una longitud igual a la mitad de la longitud de la fibra, como se ve en la Figura 8.6.

Figura 8.6. Efecto pared debido a los moldes

8.3. Resultados

Los datos obtenidos durante los ensayos fueron: tiempo, carga, desplazamiento del actuador, abertura de la entalla, flecha en la probeta y vídeos con la formación y desarrollo de las fisuras. Con todos ellos, junto con el análisis de la superficie de la fractura de las probetas se pasará a analizar los resultados obtenidos. De esta forma se mostrarán resultados relevantes donde se relacionó la fuerza y tensión producida en los ensayos con la deformación y abertura de la entalla, las relaciones entre la superficie de fractura, el tamaño de la probeta y el número y orientación de las fibras.

Los resultados de tensión residual del material se expresan en relación a la fuerza, vano de la probeta y sección resistente, tomando como formulación para realizar esta conversión la indicada por EN-14651 (European Committee for Standardization, 2007), según la ecuación (8.1).

$$f_{R,j} = \frac{3F_j L}{2bh_{sp}^2} \quad (8.1)$$

En esta ecuación F_j es la carga aplicada, L la luz entre apoyos, b el ancho de la probeta y h_{sp} la altura de ligamento.

8.3.1. Resultados de comportamiento a fractura

El primer resultado que hay que estudiar es el que relaciona la fuerza producida en el ensayo frente a la abertura de la boca de la entalla. En la Figura 8.7(a) se muestra el comportamiento medio de los tres tamaños de probeta ensayados. Se aprecia que existen dos puntos de inflexión notables, definidos por el cambio de tendencia que tuvo lugar durante el ensayo. Al inicio se puede ver una rama de carga muy pronunciada hasta alcanzar la carga máxima. En esta rama la sección de ligamento permanece inalterada. El primer punto de inflexión coincide con la fisuración de la sección resistente, momento a partir del cual se produce un descenso brusco de carga hasta llegar a un mínimo, el segundo punto de inflexión, donde las fibras empiezan a trabajar. La energía absorbida por las fibras genera la curva post-fisuración mostrada en los gráficos. En el caso de las probetas medianas se aprecia un tercer punto de inflexión en la gráfica, para un valor de CMOD de unos 4,5 mm, a partir del cual la carga residual vuelve a disminuir. Este comportamiento es el esperado en un hormigón reforzado con fibras de poliolefina (HRFP) (Alberti et al., 2016b, Alberti et al., 2015b, Alberti et al., 2016d, Alberti et al., 2017a).

Figura 8.7. Curvas de fractura medias de los tres tamaños de probeta ensayados: (a) Gráfica fuerza-CMOD; (b) Gráfica fuerza-flecha media

De manera similar, según se puede apreciar en la Figura 8.7(b), donde se muestra el gráfico fuerza-flecha media para los tres tamaños de probeta ensayados. La gráfica está igualmente realizada con valores medios. En ella se puede ver el comportamiento típico de la resistencia residual de un HRFP: una primera rama de carga hasta su valor máximo, coincidente con el valor de la fuerza en el límite de proporcionalidad, f_{LOP} . Después, al producirse la formación de la fisura, una rama descendente hasta el valor mínimo f_{MIN} y posteriormente una rama de recarga debida a que las fibras soportan las tensiones residuales hasta un máximo relativo, f_{REM} , volviendo a descender la carga hasta el final del ensayo coincidiendo con la rotura o deslizamiento de las fibras. Es importante indicar que esta rama de recarga se mantuvo activa hasta flechas de 5 mm y, además, para valores de flecha de 15 mm todas las probetas mantuvieron cargas residuales sin colapsar.

8.3.2. Análisis de la superficie de fractura

Para la obtención del número de fibras en la sección de ligamento, las probetas ensayadas, indicadas en la Tabla 8.2, se dividieron en dos mitades, por la fisura, y se procedió a contar las fibras existentes en cada media sección resistente. La Figura 8.8 muestra las dos mitades de una probeta preparada para realizar el conteo de fibras.

El factor de orientación se obtiene contando el número de fibras en la sección de fractura y calculando el número teórico (th) de fibras que atraviesan la sección de ligamento, de acuerdo con la ecuación (3.5). Este valor es el número de fibras que pueden ser contadas considerando un posicionamiento ideal de las fibras.

Así, el factor de orientación (θ) se define como la relación entre el número real de fibras contadas en una determinada sección, en relación a su número teórico. De esta manera es posible obtener el factor de orientación por medio de la ecuación (3.5).

En la Tabla 8.3 se indica el número medio de fibras para cada tipo de probeta, junto con su coeficiente de variación y el coeficiente de orientación global para cada tamaño de probeta.

Figura 8.8. Superficies de fractura de una probeta preparada para el conteo de fibras en ensayos de efecto tamaño

Tabla 8.3 Número medio de fibras en la sección de ligamento con su coeficiente de variación (c.v.) y coeficiente de orientación global para cada tamaño de probeta en los ensayos de efecto tamaño

TAMAÑO	FIBRAS (c.v.)	FACTOR DE
		ORIENTACIÓN (θ)
Grande	178 (0,10)	0,63
Mediano	106 (0,03)	0,62
Pequeño	57 (0,08)	0,72

El factor de orientación es una herramienta importante a la hora de analizar y predecir la fiabilidad del uso estructural del HRF. En este caso, como se puede ver en la Tabla 8.3, el factor de orientación alcanza valores que sobrepasan 0,60, valor esperado según los resultados aportados por la literatura científica (Alberti et al., 2018, Alberti et al., 2017a, Laranjeira et al., 2012). El efecto pared, en el caso de las probetas de tamaño pequeño afectó en más de la mitad de la superficie de fractura. Por lo tanto, esto incrementó el valor de θ en las probetas de tamaño pequeño en comparación con los otros dos tamaños.

Además, las probetas prescritas por EN-14651 (European Committee for Standardization, 2007) muestran mejoras en las zonas isotrópicas de la sección de ligamento debido a que el flujo del hormigón autocompactante tiende a alinear las fibras perpendicularmente a la superficie de fractura. Esto ayuda a entender por qué el factor de orientación toma valores mayores que 0,60. Por otra parte, investigaciones previas (Alberti et al., 2016b, Alberti et al., 2016e) mostraron que una mayor distancia de vertido produce una superior influencia en la orientación de las fibras debido al flujo de vertido. Esto es, los valores del factor de orientación de las probetas de tamaño grande se espera que sean mayores que en las de tamaño mediano o pequeño. Además, el efecto pared fue evidente en el factor de orientación de las probetas de tamaño pequeño, que en todos los casos resultaron superiores a las de probetas standard de hormigón vibrado.

8.4. Discusión

Una vez que se han recopilado y procesado los datos, es necesario un análisis y discusión en profundidad para poder evaluar de manera adecuada el efecto tamaño en fractura en Modo I en el HRF.

8.4.1. Efecto tamaño en las curvas tensión-abertura de entalla

Al comparar las tres gráficas medias tensión-CMOD correspondientes a los tres tamaños de probeta estudiados, según se muestra en la Figura 8.9, se aprecian claras diferencias de comportamiento. La tensión residual, obtenida mediante la ecuación (8.1), que deriva directamente de la teoría clásica de resistencia de materiales, tiene en consideración el tamaño de la probeta en el cálculo de la tensión en la fibra inferior de la sección de ligamento. Por lo tanto las curvas mostradas en la Figura 8.9 permiten una comparación directa que no hubiera sido posible conforme a lo mostrado en la Figura 8.7. Todo ello resulta relevante, ya que permite la comparación de las resistencias residuales, como f_{R1} (CMOD 0,5 mm) y f_{R3} (CMOD 2,5 mm), que son los valores principales de tensión empleados en el cálculo estructural.

Figura 8.9. Curvas tensión residual – CMOD: (a) la totalidad del ensayo y (b) hasta una abertura de CMOD de 0,5 mm en ensayos de efecto tamaño

Empezando con la resistencia en el límite de proporcionalidad (f_{LOP}), la gráfica de las probetas de tamaño pequeño presenta un valor máximo mayor, en comparación con los otros tamaños, como se aprecia observando la Figura 8.9(b). Los valores de resistencia en el límite de proporcionalidad fueron de 5,86, 5,07 y 3,85 MPa, para los tamaños pequeño, mediano y grande, respectivamente. Por consiguiente, las probetas de tamaño pequeño mostraron tener resistencias superiores en un 52,2% a las probetas más grandes, poniendo de manifiesto el efecto de tamaño. En cierto sentido, el efecto tamaño conforme a la ley clásica para hormigón se produjo: a mayor tamaño de probeta menor resistencia se obtuvo. Todo ello debido a que el límite de proporcionalidad (f_{LOP}) se encuentra gobernado por la matriz de hormigón, no por las fibras, así el efecto tamaño observado está en concordancia con los resultados de publicaciones previas de hormigón sin reforzar (Bazant and Planas, 1997b).

La inclinación de la primera rama de carga para cada uno de los tamaños resulta obvia, viendo la Figura 8.9(b). La mayor inclinación obtenida en los ensayos corresponde al tamaño pequeño, mostrando un comportamiento más rígido que el de los otros tamaños. Al final de la rama de descarga, para un valor de CMOD de 0,42 mm, las resistencias residuales muestran valores similares y se encuentran dispuestas en el mismo orden que los tamaños de probeta, ya que la resistencia es soportada por las fibras. Este comportamiento muestra el comportamiento dúctil de un HRF estructural.

Como se indicó anteriormente, los valores de resistencia en el límite de proporcionalidad (f_{LOP}) tendieron a decrecer como consecuencia del incremento de tamaño de la probeta y comportarse de manera inversa a su dimensión. Contrariamente, el resto de tensiones residuales se comportaron en relación directa con el tamaño de la superficie de fractura, el número de fibras y el tamaño de la probeta. En la Figura 8.10 se pueden ver estas tendencias para los tres tamaños de probetas en relación al límite de proporcionalidad (f_{LOP}), resistencia mínima tras la rama de descarga (f_{MIN}) y las resistencias para los valores de CMOD de 0,5 y 2,5 mm (f_{R1} y f_{R3}) en relación al canto de la probeta. Llegados a este punto, resulta necesario analizar el efecto del número de fibras y la orientación de las mismas en orden a desacoplar dichos efectos del análisis en relación al efecto tamaño.

Figura 8.10. Valores medios en la resistencia en el límite de proporcionalidad (f_{LOP}), mínima resistencia tras la rama de descarga (f_{MIN}) y con valores de CMOD de 0,5 mm (f_{R1}) y 2,5 mm (f_{R3}), en relación al canto total de las probetas

Para evaluar el efecto tamaño en el HRFP, el análisis de las resistencias residuales es un punto clave. En la Figura 8.11 se muestran las gráficas de resistencias en relación al número de fibras contadas en la sección resistente. Analizando dicha Figura 8.11, se aprecia una clara tendencia al incremento de la pendiente en las probetas pequeñas y, contrariamente, un descenso de dicha pendiente en las probetas medianas y grandes. También se puede ver como las probetas pequeñas tienen mejor resistencia que las medianas y grandes. Como solamente se empleó una dosificación de fibras, el número de fibras en la sección de ligamento se encuentra ligado a la sección resistente y por ende al tamaño de las probetas.

Figura 8.11. Líneas de tendencia de distintas resistencias en relación al número de fibras para los tres tamaños de probetas: (a) para la mínima resistencia (f_{MIN}), (b) para un $CMOD$ de 0,5 mm (f_{R1}), (c) para un $CMOD$ de 2,5 mm (f_{R3}) y (d) para la máxima resistencia residual tras la fisuración (f_{REM})

La Figura 8.12 se realizó con objeto de analizar el efecto tamaño usando la gráfica de resistencia residual mínima en relación al número de fibras, mediante la cual se aprecia un mejor comportamiento, en términos de resistencia, de las probetas de tamaño pequeño en relación a las demás. Considerando los tres tamaños y ajustando las líneas a su paso por el origen de coordenadas, la tendencia de cada tamaño se puede apreciar. Así, para un número específico de fibras en la superficie de fractura la resistencia obtenida sigue la tendencia esperada debido al efecto tamaño. Es decir, para un mismo número de fibras, la resistencia residual fue menor cuanto mayor fue la probeta. En este sentido, el efecto tamaño existente se puede ver desacoplando la influencia de la distribución de las fibras en la superficie de fractura.

Figura 8.12. Líneas de ajuste de la relación entre la resistencia media mínima residual (f_{MIN}) y el número de fibras en la sección resistente

En la Figura 8.11 se pueden observar los valores de f_{R1} , f_{R3} , f_{MIN} y f_{REM} en relación al número de fibras en la superficie de fractura. Como se puede ver, manteniendo constante la fracción volumétrica, el número de fibras en la superficie de fractura en las probetas de tamaño pequeño es de unas 50, para tamaño mediano de 100 y cerca de 200 para el tamaño grande. De esta forma, en la Figura 8.12 se amplían los resultados de la Figura 8.11(a) mediante una línea de tendencia para poder comparar los tres tamaños de probetas en función de un mismo número de fibras. Está demostrado que la resistencia residual en HRF está directamente relacionada con el número de fibras en la superficie de fractura (Alberti et al., 2014a). La Figura 8.12 muestra que, para el mismo número de fibras existe un claro efecto tamaño. Considerando, por ejemplo, cincuenta fibras, la resistencia de las probetas de tamaño grande (punto A) se corresponde con un valor de 0,48 MPa, incrementándose este valor hasta 0,78 MPa (punto B) para las probetas de tamaño mediano y llegando hasta 1,11 MPa (punto C) para las probetas pequeñas. Este valor supone un incremento de un 231% de resistencia de las probetas pequeñas en relación a las grandes. De nuevo, este comportamiento confirma la existencia de efecto tamaño en el HRF, de acuerdo con la teoría clásica de efecto tamaño en materiales casi frágiles.

Por todo lo indicado se concluye que el efecto tamaño se produce, no solo en los valores de resistencia dependientes de la matriz de hormigón (f_{LOP}), sino en los valores de resistencia post-fisuración (f_{MIN}).

8.4.2. Energía de fractura

Para calcular y comparar el trabajo de energía de fractura en cada uno de los tamaños de las probetas, la energía de fractura (G_F) se analizó por medio de curvas carga-flecha y se procesaron los datos, para la obtención de los resultados según la ecuación (8.2).

$$G_F = \frac{G_{Im}}{b \cdot h_{sp}} \quad (8.2)$$

Donde G_{Im} es el trabajo de fractura de la probeta, b el ancho de la probeta (50 mm) y h_{sp} la altura de la sección de ligamento (0,5 D).

La energía de fractura se evaluó para diferentes flechas, sabiendo de antemano que a igualdad de giro en la sección de la entalla la flecha depende del tamaño de la probeta, como se muestra en la Tabla 8.4. Para flechas de hasta 5 mm se mantuvo la relación entre la energía de fractura y la profundidad de la sección de fractura. Para flechas mayores, las probetas de tamaño mediano absorbieron menos energía, en un proceso que depende de la deformación de las fibras. Las probetas pequeñas mantuvieron la tendencia de mantener la relación entre la mayor energía de fractura y mayor superficie de fractura.

Tabla 8.4. Valores de energía de fractura (N/m) para diferentes valores de flecha, junto con sus respectivos coeficientes de variación, entre paréntesis, en los ensayos de efecto tamaño

TAMAÑO	G_F (1 mm)	G_F (5 mm)	G_F (10 mm)	G_F (15 mm)
Grande	249 (0,06)	1.436 (0,21)	2.979 (0,21)	3.939 (0,15)
Mediano	242 (0,01)	1.374 (0,01)	2.495 (0,01)	2.722 (0,05)
Pequeño	163 (0,25)	1.296 (0,18)	2.947 (0,18)	3.330 (0,17)

8.4.3. Vídeo-extensometría

El nacimiento y desarrollo de las fisuras se estudió mediante la técnica de vídeo-extensometría (VE). Esta técnica consiste en una correlación de imágenes sincronizadas con la máquina de ensayos que permite el uso de las imágenes como un extensómetro. Para realizar el análisis mediante VE las imágenes se grabaron a una velocidad de un fotograma por segundo. Esta frecuencia permitió la sincronización de los datos obtenidos por las mediciones de la máquina de ensayos con los vídeos. Como ya se indicó, los datos obtenidos por la máquina de ensayos fueron: carga, desplazamiento del actuador, abertura de CMOD, flechas de los LVDT y el tiempo de ensayo. Por lo tanto, el valor del tiempo es el mismo para el ensayo y la vídeo-extensometría, por lo que es posible la correlación de todos los datos. La disposición del ensayo y la distribución del sistema de VE se pueden ver en el esquema de la Figura 8.13. Este estudio permitió relacionar los valores de carga y desplazamiento generados por el actuador de la máquina con las imágenes de la generación, formación y desarrollo de las fisuras estableciendo como base el tiempo transcurrido de ensayo. De esta forma se pudo visualizar, en todos los casos, que las grietas se produjeron en la parte superior de las entallas y fueron desarrollándose según una trayectoria vertical curva claramente influenciada por el efecto puente de las fibras. La Figura 8.14 muestra una imagen de la trayectoria de una fisura producida en los ensayos de flexión de este estudio.

Figura 8.13. Disposición de los ensayos de flexión para efecto tamaño, junto con el posicionamiento del sistema de grabación para vídeo-extensometría

Figura 8.14. Fisura generada en una de las probetas de efecto tamaño durante el ensayo de flexión

8.5. Conclusiones

Se fabricaron probetas de tres tamaños, manteniendo su proporcionalidad, con objeto de estudiar el efecto tamaño en el hormigón reforzado con fibras de poliolefina sometido a ensayos de fractura. Los ensayos de flexión en tres puntos se realizaron acorde al procedimiento descrito en la norma EN-14651, adaptándolo a las dimensiones reales de las probetas. Los sistemas de medición tradicional se complementaron con un sistema de vídeo-extensometría que permitió la observación de la generación y desarrollo de las fisuras.

Se pudo demostrar a través del efecto tamaño que la resistencia en el límite de proporcionalidad está gobernada por las propiedades de la matriz de hormigón, mientras que las resistencias residuales post-fisuración resultan controladas por las fibras, en el sentido que la sección resistente con el mayor número de fibras presenta la mayor resistencia.

Se descubrió que, en el límite de proporcionalidad, las probetas con una menor sección de fractura mostraron superiores valores de resistencia que las mayores. Como los valores de ese límite de proporcionalidad están gobernados por la matriz cementicia, los resultados concuerdan con la teoría clásica de efecto tamaño para hormigón sin reforzar.

En el caso de las resistencias residuales, el desacople de las resistencias y el número de fibras contadas en la sección de fractura permitieron concluir que el efecto tamaño existió, mostrando su menor valor de resistencia residual en probetas mayores, pero con similar número de fibras en la sección resistente. Esta conclusión puede ayudar al lector a examinar los resultados y conclusiones de investigaciones previas en relación al efecto tamaño en hormigón reforzado con fibras.

Se observó un importante incremento de energía de fractura después del nacimiento de la fisura en todas las probetas ensayadas, debido a la energía absorbida por la deformación de las fibras. Esta particularidad mostró el comportamiento dúctil del hormigón reforzado con fibras de poliolefina.

La técnica de vídeo-extensometría mostró que las fisuras se generaron en la zona superior de las entallas y que se desarrollaron hacia la cara superior de las probetas siguiendo una trayectoria curva.

**PARTE III: CARACTERIZACIÓN
EXPERIMENTAL A CORTANTE Y
MODELIZACIÓN DEL HORMIGÓN
REFORZADO CON FIBRAS**

CAPÍTULO 9. HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS SOMETIDO A ESFUERZOS DE CORTANTE (FRACTURA EN MODO II)

9.1. Introducción

La técnica del hormigón reforzado con fibras (HRF) se ha desarrollado en los últimos 60 años, desde mediados del siglo XX. Este material se ha empleado, de manera adecuada, en diversas aplicaciones como túneles (Tiberti et al., 2014, Behfarnia and Behravan, 2014), pavimentos, una amplia gama de piezas prefabricadas (Serna et al., 2009) y hasta pasarelas en combinación con hormigón de alto rendimiento (Lopez et al., 2014). Entre los beneficios que supone la adición de fibras al hormigón con carácter estructural cabe citar las mejoras obtenidas en el rendimiento de la resistencia a flexión y tracción (Brandt, 2008). Otras mejoras se han conseguido mediante la adición de fibras de acero con formas variadas. En este sentido, la aparición de macro-fibras poliméricas, químicamente estables y con capacidades estructurales, ha proporcionado una alternativa interesante a las fibras de acero (Alberti et al., 2014a, Alani and Beckett, 2013, Pujadas et al., 2014a, Alberti et al., 2016b). Otras ventajas adicionales de las fibras poliméricas son las siguientes: podría reducir el impacto medioambiental, minorar el peso de la estructura o disminuir el coste relativo en comparación a las fibras de acero (Yin et al., 2015, Wimpenny et al., 2009, Sorensen et al., 2014).

El comportamiento del HRF depende de varios factores: la forma de las fibras, su material, dosificación de fibras y la distribución y orientación final de la fibra en el elemento de hormigón (Zollo, 1997, Soroushian and Lee, 1990, Alberti et al., 2016e, Alberti et al., 2017a). Para considerar la contribución de las fibras en el cálculo estructural, la normativa existente, como el Código Modelo (CM-2010) (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010) y la Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE-08) (Ministerio de Fomento, 2008), requieren el cumplimiento de ciertas exigencias.

Debido a que los requisitos estructurales se basan en los resultados de pruebas sobre ensayos a flexión en tres puntos, conforme se indicó en el Capítulo 3 (RILEM, 2002, (ASTM), 2007, European Committee for Standardization, 2007), la investigación sobre HRF con carácter

estructural se ha centrado en evaluar la resistencia residual en base a ensayos estándar. En los estudios que se han realizado sobre el comportamiento a esfuerzo cortante sobre el HRFA se ha demostrado que se pueden obtener mejoras notables, así como una reducción considerable e incluso la sustitución de los estribos de barras de acero, teniendo en cuenta el aporte de fibras de acero como refuerzo a cortante (Barragán, 2002, Li et al., 1992, Voo et al., 2010, Altoubat et al., 2009). Sin embargo, todavía existe incertidumbre en determinar y cuantificar con precisión los mecanismos resistentes de HRF bajo tensión de cortante, a la hora de optimizar los refuerzos para cada problema estructural (Meda et al., 2005, Cuenca, 2012). Para abordar esta tarea, previamente, hay que conocer los mecanismos que se movilizan en un elemento fisurado de hormigón sometido a cortante, que recordamos aquí y que se especificaron en el Capítulo 4: tensiones tangenciales en la zona de hormigón no fisurada (cabeza comprimida de la viga), engranamiento de los áridos (aggregate interlock o crack friction), efecto pasador de la armadura longitudinal (dowel action), efecto arco (arch action) y tensiones residuales de tracción en las fisuras (residual tensile stress across cracks) (Taylor, 1974).

La investigación publicada en relación al esfuerzo cortante sobre HRF se encuentra principalmente centrada en ensayos realizados sobre vigas sujetas a esfuerzos concomitantes de flexión y cortante (Banthia et al., 2014, Minelli et al., 2014, Cuenca et al., 2015, Voo et al., 2010). Por tanto, existe una ausencia de literatura científica en relación al esfuerzo cortante puro, probablemente sea debido a la ausencia de un método de ensayo estandarizado. Alguno de los modelos propuestos para la realización de estos ensayos de cortante puro son: el JSCE-SF6 (Mirsayah and Banthia, 2002), el ensayo de doble probeta a cortante (Soltanzadeh et al., 2015), el basado en la probeta de Iosipescu (Zeranka, 2017), ensayos donde se aplica cortante y flexión (Ngo et al., 2017, Nogueira and Rens, 2018) y el ensayo push-off (Cuenca and Serna, 2010, Jongvivatsakul et al., 2016, Echegaray, 2014, Picazo et al., 2017). Todos ellos han sido empleados con HRFA, pero ese no es el caso del HRFP. La Figura 4.17 presenta un esquema de los ensayos indicados (Soetens and Matthys, 2017).

La importancia de esta investigación radica en la evaluación de varios tipos de hormigón, con diferentes fracciones volumétricas de fibras solicitados bajo tensiones de cortante, por medio de ensayos “push-off” y técnicas de vídeo-extensometría (VE). Se utilizaron varios tipos de hormigón para mostrar el comportamiento de los mismos sometidos a este tipo de ensayos. El método de elementos finitos también avaló las conclusiones obtenidas como consecuencia de analizar los resultados de ambas técnicas mediante cálculos numéricos en régimen elástico. Los resultados aportaron información relevante sobre el proceso de fractura en Modo II del HRF. Como aclaración, tal y como se indicó en el Capítulo 2, dependiendo de la forma en que se solicita el material pueden existir tres Modos de fractura: Modo I, donde la fisura avanza en dirección perpendicular a las tensiones, ya que estas son normales al plano de la fisura, Modo II, donde las tensiones se producen por esfuerzos de cortadura en el mismo plano de la fisura, siendo perpendiculares a su frente y Modo III donde las tensiones que se producen son de cortadura en el plano de la fisura y paralelas al frente de la misma (Suárez, 2013).

Con el objeto de analizar las deformaciones e identificar los procesos de fisuración, los equipos de medida convencionales han sido complementados con técnicas adicionales. De estas técnicas, las más interesantes que se pueden encontrar en la literatura de investigación son: el uso de emisiones acústicas (Alam et al., 2015), fibra sensorizada (Beck and Kaufmann, 2018) y vídeo-extensometría (Alam et al., 2015, Gali and Subramaniam, 2017). Estas técnicas permiten obtener mapas de deformaciones en un determinado área y mostrar el

comportamiento de materiales casi frágiles de manera adecuada (Hoult et al., 2013). Un aspecto a destacar del uso de VE es la ausencia total de contacto físico con las probetas, evitando cualquier tipo de influencia en las condiciones de contorno de los ensayos.

El punto de partida para la realización de los ensayos a cortante ejecutados para la elaboración de la presente Tesis fue el uso de las mitades restantes de vigas de hormigón usadas en ensayos de flexión a tres puntos, de cuyos hormigones se conocen sus características en estado fresco y endurecido (Alberti et al., 2015b, Alberti et al., 2017d). De esta forma se realizaron dos campañas experimentales: la primera se realizó con las mitades de vigas sometidas a flexión de dimensiones $430 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$, obteniéndose probetas cúbicas de 100 mm de lado para realizar los ensayos de cortante tipo “push-off”. Para la segunda campaña las vigas empleadas a flexión fueron de $600 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$, de las que se obtuvieron probetas prismáticas para los ensayos a Modo II de dimensiones $270 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$. En la Figura 9.1 se observa la forma de obtener las probetas prismáticas mediante el corte de las probetas empleadas previamente en ensayos de flexión a tres puntos (European Committee for Standardization, 2007) para los ensayos “push-off”. De manera similar se obtuvieron las probetas cúbicas de dimensiones $430 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$. Se aprecia que los extremos de las vigas y la zona central dañada a flexión no son empleadas para los ensayos “push-off”.

Figura 9.1. Forma de obtener una probeta “push-off” prismática a partir de las mitades resultantes de ensayos a flexión en tres puntos conforme a EN-14951 (European Committee for Standardization, 2007)

Para la realización de los ensayos con probetas cúbicas, que podemos denominar como “pequeñas”, se emplearon los hormigones tipo, según lo expresado en el Capítulo 6 de la presente Tesis: HACA0, HACP10, HACA26, HACA70 y HACA70M. Como recordatorio, y por orden de enumeración, cabe indicar que se trata de un hormigón sin fibras, como patrón de comparación, uno con una fracción volumétrica de 1,10% de fibras de poliolefina, uno con fibras de acero y fracción volumétrica de 0,33% y, por último, dos fibro reforzados con fibras de acero y fracción volumétrica de 0,89%, con un tipo de fibra o con mezcla al 50% de dos tipos de fibra de acero.

En la realización de los ensayos “push-off” sobre probetas prismáticas, denotadas como “grandes” los hormigones empleados fueron: HVBP6, HVBP7,5, HACP10M, HVP10, HACA50 y HACA70. Siguiendo el orden indicado, se trata de dos hormigones de bajas prestaciones reforzados con fibras de poliolefina con fracciones volumétricas de 0,66% y 0,82%, dos hormigones reforzados con fibras de poliolefina y fracción de 1,10%, el primero auto-compactante y el segundo vibrado y otros dos reforzados con fibras de acero con fracciones volumétricas de 0,64% y 0,89% respectivamente.

9.2. Ensayos a cortante

En cualquiera de las dos campañas experimentales el objetivo fue el mismo: analizar el comportamiento frente a esfuerzo cortante de hormigones reforzados con fibras de acero o poliolefina mediante ensayos tipo “push-off” con el fin de aportar criterios o datos de diseño a cortante en hormigones fibro-reforzados. El ensayo “push-off” así realizado es un ensayo de pequeñas dimensiones y bajo coste (Echegaray, 2014). Los parámetros a determinar son la carga aplicada y la abertura de fisura bajo dicha carga. Con esos dos parámetros principales se pueden obtener las tensiones promedio para una determinada abertura de fisura, lo que permite comparar entre sí las diferentes probetas. De igual forma es posible obtener la tensión de rotura y la energía de fractura.

El conocido como ensayo “push-off”, cuyo esquema se muestra en la Figura 9.2, consiste en la realización de dos entallas opuestas y distanciadas entre sí sobre la probeta, generando una superficie de ligamento, a través de la cual se transmite una fuerza a cortante (Echegaray, 2014). De esta forma se busca generar una concentración de tensiones a cortante en toda la superficie de ligamento hasta el fallo de la probeta. A estos ensayos fueron sometidos los diferentes hormigones, obteniéndose esfuerzos de cortante puro, y registrando información relevante en relación a la deformación, fisuración y pérdida inicial de la rigidez de las probetas durante el ensayo. También se obtuvieron las curvas que muestran el comportamiento post-fisuración de los hormigones reforzados con fibras. De igual forma la realización de estos ensayos permitió estudiar de manera individual el efecto del engranamiento de los áridos en el hormigón.

Figura 9.2. Esquema del ensayo “push-off”

9.2.1. Materiales, dosificación y propiedades mecánicas

Los materiales constitutivos de los diferentes hormigones se enumeraron y describieron en el Capítulo 6 de esta Tesis. De cualquier forma, y debido a que no todos los hormigones indicados anteriormente han sido empleados en la realización de la campaña experimental del presente capítulo, se decidió incluir la Tabla 9.1, en la que se incluyen únicamente los tipos de hormigón para la realización de los ensayos a cortante sobre probetas push-off. En las Tablas 9.3 y 9.5 se indica el número de probetas empleadas de cada hormigón.

Tabla 9.1. Dosificación (kg/m³) de los hormigones empleados en los ensayos “push-off”

	Sin fibras				Con fibras de poliolefina						Con fibras de acero					
	HACA0	HACP10	HACP10M	HVP10	HVBP6	HVBP7,5	HACA26	HACA50	HACA70	HACA70M	HACA26	HACA50	HACA70	HACA70M		
HORMIGÓN	425	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---		
Cemento 52,5	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---		
Cemento 32,5	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---		
Agua	198,9	187,5	187,5	187,5	216,1	216,1	187,5	198,9	198,9	198,9	187,5	198,9	198,9	198,9		
a/c	0,47	0,50	0,50	0,50	0,69	0,69	0,50	0,47	0,47	0,47	0,50	0,47	0,47	0,47		
Arena	947	918	991	916	875	875	918	947	947	947	918	947	947	947		
Gravilla	---	245	213	300	198	198	245	---	---	---	245	---	---	---		
Grava	510	367	320	450	519	519	367	492	486	486	367	492	486	486		
Filler calizo	210	200	200	100	---	---	200	210	210	210	200	210	210	210		
Superplastificante	---	4,7	5,6	3,1	---	---	4,7	---	---	---	4,7	---	---	---		
Superplastificante (% cemento)	1,39	1,25	1,50	0,82	---	---	1,25	1,39	1,39	1,39	1,25	1,39	1,39	1,39		
Mejorador adherencia	---	---	7,5	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---		
Mejorador adherencia (% cemento)	---	---	2,00	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---		
PF48	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---		
PF60	---	10,0	10,0	10,0	6,0	7,5	---	---	---	---	---	---	---	---		
SF35	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---		
SF50	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---		
Fracción volumétrica (%)	---	1,10	1,10	1,10	0,66	0,82	0,33	0,64	0,89	0,89	0,33	0,64	0,89	0,89		
Compactación	AutoComp	AutoComp	AutoComp	Vibrado	Vibrado	Vibrado	AutoComp	AutoComp	AutoComp	AutoComp	AutoComp	AutoComp	AutoComp	AutoComp		

Las propiedades mecánicas más relevantes de los tipos de hormigón utilizados se evaluaron en investigaciones anteriores (Alberti et al., 2015b, Alberti et al., 2017d) y se muestran en la Tabla 9.2. Dado que las probetas se ensayaron en la dirección perpendicular a la que correspondía a los ensayos de flexión, según la Figura 9.1, cabría esperar alguna diferencia de propiedades por la orientación de las fibras. Todos los hormigones se caracterizaron en estado endurecido mediante ensayos de resistencia a compresión (European Committee for Standardization, 2009), tracción indirecta (European Committee for Standardization, 2010d) y módulo de elasticidad (European Committee for Standardization, 2013), a excepción de los hormigones tipo HVBP de los cuales solo se estudió la resistencia a compresión. Para ello, se emplearon tres probetas cilíndricas por tipo de ensayo, de un diámetro de 150 mm y una altura de 300 mm.

De igual manera, los hormigones fueron estudiados previamente a flexión. Para ello se sometieron a ensayos de flexión en tres puntos (European Committee for Standardization, 2007). En la Tabla 9.2 se muestran los resultados obtenidos, diferenciando las probetas de dimensiones 430x100x100 mm³ de las de dimensiones 600x150x150 mm³. De cada tipo de HRF se ensayaron cuatro probetas. Según se puede observar, todos los HRF ensayados conforme a EN-14651 (European Committee for Standardization, 2007), sobre probetas de 600x150x150 mm³ cumplen con los requerimientos expresados en las normativas (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008) para poder considerar el carácter estructural de las fibras de refuerzo. Se debe indicar que en las probetas de 430x100x100 mm³ el único hormigón que no cumple los requerimientos normativos es el HACP10, ya que muestra un valor de un 39% de f_{LOP} para f_{RI} , siendo requerido un 40%. Sin embargo, cabe señalar que las fibras de este hormigón tendrían carácter estructural de acuerdo con la normativa EN-14889-2 (European Committee for Standardization, 2008a). Conforme a la norma EN-14889-2 el único hormigón que no cumpliría con ella sería el HVBP6, ya que su f_{RI} es inferior a 1,5 MPa.

Tabla 9.2. Propiedades mecánicas y tensiones residuales a flexión de los diferentes tipos de hormigón usados en los ensayos a cortante

HORMIGÓN	Sin fibras			Con fibras de poliolefina					Con fibras de acero				
	HACA0	HACP10	HACP10M	HVP10	HVPB6	HVPB7,5	HACA26	HACA50	HACA70	HACA70	HACA70	HACA70M	HACA70M
Resistencia a compresión f_{cm} (MPa)	59,1	46,4	51,5	39,7	21,7	20,1	57,8	62,2	65,4	66,8	66,8	66,8	66,8
c.v.	0,02	0,02	0,02	0,04	0,04	0,05	0,01	0,01	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
Resistencia a tracción f_{ct} (MPa)	4,7	4,3	4,6	4,1	---	---	5,3	7,8	8,4	8,6	8,6	8,6	8,6
c.v.	0,02	0,09	0,09	0,06	---	---	0,15	0,04	0,04	0,07	0,07	0,07	0,07
Módulo de elasticidad E (Gpa)	34,2	36,1	30	28,0	---	---	33,7	34,1	34,6	35,3	35,3	35,3	35,3
c.v.	0,01	0,02	0,02	0,04	---	---	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
Con fibras de poliolefina													
HORMIGÓN	HACP10M	HACP10	HVPB6	HVPB7,5	HACP10M	HVPB6	HVPB7,5	HACP10M	HVPB6	HVPB7,5	HACP10M	HVPB6	HVPB7,5
Probeta (mm ³)	430x100x150	600x150x150	600x150x150	600x150x150	430x100x150	600x150x150	600x150x150	430x100x150	600x150x150	600x150x150	430x100x150	600x150x150	600x150x150
f_{LOP} (MPa)	5,22	4,21	2,76	2,57	6,05	7,99	13,60	11,48	13,39	13,39	13,39	13,39	13,39
c.v.	0,05	0,14	0,10	0,10	0,06	0,11	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
f_{R1} (MPa)	2,41	1,98	1,43	1,70	3,81	7,04	12,16	10,28	11,40	11,40	11,40	11,40	11,40
c.v.	0,04	0,15	0,18	0,20	0,05	0,09	0,08	0,08	0,06	0,06	0,06	0,06	0,06
% f_{LOP}	46	47	52	66	63	88	89	90	85	85	85	85	85
f_{R2} (MPa)	3,16	2,45	1,65	2,00	3,99	6,9	13,31	11,25	13,16	13,16	13,16	13,16	13,16
c.v.	---	---	0,18	0,24	0,03	0,12	0,07	0,07	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
% f_{LOP}	61	58	60	78	66	91	98	98	98	98	98	98	98
f_{R3} (MPa)	3,87	2,87	1,75	2,15	3,45	6,81	12,21	10,32	12,74	12,74	12,74	12,74	12,74
c.v.	0,03	0,11	0,19	0,25	0,06	0,09	0,08	0,08	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07
% f_{LOP}	74	68	63	84	57	85	90	90	95	95	95	95	95
f_{R4} (MPa)	4,16	3,05	1,70	2,14	2,72	5,56	10,49	8,87	10,94	10,94	10,94	10,94	10,94
c.v.	---	---	0,20	0,24	0,06	0,16	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
% f_{LOP}	80	72	62	83	45	70	77	77	82	82	82	82	82

9.2.2. Preparación de los ensayos “push-off”

Las dos campañas experimentales llevadas a cabo tuvieron como finalidad evaluar el comportamiento a cortante del HRF. Para ello se emplearon cinco tipos de HRFP, tres tipos de HRFA y un hormigón sin fibras. Como se ha indicado anteriormente, se realizó una primera campaña experimental sobre probetas cúbicas de 100 mm de lado (probetas pequeñas) y una segunda sobre probetas prismáticas de 270x150x150 mm³ (probetas grandes).

Merece la pena mencionar que los procesos de fabricación de este tipo de probetas deben ser especialmente meticulosos (de importancia clave). Las entallas fueron mecanizadas mediante una máquina de disco de corte de diamante de baja velocidad refrigerado por agua. Se tuvo especial cuidado tanto en la realización de las probetas como en los procedimientos de ensayo. Esta especial atención ha permitido alcanzar una notable baja dispersión, como se verá en los resultados.

Debido a que el hormigón fue vertido mediante procedimientos estandarizados para los ensayos de flexión se asumió que se produjera un efecto de posicionamiento de las fibras favorable ante esfuerzos de flexión. Así, cabe señalar que el posicionamiento final de las probetas “push-off” y de la sección de ligamento fue paralela al factor de orientación más favorable. Esta disposición no es la que debería proporcionar los mejores resultados ante esfuerzos de cortante. Por ello, los resultados mostrados en este estudio proporcionan unos valores conservadores.

En las probetas pequeñas se realizaron dos entallas de 50 mm de profundidad y 4 mm de espesor, dejando una altura de ligamento de unos 20 mm. En las probetas grandes de la segunda campaña se buscó una mayor superficie de fractura, para lo cual se realizaron entallas de 75 mm de profundidad, 9 mm de espesor y altura de ligamento de unos 90 mm, según se puede ver en la Figura 9.1. La realización de las entallas de 9 mm de espesor permitió un mayor desplazamiento a cortante durante los ensayos. De esta forma, en la segunda campaña experimental se consiguió una mayor superficie resistente a cortante y un mayor desplazamiento ante dicho esfuerzo. La mayor superficie de ligamento permitió además asegurar la existencia de fibras en dicha superficie, cosa que no ocurrió en ensayos fallidos con probetas de tamaño pequeño y menor cuantía de fibras que las aquí indicadas.

Otro aspecto a considerar en los ensayos “push-off” es el posible fallo de las probetas por flexión en los voladizos superior o inferior. Para evitar esta rotura no deseada las probetas deben reforzarse ante este efecto de flexión. Puesto que el hormigón empleado solo disponía de refuerzo interior mediante fibras de acero o poliolefina todas las probetas se reforzaron mediante tejido de carbono adherido exteriormente con resina epoxi. El tejido de carbono empleado fue SikaWrap® unidireccional y la resina epoxi SikaDur-330®. En la Figura 9.3 se aprecia el refuerzo exterior para evitar dicha rotura por flexión de los voladizos en probetas grandes. Este refuerzo permitió evaluar el comportamiento de fractura del HRF solo bajo tensiones de cortante.

Figura 9.3. Refuerzo exterior de probetas “push-off” realizado con fibra de carbono adherida con resina epoxi

Para una correcta medición de las deformaciones en los ensayos, con el fin de conocer la relación existente entre cargas y deformaciones, y para poder definir las propiedades mecánicas además de los parámetros de diseño de elementos estructurales se ha empleado en los ensayos un sistema de video-extensometría (VE), conocido por su acepción en inglés: “digital image correlation (DIC)”. Este sistema consiste, como ya se indicó en el Capítulo 5, en relacionar, partiendo de fotogramas, el movimiento relativo de un punto a tiempo “0” y la posición del citado punto a un tiempo “t”. La técnica consiste en capturar imágenes sucesivas con una cámara digital de alta definición durante el periodo de deformación de las probetas y, a partir de estas, conocer el comportamiento de los desplazamientos del elemento estudiado mientras es sometido a incrementos de carga.

Para poder emplear esta técnica es necesario pintar sobre la probeta un patrón de puntos aleatorio en blanco y negro que servirá de referencia al software de VE para relacionar el movimiento relativo de los puntos y así calcular con exactitud las deformaciones. Una buena definición del patrón consiste en una cantidad considerable de puntos negros de formas y tamaños variados (Hoult et al., 2013, De Wilder et al., 2015), según se muestra en la Figura 5.5. Para la grabación de las imágenes durante los ensayos se emplearon dos cámaras de alta definición IDS® UI-1480SE de cinco megapíxeles, con una resolución de 2560x1920 píxeles a una frecuencia de una imagen por segundo. Las cámaras grabaron las superficies previstas de falla de las caras delantera y trasera de cada probeta.

Un problema que hubo que evitar, para la correcta aplicación del sistema de VE, fue que una vez que se produce la fisura completa en la sección de ligamento el sistema no es capaz de relacionar los puntos a la izquierda y derecha de la discontinuidad, por lo que el análisis mediante VE finalizaría. Con el fin de seguir el análisis tras producirse la fisura completa entre entallas se procedió a disponer unos “puentes” que permitieron seguir obteniendo la referencia entre puntos a ambos lados de la discontinuidad. Estos puentes se realizaron con plastilina, un material que no afectó a las condiciones del ensayo, pero que consiguió el fin buscado. Los puentes fueron colocados en el centro de las entallas y fueron igualmente pintados con el patrón monocromo aleatorio de puntos.

Durante los ensayos, las probetas pequeñas fueron instrumentalizadas mediante dos transductores resistivos tipo “crack mouth opening displacement, CMOD”, que se emplearon para monitorizar la abertura o cierre de cada una de las puntas de las entallas, permitiendo obtener datos relevantes al respecto del movimiento relativo entre entallas y cualquier posible rotación de las probetas durante los ensayos. De manera análoga, en las probetas grandes se dispusieron dos transformadores diferenciales de variación lineal (LVDT). Ambos dispositivos permitieron adquirir datos relativos al desplazamiento de la fisura a cortante, conocido por su expresión en inglés “crack shear displacement (CSD)”. La Figura 9.4 muestra una probeta pequeña, donde se pueden observar los transductores indicados.

Figura 9.4. Probeta pequeña dispuesta para su ensayo a cortante

Para ensayar las probetas se contó con una máquina Instron® servocontrolada de 0,5 MN de capacidad. Para aplicar la carga de la máquina, de manera correcta, sobre las probetas se emplearon dos barras de acero de sección cuadrada de 10 mm de lado, colocadas arriba y debajo de la probeta para concentrar la carga sobre la sección vertical de falla, creando una concentración de tensiones en la superficie entre entallas. Para la correcta alineación de las probetas y las barras de carga se empleó un nivel láser que permitió centrar las dos barras de acero en el plano vertical de unión entre entallas. Los ensayos se controlaron mediante la velocidad de desplazamiento del actuador, a una velocidad de una micra por segundo. La Figura 9.4 muestra una probeta pequeña colocada en la prensa y preparada para su ensayo, en tanto que en la Figura 9.5 se observa una probeta grande tras ser ensayada con las barras de carga y los extensómetros.

La grabación de las imágenes de las caras delantera y posterior de cada probeta fue realizada mediante dos cámaras de alta definición con 5 megapíxeles. Se dispuso además de un sistema de iluminación artificial que permitió mantener fija la luminosidad durante la realización de toda la grabación. Las imágenes fueron tomadas a una relación de imagen por segundo, lo que permitió relacionar los datos obtenidos en la prensa con las imágenes de los ensayos.

Figura 9.5. Probeta grande tras finalizar su ensayo

Con el fin de apreciar de manera gráfica la complejidad del montaje de los ensayos “push-off” realizados se incluye la Figura 9.6.

Figura 9.6. Montaje de un ensayo “push-off” complementado con técnica de vídeo-extensometría

9.3. Resultados y discusión

Mediante los ensayos “push-off”, según el montaje de los mismos, se consiguió que las probetas fallaran por cortante en la zona de la sección de ligamento. Es importante indicar, para el posterior análisis de resultados, la premisa de que la resistencia a cortante de un hormigón no reforzado depende únicamente de la resistencia de la matriz y de la fuerza del engranamiento de los áridos en la superficie de fractura.

Los objetivos buscados en relación a los ensayos realizados fueron: determinar el comportamiento post-fisuración del HRF en Modo II, obtener los diferentes modos de fallo y localizar la generación y desarrollo de las fisuras, evaluar la contribución de las fibras y la influencia de la cuantía de las mismas en el comportamiento post-fisuración del HRF, medir las deformaciones mediante el uso de VE y correlacionar las fuerzas o tensiones residuales con el número de fibras existente en la superficie de la fractura.

Para la realización del análisis de resultados, desde un punto de vista tensional, se calculó la tensión cortante promedio como resultado de dividir la carga aplicada sobre la probeta entre el área resistente de la misma, de acuerdo a la ecuación (9.1).

$$\tau_{prom} = \frac{F}{S} \quad (9.1)$$

En la ecuación (9.1) “ F ” es la carga aplicada (N) y “ S ” la superficie de la sección resistente (mm^2), obtenida como resultado de multiplicar la altura de ligamento por el ancho de la probeta.

Con los datos obtenidos en los ensayos se pudieron obtener valores relevantes: curvas carga-desplazamiento, curvas tensión-desplazamiento, vídeos completos de cada ensayo que muestran los mecanismos de rotura y análisis de deformaciones mediante VE.

Para la realización del análisis y discusión de resultados se ha preferido separar las dos campañas experimentales realizadas ya que, aunque teóricamente se podrían comparar los resultados de una y otra, la diferencia de tamaño en la sección resistente y el número de fibras en dicha sección obliga a un análisis para su estudio por separado.

9.3.1. Campaña experimental sobre probetas cúbicas pequeñas

En la Tabla 9.3 se indica el número de probetas ensayadas de cada hormigón y se muestran sus dimensiones medias, en relación a las cotas de la Figura 9.7. En la citada Tabla se indica además el número medio de fibras existentes en la sección resistente, la media de la carga máxima del ensayo y la media de la tensión cortante máxima obtenida según la ecuación (9.1).

Figura 9.7. Dimensiones de las probetas pequeñas “push-off”

Tabla 9.3. Número de probetas ensayadas, dimensiones, carga, cortante y conteo de fibras (valores medios de las probetas ensayadas de cada tipo de hormigón junto con sus correspondientes coeficientes de variación)

HORMIGÓN	Número Probetas	Dimensiones (mm)				Entallas (mm)		Fibras sección (uds.)	Carga máxima (KN)	Tensión tangencial máxima (MPa)
		a	b	c	d	e	f			
HACA0	3	99,7 (0,01)	99,7 (0,01)	14,0 (0,56)	86,7 (0,13)	49,7 (0,01)	49,3 (0,01)	---	13,30 (0,76)	10,18 (0,10)
HACP10	5	103,3 (0,06)	101,0 (0,01)	19,3 (0,06)	100,0 (0,01)	48,3 (0,01)	48,3 (0,02)	16 (0,15)	33,50 (0,20)	17,36 (0,19)
HACA26	6	99,7 (0,01)	98,8 (0,01)	18,3 (0,04)	99,8 (0,01)	48,8 (0,02)	48,5 (0,02)	8 (0,05)	22,39 (0,32)	12,87 (0,41)
HACA70	4	99,8 (0,01)	99,5 (0,01)	18,8 (0,05)	100,5 (0,01)	48,5 (0,02)	49,3 (0,02)	10 (0,46)	38,16 (0,16)	20,29 (0,17)
HACA70M	4	100,3 (0,01)	100,3 (0,01)	21,0 (0,03)	100,8 (0,02)	46,3 (0,11)	49,0 (0,01)	13 (0,34)	45,63 (0,13)	21,98 (0,15)

Se empleó hormigón sin fibras (HACA0) como referencia para evaluar las mejoras en el comportamiento a cortante puro de las probetas de HRF. En el caso de estas probetas, una vez alcanzada su carga de rotura, el elemento se rompió de forma frágil en dos partes. En la Figura 9.8 se muestran las curvas tensión media-CSD de los distintos tipos de hormigón (valores medios de las probetas ensayadas) frente a sus desplazamientos a cortante, hasta 1 mm, durante los ensayos, apreciándose los diferentes comportamientos del hormigón.

Figura 9.8. Curvas tensión tangencial media – CSD (las curvas mostradas son las medias de las probetas ensayadas a cortante de cada tipo de hormigón)

Las probetas fibro-reforzadas mostraron un comportamiento residual dúctil una vez superada la carga máxima. Cabe indicar que todos los hormigones tuvieron un comportamiento lineal en la rama de carga anterior al momento de fisuración, para descender en su carga desde ese momento. Como era esperable, después del pico de carga, se mantuvo una carga en el entorno del 20% de la máxima, pero con una deformación de hasta diez veces la correspondiente a la carga máxima. Las probetas de HACA26 con 26 kg/m^3 de fibras de acero llegaron a alcanzar una tensión cortante máxima de $13,60 \text{ MPa}$, lo que muestra un moderado aumento en relación a su hormigón de referencia sin reforzar (+13,33%). Las probetas reforzadas con fibras de poliolefina (HACP10) mostraron unos valores de tensión tangencial media superiores a los del HACA26, pero sin llegar a los valores de las de 70 kg/m^3 de fibras de acero.

Dentro del análisis de resultados resulta relevante incluir los datos referentes a la tenacidad de los elementos estudiados. Tras obtener las curvas tensión tangencial media – desplazamiento a cortante, se calculó la energía disipada por estos hormigones integrando la citada curva. En la Tabla 9.4 se muestran los resultados medios de todos los tipos de hormigones ensayados. Además, también se incluyen las tensiones tangenciales medias que mantienen los hormigones reforzados con fibras para desplazamientos de 1 y 2 mm.

Tabla 9.4. Energía de fractura (G_F) disipada en los ensayos para un CSD de 2 mm y variación de la misma en relación al HACA0. Tensiones residuales medias para desplazamientos a cortante de 1 y 2 mm

HORMIGÓN	G_f (N/m)	(%) G_f	Tensión tangencial a 1 mm (MPa)	Tensión tangencial a 2 mm (MPa)
HACA0	740			
HACP10	8350	1133	2,77	2,77
HACA26	4600	524	1,25	0,87
HACA70	9960	1252	2,31	1,60
HACA70M	11008	1394	3,68	1,64

9.3.2. Campaña experimental sobre probetas prismáticas grandes

Los resultados obtenidos permitieron observar las tendencias o patrones que se pretendía inicialmente determinar. Las curvas generales promedio, de cada tipo de hormigón, se muestran en la Figura 9.9, en tanto que la Figura 9.10 muestra de manera más detallada el comportamiento hasta un CSD de 1,5 mm. Al principio de los ensayos se alcanzó la tensión máxima después de una rama casi lineal para todos los tipos de HRF. Este comportamiento es el esperado, dado que el primer tramo lineal se asocia con el comportamiento de la matriz de hormigón. En el caso de HRFA, como la matriz de hormigón estuvo formada por un hormigón de alta resistencia, se obtuvieron tensiones más elevadas en comparación con el resto de las matrices (mostraron una buena relación con las propiedades mecánicas, indicadas en la Tabla 9.2). Las relaciones de las curvas tensión media-CSD fueron sincronizadas mediante VE. Esto permitió la localización del instante en que se fisuró cada probeta. Además, esto permitió comparar los mecanismos de daño a fractura de cada uno de los HRF.

Figura 9.9. Curvas tensión tangencial – CSD completas para cada tipo de HRF, con probetas grandes

Figura 9.10. Curvas tensión tangencial – CSD para cada tipo de HRF, con probetas grandes hasta un CSD de 1,5 mm

La Figura 9.10 muestra que los HVBP no presentan diferencias en su comportamiento hasta la tensión máxima. Es decir, al tener la misma matriz, con cuantías diferentes de fibra de poliolefina, tuvieron resultados similares.

El mismo fenómeno se observa en los casos de los HACP10M y HVP10, mostrando tensiones máximas con diferencias que dependieron únicamente de la forma de compactación de la matriz (estas dos matrices tenían propiedades de fractura muy cercanas (Alberti et al., 2015b), y por tanto deberían tener similar resistencia a cortante). En cuanto al comportamiento post-fisuración se puede ver que resulta bastante similar, dado que el refuerzo de fibras es de igual dosificación y tipo de fibra.

En el caso de los HACA, los resultados fueron notablemente superiores. Una de las razones se debió a las mejores propiedades de la matriz en sí misma. Además, con las fibras de acero con terminación en gancho, la mayor cantidad de fibras en el HACA70 mostró un aumento apreciable de tensiones máximas en comparación con el HACA50. Por tanto, la dosificación de fibras de acero es la única razón que justifica tal diferencia.

Para poder realizar una mejor comparación entre los seis tipos de hormigón, la Tabla 9.5 muestra: el número de probetas ensayadas, los valores promedio de carga máxima, la tensión máxima a cortante y el número de fibras en la superficie de fractura, con sus correspondientes coeficientes de variación para cada tipo de hormigón. Se concluye que los HRFP no demostraron ninguna proporcionalidad entre la dosis de fibra y la tensión máxima. Por el contrario, en los HRFA, cuando la dosis de fibra se incrementó de 50 a 70 kg/m³ (0,64 y 0,89% en fracción volumétrica) se produjo un aumento del 43% en la tensión máxima a cortante, incrementándose esta de 12,16 MPa a 17,37 MPa.

Tabla 9.5. Número de probetas ensayadas, máxima carga media (F_{MAX}), tensión media máxima a cortante (τ_{MAX}), número medio de fibras en la sección resistente, energía de fractura (G_F) hasta 6 mm de CSD y tensiones residuales a cortante a diversos CSD

Número de probetas ensayadas, máxima carga media, tensión media máxima a cortante y número de fibras en la sección resistente.

	HVBP6	HVBP7,5	HACP10M	HVP10	HACA50	HACA70
Probetas (ud)	4	4	3	2	2	2
F_{MAX} (kN)	65,01(0,08)	68,71(0,15)	105,01(0,15)	99,82(0,05)	131,42(0,07)	141,90(0,16)
τ_{MAX} (MPa)	5,19(0,09)	4,93(0,14)	9,70(0,01)	7,93(0,08)	12,16(0,17)	17,37(0,01)
Fibras	63(0,05)	89(0,08)	69(0,17)	79(0,05)	82(0,10)	116(0,08)

Energía de fractura (G_F) hasta un CSD de 6 mm y tensiones residuales a cortante (MPa) para unos CSD de 0,5, 2,5, 3,5 y 5,5 mm

	HVBP6	HVBP7,5	HACP10M	HVP10	HACA50	HACA70
G_F (N/m)	7621	9834	7913	9899	10400	17554
0,5mm τ_{aver}	2,78	4,27	2,60	2,81	8,34	13,06
2,5mm τ_{aver}	1,04	1,44	1,15	1,70	0,89	1,61
3,5mm τ_{aver}	0,90	1,21	0,83	1,34	0,69	1,32
5,5mm τ_{aver}	0,67	0,85	0,46	0,58	0,50	1,12

Estudiando las ramas de carga iniciales en la Figura 9.10, con desplazamientos de fisuras por debajo de 0,3 mm, se puede ver que las curvas mantuvieron una tendencia lineal marcada, con pendiente similar para cada tipo de matriz. Por lo tanto, podría concluirse que tal rigidez dependía de las propiedades de la matriz.

La Figura 9.10 permite el análisis de los puntos de inflexión de las curvas. Se observa que, la carga aumentó hasta alrededor del 70% del máximo, excepto en el caso del HACP10M. A partir de ese punto, la rigidez de las probetas se mantuvo lineal, pero con una pendiente menor que la inicial. Este comportamiento muestra la aparición de los mecanismos de daño, debiéndose a la micro fisuración de la matriz. También se aprecia una pérdida más gradual de rigidez en el caso de los HVBP en comparación con los otros dos HRF. Cuando las probetas de HVBP alcanzaron la tensión máxima, el proceso de fractura se produjo en un amplio rango de apertura de grietas, mientras que los HACP10M y HVP10 tuvieron un punto de inflexión claro, en el entorno de 0,2 a 0,3 mm de CSD, en el que las curvas comienzan a mostrar descarga. Este comportamiento es una función de la resistencia de la matriz de hormigón. Las fibras funcionan después del agrietamiento del hormigón y deben soportar cargas más bajas con propiedades de matriz más bajas. Es decir, las probetas de hormigones de menor resistencia mostraron una rama de descarga más suave.

El comportamiento post-fisuración del HACP10M, HVP10 y los dos HACA se puede resumir en dos etapas: la primera, donde hay una disminución repentina de la carga a la vez que se generaron aberturas de grietas de alrededor de 1 mm; y la segunda etapa muestra una rama de tensión residual donde se produce una disminución reducida de la carga y un desplazamiento importante. Los procesos de fractura se produjeron más gradualmente y con una pendiente moderada, que podría ser de importancia clave si se desea evitar la fragilidad.

En el caso de los HACA, en la primera rama post-fisuración mantuvieron mayores resistencias residuales que los otros hormigones. Esto resultó válido hasta desplazamientos a

cortante cercanos al punto de inflexión. Después, comenzó la segunda rama. Los dos hormigones de 10 kg/m³ de cuantía de fibras también mostraron una caída repentina de fuerza y tensión en esta rama de descarga inicial. Por el contrario, aunque los valores de tensión eran más bajos, los HVBP mostraron una caída más suave en comparación con el resto de las formulaciones. Vale la pena destacar que el HVBP7,5 mostró un comportamiento notablemente dúctil, pero sin apreciarse una descarga nítida. En la segunda rama, todos los tipos de hormigón mostraron un comportamiento dúctil con una disminución gradual de la resistencia para valores significativos de deslizamiento a cortante.

Los valores de tensión, para todos los tipos de hormigón, estuvieron entre 1,6 y 2,5 MPa para valores de CSD de 1 mm. Las ramas de descarga mostraron un comportamiento bastante paralelo entre las muestras de HVBP a lo largo de las pruebas. Como era de esperar, las probetas de HVBP7,5 superaron a los valores de las muestras de HVBP6 para cualquier desplazamiento. En otro plano, los hormigones con 10 kg/m³ de fibras de poliolefina mostraron un comportamiento ciertamente parecido. En tal sentido, el autocompactante mantuvo valores de resistencia residual superiores al vibrado a lo largo de los ensayos.

Como consideración final, las probetas HACA mostraron un comportamiento comparable: cuanto mayor fue la dosificación de fibra, mayor fue la tensión que el material era capaz de soportar. Vale la pena destacar que los HACA fueron capaces de recuperar cierta tensión después de la rama de descarga, siendo esto más notable en el caso del de 70 kg/m³, como se puede ver en la Figura 9.10. En la rama residual, el HACA50 mantuvo resistencias residuales menores que los HRFP hasta 4,5 mm de CSD.

Para un análisis de los resultados obtenidos en los ensayos, los valores de tensión cortante se relacionaron con el número de fibras en la sección de ligamento, ya que las fibras rigen el comportamiento posterior a la fisuración en el HRF, como se puede observar en la Figura 9.11. La figura muestra la relación entre las tensiones a cortante para desplazamientos de 2,5 mm y el número de fibras real existente en la sección resistente, tanto para HRFP (Figura 9.11(a)) como para HRFA (Figura 9.11(b)). Vale la pena mencionar que, para 0,5 mm de CSD, hubo correlaciones con pendientes positivas y negativas dado que las muestras estaban en la rama de descarga y no todas las fibras de la sección estaban activas en ese momento del ensayo.

Figura 9.11. Tensión media a cortante frente a número de fibras en la sección de ligamento para un CSD de 2,5 mm: (a) HRFP y (b) HRFA

Además, si se observa la Figura 9.11(a) y la Figura 9.10, como la abertura de la fisura y el deslizamiento a cortante son mayores para un CSD de 2,5 mm que para un CSD de 0,5 mm, se parte de la base de que las fibras están activadas y tienen capacidad portante. Además, en todos los casos estudiados, la pendiente de las correlaciones es positiva, mostrando una tendencia creciente con el número de fibras. Por lo tanto, se llega a una conclusión: las fibras de poliolefina rigen el comportamiento post-fisuración del HRFP.

A la vista de la Figura 9.11(b) se obtuvieron conclusiones similares a las mencionadas. En el caso de los HACA70, se observa una caída pronunciada. Este comportamiento se atribuyó a la existencia de un grupo de fibras metálicas en la sección de ligamento apelotonadas entre sí, lo que impide que resistan a cortante debido a una mala unión con la matriz, según se muestra en la Figura 9.12.

Figura 9.12. Sección de fractura de una probeta de HACA70 (probeta I 1-3)

Con el fin de evaluar la influencia de la fracción volumétrica de cada tipo de fibra se elaboró la Figura 9.13. En ella se muestra que las resistencias residuales a cortante de los HVBP aumentan con una tendencia proporcional a la fracción volumétrica. En cuanto a la comparación de los hormigones con 10 kg/m³ de fibras de poliolefina (1,1% en fracción

volumétrica), el hormigón vibrado mostró una mejor respuesta mecánica. Sin embargo, si se compara el HVBP7,5 con el HVP10, se ve que los resultados fueron análogos incluso con una dosis más alta de fibra. Esto demuestra que es posible que exista un cierto umbral por debajo del cual las fibras no aporten mayores resistencias residuales a cortante. Además, con fracciones volumétricas semejantes, las fibras de acero y poliolefina suministraron resistencias residuales similares.

Figura 9.13. Tensión cortante media, en relación al volumen de fibras para un CSD de 2,5 mm

Para analizar los resultados en mayor profundidad, se calculó la energía de la fractura (G_F), cuyos resultados se muestran en la Tabla 9.5. La energía de la fractura se calculó integrando las curvas de tensiones medias a cortante frente a sus deslizamientos, hasta 6 mm de CSD, considerado como el final del ensayo. Además, se obtuvieron los diferentes valores de tensiones residuales para diferentes deslizamientos, en concreto para CSD de 0,5, 2,5, 3,5 y 5,5 mm, que igualmente se muestran en la Tabla 9.5. En esta Tabla se observa que, cuando se superaron los 4,6 mm de deslizamiento, los HVBP con fibras de poliolefina más cortas proporcionaron valores superiores de tensión residual. Además, la energía total de la fractura fue notablemente cercana a la de los hormigones con 10 kg/m³ de fibras de poliolefina.

La Figura 9.14 muestra la energía de fractura (G_F) de cada tipo de hormigón, medida para diferentes valores de CSD. Se ha añadido una línea que corresponde a la energía de fractura de un hormigón auto-compactante sin refuerzo, con la misma dosificación del HACP10M, como valor de referencia. El valor obtenido fue de 1557 N/m para un CSD de 0,27 mm, en el momento en que la probeta se fisuró y dividió en dos piezas. Todos los tipos de hormigón superaron el valor de la energía de fractura de dicho hormigón sin reforzar. Para un valor de desplazamiento a cortante de 0,5 mm, los hormigones muestran un comportamiento de forma similar dos a dos, excepto en el caso del HACA70, que tiene un comportamiento superior debido a la mayor cuantía y contribución de las fibras de acero en la resistencia a cortante. Para un CSD de 2,5 mm, la energía de fractura del HVBP7,5 se encuentra entre la de los dos hormigones con 10 kg/m³ de fibras, a pesar de tener una matriz menos resistente. La variación

en la energía de fractura de los HVBP supone un aumento del 27,5% (para 2,5 mm de deslizamiento), con un incremento en la fracción volumétrica del 25,8%. Por otro lado, las fibras de acero aumentan un 59,5% la energía de fractura del HRF para un incremento de la fracción volumétrica del 39,1%.

Figura 9.14. Energía de fractura (G_F) de cada hormigón para diferentes desplazamientos a cortante

9.4. Análisis de la superficie de fractura mediante vídeo-extensometría

Con el fin de analizar en profundidad el comportamiento a cortante y los patrones de fisuración del HRF fue necesario identificar todos los mecanismos de fractura que tienen lugar en los ensayos “push-off”. Como se mencionó anteriormente, la probeta tuvo que ser reforzada por medio de tejido de fibra de carbono con el fin de evitar fallos por flexión no deseados en los voladizos. Por este motivo, y puesto que el uso de VE permite visualizar micro-fisuraciones, se realizó un estudio previo de tensiones mediante un modelo de elementos finitos.

Como era de esperar, las tensiones de cortante en la sección del ligamento aparecen como se muestra en la Figura 9.15(a). Sin embargo, hay tensiones de flexión en el área central de las entallas superior e inferior, como se ve en la Figura 9.15(b). Este comportamiento analítico permitió el análisis de la aparición de grietas en las muestras, no sólo en la sección del ligamento, sino también en el área central de las entallas.

Figura 9.15. Resultados del ensayo “push-off” mediante un modelo de elementos finitos: (a) distribución de tensiones a cortante y (b) distribución de tensiones a flexión

Se realizó una simulación numérica de elementos finitos de los ensayos utilizando el software comercial ABAQUS®. La geometría de la probeta se reprodujo utilizando una representación bidimensional. Las condiciones de contorno y las condiciones de carga se incorporaron al modelo. El contacto entre la barra de carga metálica y la parte superior de la probeta se idealizó como nodos con desplazamiento nulo. Por el contrario, la conexión inferior entre la barra de carga y la probeta se simuló imponiendo una tasa de desplazamiento constante en los nodos correspondientes. El comportamiento del material se modelizó mediante un comportamiento elástico sin daño. Es evidente que no se puede obtener una caracterización completa del material utilizando las características antes mencionadas, pero no debe pasarse por alto que el objetivo principal de la simulación era comprobar la idoneidad del enfoque experimental propuesto. Los resultados mostraron que, debido al efecto en voladizo, había ciertas áreas de concentración de tensiones cerca de las puntas de las entallas que fueron claramente detectadas por el análisis de VE. En consecuencia, el análisis de VE y los resultados de las pruebas mostraron una gran analogía entre los datos obtenidos y los mapas de tensiones generados.

Para realizar los análisis de VE, las imágenes se grabaron a una relación de un fotograma por segundo. Esa velocidad de fotogramas permitió la sincronización de los vídeos y los registros de la máquina de ensayos. Como se mencionó anteriormente, la máquina de ensayos registró: la carga, el desplazamiento del actuador, el CSD en ambos lados de la probeta y el tiempo transcurrido. Por lo tanto, el tiempo es común para ambos sistemas y la velocidad de fotogramas fija permitió la sincronización de los vídeos con la máquina de ensayos y correlacionar las cargas y desplazamientos con el software de VE Vic-2D®.

9.4.1. Vídeo-extensometría sobre probetas cúbicas pequeñas

En lo que respecta al análisis particular de las probetas pequeñas de cada tipo de hormigón cabe indicar que las probetas de hormigón sin reforzar, tipo HACA0 sufrieron un fallo súbito con un comportamiento completamente frágil, como era de esperar, entre los segundos 1598 y 1705 de los ensayos. Tomando como dato ese espacio de tiempo se obtiene la imagen de la VE de una probeta en ese momento, y con ella el mapa de deformaciones un momento antes

de la rotura, según se muestra en la Figura 9.16. Según esta imagen no existe evidencia de concentración de tensiones visible por VE en la sección entre entallas, lo que se corresponde con un comportamiento frágil del elemento, sin deformación en rotura y sin mostrar una concentración de tensiones en ninguna de las probetas analizadas. En menos de un segundo se produce la rotura completa de la sección de ligamento sin deformación visible.

Figura 9.16. Mapa de deformaciones de una probeta HACA0 en el segundo 1703 de ensayo

Con respecto a las probetas HACP10, se pudo observar que se produjo una leve concentración de tensiones en el final de la entalla superior y, a medida que avanzaron los ensayos, progresaron hacia las entallas inferiores. La Figura 9.17(a) muestra la deformación acumulada en el ligamento para una probeta HACP10 en el segundo 1967, una vez generada la fisura en el ligamento sometido a cortante. En el segundo 2440, conforme a la Figura 9.17(b), se produjo la fisuración de la probeta.

Figura 9.17. Mapa de deformaciones de una probeta HACP10: (a) en el segundo 1967 y (b) en el segundo 2440 de ensayo

Una de las probetas de HACA26 alcanzó la carga máxima a los 1420 segundos y presentó una zona de deformación con una mínima pérdida de carga. Esa deformación marca valores negativos en nuestro análisis, lo que implica compresiones en la zona entre entallas. Ya en el segundo 1700 se observó una caída de carga, pero las imágenes no reflejaron fisuraciones en el elemento. La fisura surgió en el segundo 2616, generándose desde la punta de la entalla superior, con concentración de deformaciones a unos 45° y alejándose de la entalla inferior. Posteriormente la fisura se estabilizó y se propagó en dirección vertical hacia la punta de la entalla inferior, según se aprecia en la Figura 9.18 correspondiente al segundo 2688.

Figura 9.18. Mapa de deformaciones de una probeta HACA26 en el segundo 2688 de ensayo

Una de las probetas de HACA70, mostró una concentración apreciable de deformaciones en torno al segundo 3000. Estas concentraciones, en las puntas de las entallas superior e inferior, siguieron aumentando en la sección entre entallas hasta el segundo 4954, momento en el que se produjo la fisuración de la probeta, según se muestra en la Figura 9.19. De manera similar, por lo que respecta a los hormigones HACA70M se indica que las fisuras nacieron en la punta de la entalla superior y crecieron hacia las inferiores. En menos de cuatro segundos se propagaron completamente las fisuras entre las entallas, alcanzando las puntas de las entallas inferiores.

Figura 9.19. Mapa de deformaciones de una probeta HACA70 en el segundo 4954 de ensayo

9.4.2. Vídeo-extensometría sobre probetas prismáticas grandes

Las probetas HVBP mostraron que el inicio de la fisuración se produjo en la punta de cualquiera de las entallas, superior o inferior. Posteriormente, las grietas siguieron dos direcciones diferentes: una vertical entre las puntas de las entallas; y otra, una pequeña fisura con una cierta inclinación. Esto se ve en la Figura 9.20(a) que muestra una probeta HVBP6 nada más producirse la aparición de la fisura inicial. En este caso, la grieta apareció en la punta de la entalla inferior y creció hacia la punta de la superior. La inclinación de la fisura también se muestra en las áreas rojizas que corresponden a las grietas. Como se puede apreciar, para las probetas HVBP no se produjeron tensiones importantes en la zona central de las entallas.

Figura 9.20. Tres probetas ensayadas: (a) probeta de HVBP6 en el momento de la fisuración inicial, (b) probeta de HVP10 en el segundo 549 del ensayo y (c) probeta de HACA70 en el segundo 600 de ensayo

Los patrones de fisuración de los hormigones con 10 kg/m^3 de fibras de poliolefina fueron análogos. Este comportamiento era esperable, dado que ambos tipos de hormigón tenían el mismo tipo y cantidad de fibra. Además, contaban con propiedades mecánicas similares. La diferencia fue más notable al analizar su máxima resistencia a cortante, aunque en el caso de la aparición de fisuras la diferencia fue despreciable. En ambos casos, las grietas aparecieron verticalmente a lo largo de la sección de ligamento, mostrando igualmente fisuras en la sección media de las entallas. Estas últimas fisuras se produjeron de acuerdo con las tensiones de flexión que se produjeron en los voladizos de las probetas. A medida que los ensayos continuaron, tales fisuras se redujeron hasta que fueron imperceptibles por el sistema de VE empleado. En la Figura 9.20(b), se muestra una probeta de HVP10 en el instante de la aparición inicial de la fisuración. En la imagen se aprecian tres fisuras: una grieta vertical en la dirección marcada entre las puntas de las entallas, siguiendo la sección del ligamento; y dos más situadas en la zona central de las entallas.

Las probetas de tipo HACA mostraron un comportamiento diferente, si se comparan con los mostrados por el HRFP. La primera diferencia se produjo en la rama de carga. La pendiente de las curvas tensión media-CSD cambió ligeramente cuando apareció la primera fisura. Esto corresponde a la variación de rigidez que se muestra en la Figura 9.10. Las fisuras que aparecieron se redujeron en el área del ligamento, teniendo una marcada inclinación. Además, se generaron dos fisuras en el área central de las entallas con similar importancia que las apreciadas en los hormigones de 10 kg/m^3 . La fisura principal creció hasta llegar a las puntas de las entallas superior e inferior, cerrándose las fisuras del centro de las entallas. En la Figura 9.20(c) se muestra una probeta de HACA70 en el segundo 600 (en la segunda rama de carga), en el que se observan las fisuras indicadas.

La Figura 9.21 muestra una comparación entre las mismas probetas que se muestran en la Figura 9.20 para un CSD de 2,5 mm. Aquí se produjo el mismo comportamiento al final de la prueba, a pesar de las diferencias en los momentos iniciales. Una fisura principal marcó el comportamiento de las probetas, uniendo las puntas de las entallas superior e inferior. Vale la pena señalar que el HVBP6 mantuvo la inclinación inicial de las fisuras. En el caso del HVP10, la fisura principal tenía una dirección vertical marcada. Además, el HACA70 mostró una fisura que conectó la entalla superior e inferior con una marcada inclinación. También hay que destacar que las fisuras que surgieron en el centro de las entallas se redujeron tanto que la VE no pudo mostrarlas.

Figura 9.21. Las tres probetas ensayadas representadas en la Figura 9.20, pero para un deslizamiento a cortante de 2,5 mm: (a) probeta de HVBP6, (b) probeta de HVP10 y (c) probeta de HACA70

9.5. Comportamiento del hormigón reforzado con fibras de acuerdo con la teoría corte-fricción por medio de vídeo-extensometría

El sistema de VE permite la medición de deformaciones durante los ensayos. Para ello, las imágenes requirieron de calibración. Como se indicó, la grabación para VE obtiene datos en píxeles, lo que significa que estos deben traducirse a medidas de longitud. Con esta calibración, las mediciones obtenidas por los LVDT o CMOD se reproducen con precisión mediante desplazamientos de VE. Cuando se logra esta calibración, es posible medir las distancias en unidades de longitud a través de VE y disponer extensómetros a lo largo del ligamento y las fisuras, permitiendo capturar la cinemática del crecimiento de las fisuras. Además, la técnica de VE permite establecer pares de puntos sobre la probeta de ensayo y obtener su posición relativa desde el principio hasta el final de los ensayos. Por lo tanto, se consiguen los valores de deslizamiento a cortante y abertura de fisura a lo largo de un ensayo, como si un sistema de medición tradicional se colocara en varias posiciones. La principal ventaja de la VE es que se pueden distribuir muchos elementos de medición donde han aparecido las fisuras y no es necesario pronosticar la posición en la que aparecerá la grieta principal.

El presente estudio se realizó sobre probetas grandes, descartando las pequeñas por su menor sección resistente. Sobre la sección de ligamento se dispusieron cinco extensómetros de VE para reproducir la cinemática de la fractura de las probetas. Esto permitió un control riguroso del deslizamiento a cortante y de la aparición y crecimiento de las fisuras. Con los valores obtenidos de los extensómetros de VE, para cada tipo de HRF, se generaron curvas de abertura de fisura frente a deslizamiento a cortante. Esto permitió una comparación del comportamiento de los HRF frente a modelos de corte-fricción.

Con esta finalidad se analizaron tres probetas de HVBP6 (6 kg/m^3 de fibras de poliolefina), tres HVBP7,5 ($7,5 \text{ kg/m}^3$ de fibras de poliolefina) y tres HRFP (10 kg/m^3 de fibras de poliolefina) y tres HACA (50 y 70 kg/m^3 de fibras de acero). Mediante el análisis de las muestras, se obtuvieron curvas de abertura de fisura (w) frente a CSD. La Figura 9.22(a) muestra el comportamiento de las tres probetas de HVBP6 junto con su curva media. La Figura 9.22(b) muestra las curvas obtenidas con HVBP7,5, la Figura 9.22(c) las de HRFP10 y la Figura 9.22(d) muestra el comportamiento de los HACA.

Figura 9.22. Curvas abertura de fisura (w) frente a CSD: (a) probetas de HVBP6, (b) probetas de HVBP7,5, (c) probetas de HRFP10 y (d) probetas de HACA

La Figura 9.22 muestra que, para un CSD de 2,5 mm, la abertura de la grieta es un 9,1% inferior en el HVBP7,5 que en el HVBP6, que equivale a un aumento de fracción volumétrica del 25,8%. La comparación del HVBP7,5 y el HRFP10 muestra que la abertura de la grieta disminuyó un 6,2%, mientras que entre el HRFP10 y el HACA disminuyó un 13,1%. Por lo tanto, es posible afirmar que la abertura de la fisura disminuyó con la cuantía de fibra y dependía del tipo de fibra empleada.

Con los resultados medios obtenidos por VE de cada tipo de hormigón se realizó la Figura 9.23, en la que se muestra la relación entre la abertura de la fisura y el deslizamiento a lo largo de los ensayos.

Figura 9.23. Valores medios de abertura de fisura frente a CSD de los cuatro tipos de hormigón ensayados a cortante y analizados con vídeo-extensometría

Con el fin de discutir los resultados y sacar conclusiones, se preparó la Tabla 9.6 y la Figura 9.24, que muestra la abertura de la fisura frente a las curvas de deslizamiento a cortante con valores medios, de los diferentes hormigones. Además, también se incluye la curva según la teoría de corte-fricción aportada por la ecuación (9.2) en la teoría de Walraven (Walraven, 1980), adoptada por el CM-2010 (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010). La Tabla 9.6 muestra los valores de la variable k para la ecuación (9.2) e indica los valores obtenidos mediante la ecuación (9.3), en la cual, el valor de $2/3$ en la ecuación de Walraven se sustituye por valores ajustados a las curvas experimentales.

$$y = k \cdot x^{2/3} \quad (9.2)$$

$$y = k \cdot x^a \quad (9.3)$$

En las ecuaciones (9.2) y (9.3) el término y es la abertura de fisura (w), en tanto que x es el CSD. k es una constante indicada en la teoría de Walraven (Walraven, 1980) y a es una variable obtenida experimentalmente.

Tabla 9.6. Coeficientes de movimientos relativos en la discontinuidad de la fisura

HORMIGÓN	Probetas ensayadas	$y = k \cdot x^{2/3}$		$y = k \cdot x^a$		
		k	R^2	k	a	R^2
HVBP6	3	1,07	0,9985	1,07	0,67	0,9985
HVBP7,5	3	0,97	0,9898	0,82	0,83	0,9987
HRFP10	3	0,91	0,9954	0,88	0,70	0,9959
HACA	3	0,79	0,9937	0,85	0,60	0,9957
Walraven	Teórico	0,50/0,70*	---	---	---	---

* Con/sin barras de refuerzo en la discontinuidad

Figura 9.24. Curvas medias apertura de fisura – CSD: cuatro, correspondientes a los hormigones estudiados experimentalmente, y dos teóricas, según la teoría corte-fricción de Walraven (Walraven, 1980)

Según la Figura 9.24, la relación entre la apertura de la fisura y el deslizamiento a cortante siempre fue mayor en los HVBP que en los HRFP y HACA. Por lo tanto, la resistencia a compresión de la matriz mostró una importancia notable con respecto al mecanismo de corte-fricción en el hormigón. Los valores de apertura de fisura, en todos los casos, fueron superiores al modelo teórico de Walraven (Walraven, 1980), posiblemente porque el modelo teórico fue desarrollado sobre probetas pre-fisuradas con y sin refuerzo de armadura en la interfaz. En el modelo teórico, también se impuso una tensión normal a la sección de fisuración. Esta tensión impidió el deslizamiento libre de las caras en la discontinuidad. En las probetas analizadas en este estudio, sólo las fibras soportaban la tensión normal.

9.6. Contribución a cortante del hormigón reforzado con fibras según normativa

Varias normativas existentes consideran el empleo del HRF con fines estructurales (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008). Dichos documentos establecen la contribución de resistencia a cortante de las fibras en función de resistencias a tracción residuales por flexión obtenidas a partir de ensayos a flexión en tres puntos (European Committee for Standardization, 2007). A fin de tener en cuenta la capacidad estructural de las fibras en el cálculo, se deben cumplir varios requisitos mínimos. La Tabla 9.7 indica los criterios fijados por cada normativa junto a los valores correspondientes obtenidos en los ensayos de tracción por flexión de los hormigones estudiados (Alberti et al., 2015b, Alberti et al., 2017d). Al igual que lo indicado para el análisis en relación al mecanismo corte-fricción, en el estudio de la contribución a cortante del HRF según normativa se ha realizado el estudio con probetas de tamaño grande.

El creciente interés por el uso del HRF, con el objetivo principal de sustituir los refuerzos mínimos a cortante exigidos por las normativas, además de buscar algunas mejoras adicionales en el rendimiento estructural (Ulzurrún and Zanuy, 2017), se basa en la idea de sustituir, parcial o totalmente, la armadura de estribos o cercos. Estas reducciones de las barras de refuerzo de acero, junto con el uso de hormigones autocompactantes, podrían implicar una reducción significativa del coste final de la estructura debido a las reducciones de los precios de materiales y mano de obra. Dado este interés, la normativa actual proporciona formulaciones para el diseño estructural a cortante mediante el uso de HRF, que se basan en sus resistencias residuales a la tracción por flexión. Especialmente, las normas tienden a considerar los valores de resistencia residual para valores de CMOD de 0,5, 2,5 y 3,5 mm, que se denominan comúnmente f_{R1} , f_{R3} y f_{R4} .

El CM-2010 (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010) indica una formulación aditiva para el diseño a cortante de elementos sometidos a flexión sin estribos. El valor de la contribución de las fibras se calcula de acuerdo con la ecuación (9.4). Esta fuerza depende del efecto tamaño, del refuerzo longitudinal dispuesto en el elemento, la resistencia a compresión y la tensión de tracción del hormigón.

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} k \left[100\rho_1 \left(1 + 7,5 \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) f_{ck} \right]^{1/3} + 0,15\sigma_{cp} \right\} b_w d \quad (9.4)$$

Siendo: γ_c coeficiente de seguridad o minoración de la resistencia del hormigón

$$k = \varepsilon, \text{ factor que toma en consideración el efecto tamaño. } k = \varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

d (mm) es canto útil de la sección

ρ_1 cuantía geométrica de la armadura longitudinal, $\leq 0,02$

f_{Ftuk} (MPa) valor característico de la tensión residual última del HRF, considerando $w_u = 1,5$ mm. Aceptando el modelo rígido-plástico, como hace la EHE-08, el valor de $f_{Ftuk} = f_{R3} / 3$

f_{R3} (MPa) valor de la tensión residual a flexión del HRF para un CMOD de 2,5 mm
 f_{ctk} (MPa) valor característico de la resistencia a tracción del hormigón. $f_{ctk} = 0,3f_{ck}^{2/3}$
 f_{ck} (MPa) valor de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica
 $\sigma_{cp} = \sigma'_{cd}$ (MPa) es la tensión media que actúa en la sección de hormigón (A_c , en mm²), para una fuerza axial (N_{ed} , en N) debida a acciones de carga o pretensado. $\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c$
 $b_w = b_0$ (mm) menor ancho de la sección transversal en el área de tensiones

La Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE-08 (Ministerio de Fomento, 2008) propone la ecuación (9.5) para el cálculo de la resistencia a cortante del HRF, incluyendo el sumando V_{fu} para considerar el papel de las fibras en el diseño estructural, siendo V_{cu} la contribución del hormigón sin reforzar. Según esta norma, la resistencia depende igualmente del efecto tamaño y de la armadura longitudinal.

$$V_{rd} = V_{cu} + V_{fu} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \varepsilon (100 \rho_1 f_{cv})^{1/3} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d + 0,7 \varepsilon \tau_{fd} b_0 d \quad (9.5)$$

Con: V_{cu} contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante
 V_{fu} contribución de las fibras a esfuerzo cortante
 f_{cv} (MPa) resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante. $f_{cv} = f_{ck}$
 τ_{fd} (MPa) valor de cálculo del incremento de la resistencia a cortante debido a las fibras. $\tau_{fd} = 0,5 f_{ctR,d}$
 $f_{ctR,d}$ (MPa) resistencia residual a tracción de cálculo. En el diagrama tensión-deformación rectangular toma el valor: $f_{ctR,d} = 0,33 f_{R,3,d}$

Vale la pena comparar los resultados experimentales de los ensayos “push-off” con los valores obtenidos siguiendo las formulaciones analíticas propuestas en las normas antes mencionadas. Para ello, se partió de varias consideraciones. El coeficiente de seguridad del hormigón se tomó como 1 ($\gamma_c=1$). En cuanto al efecto tamaño, se eligieron unas dimensiones habituales en edificación, tomándose para ello un elemento de sección rectangular con una anchura de 250 mm ($b_w = b_0 = 250$ mm). La cuantía de refuerzo longitudinal se consideró 0,015 ($\rho_l = 0,015$). Por último, el valor de tensión media se tomó como 0 ($\sigma_{cp} = \sigma'_{cd} = 0$).

La Tabla 9.7 muestra los resultados experimentales según los ensayos de este estudio, para un CSD de 2,5 mm, junto a los resultados analíticos utilizando las formulaciones del CM-2010 y de la EHE-08, según las ecuaciones (9.4) y (9.5) considerando un canto útil de la sección de hormigón de 300 mm, de acuerdo con las consideraciones del párrafo anterior. Además, para el cálculo se tomaron los valores de f_{ck} y f_{R3} que se indicaban en la Tabla 9.2.

Tabla 9.7. Resultados de verificar la capacidad estructural de los HRF de este estudio y la contribución a cortante de las fibras conforme a las normas CM-2010 y EHE-08 y de acuerdo a los resultados experimentales

	HVBP6	HVBP7,5	HACP10M	HVP10	HACA50	HACA70
Capacidad estructural de los HRF. Resistencias residuales a tracción por flexión						
EN 14889-2 (MPa)						
$f_{RI} > 1,5$ MPa	1,4	1,7	2,4	2,0	7,0	10,3
$f_{RI} > 1,0$ MPa	1,7	2,1	4,2	3,1	5,6	8,9
CM-2010						
$f_{RI}/f_{LOP} > 0,4$	0,5	0,7	0,5	0,5	0,9	0,9
$f_{R3}/f_{RI} > 0,5$	1,2	1,3	1,6	1,5	1,0	1,0
EHE-08 (% f_{LOP})						
$f_{RI}/f_{LOP} > 0,4$	0,5	0,7	0,5	0,5	0,9	0,9
$f_{R3}/f_{LOP} > 0,2$	0,6	0,8	0,7	0,7	0,9	0,9
Contribución a cortante del HRF de acuerdo al CM-2010, a la EHE-08 y según los resultados experimentales						
f_{ck} (MPa)	15,0	13,8	37,0	31,7	45,0	47,3
$f_{R,3}$ (MPa)	1,75	2,15	3,87	2,87	6,81	10,32
$V_{Rd,F}$ (kN) (CM-2010)	104,1	107,9	147,3	130,8	176,1	199,4
V_{Rd} (kN) (EHE-08)	96,8	101,2	154,4	130,7	207,0	263,9
$V_{CSD\ 0,5mm}$ (kN)	208,5	320,3	195,0	210,8	625,5	979,5
(Experimental)						
$V_{CSD\ 2,5mm}$ (kN)	78,0	108,0	86,3	127,5	66,8	120,8
(Experimental)						

Además de los resultados mostrados en la Tabla 9.7, se realizó un análisis gráfico con el objetivo de comparar los valores obtenidos según el CM-2010 y la EHE-08 con la tensión de cortante obtenida en los ensayos para deslizamientos a cortante de 0,5 y 2,5 mm. El resultado gráfico se muestra en la Figura 9.25. Los valores indicados son relativos a los obtenidos conforme al CM-2010, sirviendo estos como referencia del 100%.

Figura 9.25. Valores de la resistencia a cortante de acuerdo al CM-2010, la EHE-08 y considerando las tensiones residuales de los ensayos “push-off” para CSD de 0,5 y 2,5 mm

La Figura 9.25 revela que los valores experimentales para un CSD de 0,5 mm superaron los valores de cálculo según el CM-2010 y la EHE-08, dos o tres veces en el caso de los HVBP y hasta casi cinco veces en el caso del HACA70. Para estos valores iniciales de CSD, los resultados experimentales siguieron siendo superiores a las normas en todos los tipos de hormigón. Como también se puede ver en la Figura 9.25, para un CSD de 2,5 mm los valores de los resultados experimentales y los calculados con los estándares fueron notablemente más cercanos. Vale la pena igualmente señalar que los resultados experimentales fueron más altos en algunos casos y más bajos en otros en comparación con los valores obtenidos de las normas.

Siguiendo con la Figura 9.25, se ve que para los HVBP y el HVP10 las resistencias a cortante obtenidas con la formulación de la EHE-08 son más bajas que las indicadas por el CM-2010. Por el contrario, para el resto de tipos de hormigón el CM-2010 proporciona valores más bajos de resistencia a cortante que los de la EHE-08. Por tanto, se concluye que para los hormigones HVBP6, HACP10M, HVP10 y los dos HACA, para un CSD de 2,5 mm, la resistencia a cortante del HRF estaba por debajo del umbral de seguridad indicado por el CM-2010. En el caso del HVBP7,5 sus valores resultaron cercanos a los indicados por el CM-2010.

9.7. Conclusiones

El presente estudio se ha centrado en el comportamiento a cortante del hormigón reforzado con fibras de poliolefina o acero. La campaña experimental permitió obtener un diseño exitoso de ensayos tipo “push-off” que proporcionaron resultados relevantes, a la vez que se emplearon técnicas innovadoras. Las probetas de los ensayos se obtuvieron de las mitades restantes de ensayos previos a flexión en tres puntos. La combinación de resultados de tracción por flexión y cortante en la misma pieza de hormigón permitió un análisis más profundo del comportamiento mecánico del material. Esto mejoró el análisis, ya que se conocían las principales propiedades del hormigón y los valores de resistencias residuales.

Se emplearon ensayos “push-off” sobre HRF que permitieron obtener valores de resistencia a cortante que podrían utilizarse para el diseño estructural, favoreciendo la sustitución de los tradicionales refuerzos mediante estribos o cercos por la inclusión de fibras en el hormigón.

Los valores de las resistencias máximas a cortante se vincularon principalmente a las propiedades de la matriz en el HRF. Por el contrario, el uso de fibras de acero mostró mejoras en dichas resistencias máximas. Los valores de las tensiones residuales a cortante se asociaron a la dosificación de las fibras. Por lo tanto, podría concluirse que las resistencias residuales a cortante se regían por la presencia de fibras.

El comportamiento del HRF bajo tensiones de cortante mostró que en los procesos de fractura aumentó la ductilidad del hormigón. Las probetas tuvieron capacidad de deslizamiento a cortante importantes, con valores de hasta 6 mm.

El análisis de los procesos de fisuración por medio de vídeo-extensometría permitió la correlación del proceso de iniciación y crecimiento de grietas con la tensión de cortante. Mediante el uso de VE se pudieron generar mapas de deformación para cada instante del

ensayo. Por lo tanto, se encontraron los mecanismos de fractura. La aparición de la fisura en la punta de las entallas siguió una dirección inclinada hacia la punta de la entalla opuesta. Las grietas superior e inferior se unieron en la dirección del esfuerzo cortante durante el desarrollo de los ensayos. Los patrones de fisuración mostraron que había una zona central de las entallas en las que se produjeron grietas debidas a la flexión, cuyas dimensiones disminuyeron conforme avanzaron los ensayos.

Además, cabe señalar que el uso de la técnica de VE permitió la evaluación de todos estos patrones de fisuración y reveló la aparición de las fisuras por medio del software de análisis antes de que fueran visibles, proporcionando información interesante. Además, las imágenes permanecerán grabadas para futuras investigaciones y servirán como una herramienta significativamente útil para la investigación del hormigón o materiales casi-frágiles. Además, la información obtenida mediante VE en los ensayos resultará importante para la modelización futura del comportamiento a cortante del HRF.

El sistema de vídeo-extensometría permitió la medición de desplazamientos relativos en la superficie del ligamento agrietado en las probetas. Esto permitió el estudio de la cinemática del proceso de agrietamiento. Se pudieron medir con precisión los desplazamientos relativos en la interfaz de fisuración durante los ensayos “push-off”. Con estas mediciones de VE se llevó a cabo una comparación del comportamiento a cortante del HRF con la teoría de corte-fricción. Fue posible concluir que la relación entre el deslizamiento a cortante y la abertura de fisura dependía de la matriz de hormigón y de la cuantía de fibras. Para un mismo deslizamiento a cortante la abertura de fisura resulta más pequeña si el hormigón tiene mayor resistencia a compresión. Si la cantidad de fibras es mayor, para un mismo deslizamiento a cortante, las aberturas de fisura resultaron menores.

Además, los resultados de los ensayos “push-off” permitieron realizar la comparación de los valores de resistencia a cortante del HRF, teóricos y experimentales, obtenidos mediante la aplicación de la formulación del CM-2010 y la EHE-08. Tal comparación proporcionó resultados significativos. Los resultados de los ensayos mostraron que, para aberturas de fisuración por cortante de 0,5 mm, los valores de las normas resultaron conservadores. Por el contrario, si el desplazamiento a cortante llegaba a valores cercanos a los 2,5 mm los valores de resistencia a cortante de las normas superaban a los resultados experimentales, aunque ambos valores fueron muy cercanos.

CAPÍTULO 10. LAS VENTAJAS DEL USO DE FIBRAS PARA RESISTIR EL ESFUERZO CORTANTE: UN ESTUDIO PARAMÉTRICO COMPARATIVO CON VIGAS CONVENCIONALMENTE ARMADAS

10.1. Introducción

El profuso empleo del hormigón conlleva el estudio del material como elemento resistente con objeto de lograr optimizar su uso, buscando, a su vez, una reducción del peso de la estructura, con el consiguiente empleo de secciones más reducidas y por último, una afección menor cuando se habla de temas de actualidad como las mejoras medioambientales (Alberti et al., 2016c). Para lograr piezas de menor sección, de gran importancia en edificación, es necesario, por un lado, buscar el aumento de la resistencia a compresión del hormigón y por otro, conseguir reforzar el material para soportar los esfuerzos para los que resulta más débil. Por estos motivos, el hormigón tiene que ser reforzado para ser empleado con carácter estructural. Los diferentes tipos de refuerzos son usados para dotar al hormigón de resistencia a tracción y ductilidad, consiguiendo que pierda su peligrosa fragilidad.

Una alternativa de refuerzo, menos empleado que el del HA, es la técnica que consiste en adicionar fibras aleatoriamente dispuestas en la masa del hormigón. Este refuerzo es conocido como hormigón reforzado con fibras (HRF) y se lleva desarrollando desde mediados del siglo pasado (Romualdi and Mandel, 1964). Las normativas actuales de cálculo estructural (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008, Consiglio Nazionale delle Ricerche, 2006) incluyen en su articulado las condiciones por las que la inclusión de fibras de refuerzo puede ser considerada en el cálculo estructural, tomando como base el refuerzo mediante fibras de acero, conocido como hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA). En los últimos años, gracias al desarrollo de la industria química, se ha desarrollado otro tipo de fibras de refuerzo estructural. Se trata de fibras poliméricas con propiedades de estabilidad química que permiten su empleo con carácter estructural (Alberti et al., 2016a) a la vez que mejoran el comportamiento ante el problema de la corrosión

(Bernard, 2009). El refuerzo con este tipo de fibra se conoce como hormigón reforzado con fibras de poliolefina (HRFP).

En ambos casos, las fibras son añadidas durante la elaboración del hormigón, no requiriendo ningún tipo de maquinaria adicional. De igual forma para su puesta en obra tampoco se necesitan elementos especiales, por lo que su uso resulta similar al del hormigón en masa. Las fibras añadidas cosen las fisuras, haciendo que en los elementos estructurales las fibras se distribuyan en un conjunto de multifisuras con grietas de menor tamaño que las que se producen en un hormigón sin fibras, donde una vez generada la fisura ésta se desarrolla en longitud y abertura (Cuenca and Serna, 2013b).

La aportación estructural de las fibras supone que, para determinados esfuerzos, la armadura de barras de acero se pueda reducir, e incluso eliminar (Altoubat et al., 2009). Para poder soportar los esfuerzos de flexión, en estos momentos, resulta todavía necesario disponer de armadura longitudinal de barras (Serna et al., 2015), pero en el caso de cortante es posible la eliminación total de la armadura de cercos o estribos, como demuestra el presente trabajo. En este caso, el empleo de HRF permite eliminar las tareas de elaboración y colocación de armadura, consiguiendo un ahorro importante en mano de obra y mayor rapidez de ejecución, evitando los errores humanos y aportando mayor seguridad a las obras. Con estos antecedentes, el uso del HRF ha sido exitoso en revestimientos de túneles (Tiberti et al., 2014), conducciones (Behfarnia and Behravan, 2014, Alberti et al., 2017b), soleras de cimentación (Alani and Beckett, 2013), pasarelas peatonales (Serna et al., 2015) y cubiertas de edificios (Cabo et al., 2003).

Para lograr ese ahorro en el coste final de la estructura sigue siendo necesario cumplir con los criterios de diseño expresados por las normas (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008). Estos condicionantes vienen, en la actualidad, definidos en función de valores de tensiones residuales de tracción por flexión. Tal y como ya se dijo anteriormente, resulta evidente que ésta no es la forma más correcta de considerar la contribución del refuerzo de fibras a esfuerzo cortante (Cuenca et al., 2015). Sin embargo, a falta de la posible modificación de la normativa, el presente estudio tomó como base las resistencias residuales del HRF indicadas por las normas.

Con tales antecedentes y con el objetivo de realizar una aplicación de carácter práctico básico, sobre el empleo del HRF a cortante se desarrolló este estudio. En él se han realizado diversos gráficos para poder ser usados como herramienta de cálculo. Se han tomado en consideración elementos estructurales típicos de edificación sometidos a esfuerzos de flexión y cortante. Estos elementos han sido estudiados ante diferentes formas y valores de carga, empleando como material resistente el HRF con diferentes fracciones volumétricas de fibras en comparación con los que se obtendrían con HA. Los resultados permitieron demostrar el buen comportamiento de las fibras de refuerzo ante esfuerzos de cortante, a la vez que mostraron un ahorro en la realización de la estructura en términos de tiempo y coste.

10.2. Aceptación de los datos de partida

A la hora de plantear la realización de un estudio práctico para la posible reducción o eliminación de la armadura de cercos a cortante mediante el empleo de HRF surgieron, entre

otros aspectos: diferentes planteamientos, metodologías y variables a considerar. Ante la enorme diversidad de opciones y teniendo en cuenta que no se trató de realizar un programa de cálculo de HRF, sino un estudio comparativo entre este y el HA con armadura tradicional de cortante, se han tomado como datos de partida los que se indican a continuación.

Entre las diferentes normas que regulan el cálculo del hormigón estructural se optó por considerar la Instrucción Española EHE-08 por coincidir su ámbito territorial con este estudio, a la par que la similitud de formulación mostrada con el CM-2010. En el Capítulo 9 se incluyó una comparativa entre el cálculo a cortante realizado por la EHE-08 y por el CM-2010, mostrando leves diferencias. Por tanto, las fórmulas empleadas para este estudio están tomadas del articulado de la EHE-08 y del Anejo 14, referido al empleo del HRF.

El segundo aspecto a considerar es el elemento estructural. Para ello se han utilizado vigas de sección rectangular, con dimensiones habituales de edificación. Las longitudes fueron de 2000, 4000 y 6000 mm. El canto total de las jácenas osciló entre los 300 y 500 mm, tomando en todos los casos un recubrimiento de cálculo $d'=40\text{mm}$, y el ancho fue de 250 y 300 mm.

Respecto a la tipología y esquema estructural se consideró una viga biapoyada sometida a dos condiciones de carga: la primera una carga puntual en el punto medio y la segunda una carga uniformemente repartida dispuesta en toda la longitud de la viga. También se estudió una pieza en voladizo con carga puntual y con carga uniformemente repartida. Los esquemas estructurales de las vigas estudiadas, junto con sus correspondientes diagramas de esfuerzos cortantes y flectores, se muestran en la Figura 10.1.

Los valores de carga aplicados se formaron como adición de cargas permanentes y variables habituales en edificación: forjado, solado, revestimiento inferior, tabiquería y carga variable de uso. Así, se consideraron cargas uniformemente repartidas de valores mínimos de 4 kN/m^2 y 2 kN/m^2 como carga permanente y variable, respectivamente. Los incrementos de carga se produjeron reiteradamente con aumentos del 5%.

Los materiales empleados han sido: hormigón autocompactante de resistencia de proyecto a compresión $f_{ck}=25\text{ MPa}$, con módulo de elasticidad $E_c=30000\text{ MPa}$, barras de acero con un límite elástico $f_y=500\text{ MPa}$ y módulo de elasticidad $E_s=210000\text{ MPa}$. Los coeficientes de seguridad de mayoración de cargas y minoración de resistencia de los materiales fueron los habituales en cualquier cálculo en estado límite último conforme a la EHE-08. Los HRF considerados en el estudio tuvieron cuantías de refuerzo con fibras de acero de 20, 35, 50 y 70 kg/m^3 y con fibras de poliolefina de 6 y 10 kg/m^3 . Para la comparativa con el HA tradicional, los diámetros empleados para el refuerzo fueron: $\varnothing 16$ para la armadura longitudinal y $\varnothing 8$ para la de cercos o estribos. La Tabla 10.1 muestra un resumen de las dimensiones de las vigas empleadas y los tipos de HRF utilizados.

Figura 10.1. Esquemas estructurales de carga, diagrama de esfuerzos cortantes y de flectores: (a) viga simplemente apoyada con carga puntual en el centro, (b) viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida en toda su longitud, (c) viga en voladizo con carga puntual y (d) viga en voladizo con carga uniformemente repartida

Tabla 10.1. Tipología estructural de vigas, dimensiones de las mismas y tipos de HRF empleados

Tipología	Luz (mm)	Canto (mm)	Ancho (mm)	HRFA kg/m ³	HRFP kg/m ³
Biapoyadas					
Carga puntual	4000	350	250	20, 35, 50, 70	6, 10
	6000	500	300	20, 35, 50, 70	6, 10
Carga repartida	4000	350	250	20, 35, 50, 70	6, 10
	6000	500	300	20, 35, 50, 70	6, 10
En voladizo					
Carga puntual	2000	300	250	20, 35, 50, 70	6, 10
	4000	400	250	20, 35, 50, 70	6, 10
Carga repartida	2000	300	250	20, 35, 50, 70	6, 10
	4000	400	250	20, 35, 50, 70	6, 10

Para los datos del HRF se ha partido de resistencias residuales a tracción por flexión para un valor de CMOD (transductor para medir la abertura de fisura) de 2,5 mm (f_{R3}) obtenidas como resultado de ensayos de flexión en tres puntos tipo EN-14651. Estos datos se obtuvieron de los resultados de 190 ensayos (Alberti et al., 2014a, Alberti et al., 2020) realizados en el Laboratorio de Materiales de Construcción de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid y con los resultados de este estudio se elaboraron las Figuras 10.2 y 10.3. En la Figura 10.2(a) se muestra la relación entre resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} en relación a la fracción volumétrica de fibras de acero, la Figura 10.2(b) la relación entre f_{R1} y f_{R3} y la cuantía de fibras de acero. De manera análoga, la Figura 10.3(a) relaciona f_{R1} y f_{R3} con la fracción volumétrica de fibras de poliolefina y la Figura 10.3(b) f_{R1} y f_{R3} en relación a la cuantía de fibras de poliolefina.

Figura 10.2. Fibras de acero: (a) relación entre resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} y fracción volumétrica de fibras y (b) relación entre resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} y cuantía de fibras

Figura 10.3. Fibras de poliolefina: (a) relación entre resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} y fracción volumétrica de fibras y (b) relación entre resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} y cuantía de fibras

Por otro lado, como simplificación, se ha considerado que las armaduras longitudinales de tracción y compresión obtenidas para el momento flector de cálculo máximo se disponen continuas a lo largo de todo el elemento estructural. Otra consideración es que el cálculo se realizó para el valor de máximo cortante de cálculo.

En el caso del cálculo de las vigas de HA se tomó el refuerzo de cercos de dos ramas, dispuestos a 90° respecto a la directriz de la pieza. Para el resto de los cálculos se consideró siempre el área necesaria de armadura de refuerzo, en cm², no teniéndose en cuenta el área de las barras que realmente estarían dispuestas (armado por $\emptyset$).

Además del ahorro en tiempo de ejecución que se produce por la sustitución o eliminación de cercos a cortante por el empleo de HRF resulta muy importante el aspecto del coste de la estructura. Como ya se ha indicado, una de las ventajas del empleo del HRF frente a la armadura tradicional es la sustancial reducción de mano de obra, evitando errores de armado o colocación de armaduras. Para poder llevar a cabo la comparativa del HA con el HRF, en términos de coste de la estructura, se ha empleado el generador de precios para España© de Cype Ingenieros, S.A. (Cype Ingenieros, 2019), revisado por IECA (Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones) tomando los precios de las unidades de obra que figuran en la Tabla 10.2.

Tabla 10.2. Precios de unidades de obra tomados para la realización de la comparativa entre HA y HRF sometido a cortante en vigas (Cype Ingenieros, 2019)

Unidad	Designación	Precio
m ³	Hormigón autocompactante para armar en vigas, de 25 N/mm ² de resistencia característica de proyecto, con tamaño máximo del árido de 12 mm, colocado en ambiente I. El precio incluye los costes de elaboración, vertido y colocación con cubilote. No incluye parte proporcional de encofrado ni acero en barras.	144,98 €/m ³
kg	Fibras de acero de refuerzo de hormigón tipo Dramix® RC65/35BN.	1,27 €/kg
kg	Fibras de poliolefina de refuerzo de hormigón tipo SikaFiber® T-48.	2,92 €/kg
kg	Acero para armar B500S cortado, doblado, elaborado y colocado, incluso parte proporcional de despuntes y atado de barras.	1,28 €/kg

La descomposición de la unidad de obra de kg de acero para armar, mostrada en la Tabla 10.3 (Cype Ingenieros, 2019), permitió evaluar el ahorro de tiempo de mano de obra empleado al usar HRF en lugar de HA. Según esta descomposición, para elaborar 1 kg de acero en armaduras son necesarias 0,022 horas de mano de obra, con un coste de 0,41 €. El material empleado en la unidad de obra supone un importe de 0,84 €/kg.

Tabla 10.3. Precio descompuesto de la unidad de obra: kg de acero para armar B500S (Cype Ingenieros, 2019)

ENA0 kg Acero para hormigón.

Acero UNE-EN 10080 B 500 S para elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y montaje en viga. Incluso alambre de atar y separadores.

Código	Unidad	Descripción	Rendimiento	Precio unitario	Importe
1 Materiales					
mt07sep010	Ud	Separador homologado de plástico para armaduras de vigas de varios	0,130	0,08	0,01
mt07aco010	kg	Ferralla elaborada en taller industrial con acero en barras corrugadas, UNE-EN 10080 B 500 S, de varios diámetros.	1,000	0,82	0,82
mt08var050	kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0,009	1,11	0,01
Subtotal materiales:					0,84
2 Mano de obra					
mo043	h	Oficial 1ª ferrallista.	0,011	19,37	0,21
mo090	h	Ayudante ferrallista.	0,011	18,29	0,20
Subtotal mano de obra:					0,41
3 Costes directos complementarios					
	%	Costes directos complementarios	2,000	1,25	0,03
Costes directos					1,28

Para llevar a cabo el cálculo, además de las fórmulas de la EHE-08 para el cálculo de la armadura longitudinal de tracción en elementos sometidos a flexión, para el cálculo de resistencia cortante, las fórmulas que se emplearon fueron: la ecuación (10.1) para el cálculo de la resistencia a cortante del HRF, la ecuación (10.2), que permite comprobar que el hormigón no se agota por las bielas de compresión oblicua de cortante, y la ecuación (10.3) para poder verificar la cuantía mínima de refuerzo a cortante por medio de fibras y estribos, indicada en el Anejo 14. Esta cuantía mínima obligó, en algunos de los resultados analíticos del estudio, a disponer de una armadura mínima de estribos en el HRF para cumplir con la exigencia normativa. En todos los casos, los resultados del estudio se realizaron con la suma de las cuantías de fibras y estribos.

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su} + V_{fu} \quad (10.1)$$

$$V_d \leq 0,3f_{cd}bd \quad (10.2)$$

$$V_{su} + V_{fu} > \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_0 d \quad (10.3)$$

Siendo: V_{u2} esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma

V_{cu} contribución del hormigón a cortante

V_{su} contribución del acero a esfuerzo cortante

V_{fu} contribución de las fibras a cortante

V_d esfuerzo cortante de cálculo

f_{cd} resistencia de cálculo del hormigón a compresión

b ancho de la sección

d canto útil.

$f_{ct,m}$ resistencia media del hormigón a tracción

10.3. Resultados

La variación en el peso de una estructura es diferente, dependiendo de si el refuerzo en el uso de HRF se produce con fibras de acero o poliolefina. Por este motivo, viendo que para una misma resistencia residual f_{R3} se toman diferentes cuantías de refuerzo mediante fibras dependiendo del material de estas, se pasa a indicar los resultados obtenidos en el presente estudio dividiéndolos en dos apartados: el primero para HRFA y el segundo para HRFP. De igual forma, para evitar una elevada casuística que puede desviar la atención de resultados relevantes, se seleccionaron gráficas representativas de tendencias, extraídas de la casuística total generada. Así, las gráficas representativas se muestran en este capítulo, en tanto que la totalidad de los casos estudiados se muestran en forma de gráficos, en el Apéndice A.

En la presentación de resultados, las gráficas obtenidas no respetan una lógica igualdad a la hora de representar los valores en los ejes de abscisas y de ordenadas. La finalidad del análisis no fue comparar los resultados analíticos entre las diferentes tipologías de vigas, sino buscar unas gráficas que permitiesen valorar claramente las cuantías, los costes y el tiempo. Este es el motivo por el que las gráficas que se muestran no mantienen los mismos valores en los ejes de coordenadas.

10.3.1. Resultados con hormigón reforzado con fibras de acero

En el caso del refuerzo mediante fibras de acero, vista la variación existente entre la relación de la resistencia residual f_{R3} y el tipo de fibra empleado, se han empleado para el análisis numérico fibras de acero Dramix® 3D. Estas fibras, según la Figura 10.2(b), mantienen la relación en función de la cuantía de fibras de $f_{R3}=0,1468 \text{ kg/m}^3$. Por tanto, para una f_{R3} de 3 MPa será necesario emplear $20,44 \text{ kg/m}^3$ de fibras de acero.

Obtenidos los primeros resultados, se elabora la Figura 10.4, mostrando las gráficas que relacionan la carga máxima ponderada con las cuantías de acero totales. Estas cuantías son resultado de la suma de las correspondientes de armadura tradicional y fibras de acero, para soportar los esfuerzos de flexión y cortante en el elemento analizado.

Figura 10.4. Gráficas carga ponderada – cuantía total de armadura y fibras de acero para soportar los esfuerzos de flexión y cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m

Inicialmente, se indica que los valores de cuantía de fibras de 20 kg/m^3 soportan la misma carga, pero con menor cuantía que la solución de barras de acero. La cuantía de 35 kg/m^3 se encuentra cercana a la mostrada por el armado con barras, en algunas ocasiones con mayor cuantía total y en otras ocasiones con menor. Por último, los HRF de 50 y 70 kg/m^3 mostraron que su empleo debe reservarse para cargas elevadas.

Las gráficas de resultados, considerando únicamente el esfuerzo cortante, se ven en la Figura 10.5, para las mismas tipologías de vigas y cargas. La cuantía final es la suma de la armadura de cercos más la de las fibras.

Figura 10.5. Gráficas carga ponderada – cuantía total de armadura y fibras de acero para soportar los esfuerzos de cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m

La primera afirmación que se obtiene de estas figuras es que las fibras son capaces de soportar esfuerzos de cortante sin necesidad de disponer de armadura tradicional de cercos.

El segundo punto a considerar es el coste de la estructura. Este lleva asociado los precios de materiales y mano de obra. En el Apéndice A se muestran los gráficos separados de carga mayorada frente a precio de materiales, mano de obra y la suma de ambos. En el presente capítulo solo se muestra las gráficas en relación a los de precios totales de materiales más mano de obra.

En la Figura 10.6 se muestra la relación existente entre las cargas ponderadas y los precios totales de las unidades de obra de acero y fibras ante esfuerzos de flexión y cortante.

Figura 10.6. Gráficas carga ponderada – precio de materiales y mano de obra con HA y HRFA para soportar los esfuerzos de flexión y cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m

En estas cuatro gráficas de la Figura 10.6 se observa que el HRFA con alta cuantía de refuerzo (50 y 70 kg/m³) sólo resulta económico, en relación al HA, en el refuerzo de las vigas de voladizo con una longitud de 2 m.

Para observar el coste de materiales y mano de obra en relación a la carga mayorada, ante esfuerzo cortante, se cuenta con las gráficas que definen esta situación, mostradas en la Figura 10.7. Se ve que, al igual que sucedía en las Figuras 10.6, los HRFA con 50 ó 70 kg/m³ de refuerzo de fibras no resultan económicos a la hora de sustituir al tradicional armado de cercos, salvo en vigas empotradas voladas de luces moderadas.

Figura 10.7. Gráficas carga ponderada – precio de materiales y mano de obra con HA y HRFA para soportar los esfuerzos de cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m

Cabe destacar también, a la hora de valorar la construcción de una estructura el tiempo empleado en su ejecución. En este caso es donde se puede apreciar un mejor comportamiento por el empleo de HRF frente a la tradicional armadura de barras de acero. Para contar con datos en relación a esta mejora se han desarrollado diversos gráficos que se exponen a continuación.

De esta manera, en la Figura 10.8 se muestran las gráficas de relación entre cargas mayoradas y tiempo empleado en armar dos tipologías de vigas. Este tiempo es el sumatorio de la elaboración de las armaduras longitudinales de flexión y de los cercos a cortante. En estas gráficas se observa claramente como el HRFA con la mayor cuantía de fibras (70 kg/m³) muestra siempre el menor tiempo de ejecución ante cualquier carga.

Figura 10.8. Gráficas carga ponderada – tiempo para elaborar la armadura a flexión y cortante con HA y HRFA: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m

En las gráficas de la Figura 10.9 se muestra la relación entre cargas mayoradas y el tiempo, si bien, solamente considerando los esfuerzos a cortante. Estas gráficas resultan especialmente interesantes, ya que marcan el límite de carga para el cual las fibras sustituyen por completo a la armadura de cercos. Así en la Figura 10.9(a) se observa como el HRFA70 cubre la armadura de cercos hasta una carga de 343 kN, el HRFA50 hasta 268 kN y el HRFA35 hasta 232 kN. El resto de HRFA necesitan de cuantías mínimas de cercos para cumplir con la restricción impuesta por la EHE-08, expresada según la ecuación (10.3).

Figura 10.9. Gráficas carga ponderada – tiempo para elaborar la armadura de cortante con HA y HRFA: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m

10.3.2. Resultados con hormigón reforzado con fibras de poliolefina

En el caso de las fibras de poliolefina, a tenor de los resultados de los estudios realizados sobre ensayos a flexión en tres puntos para obtener la tensión residual f_{R3} , según la Figura 10.3(b), estas mantienen una relación, en función de la cuantía de fibras, de $f_{R3}=0,3144 \text{ kg/m}^3$. Por tanto, para una f_{R3} de 1,5 MPa será necesario emplear $4,77 \text{ kg/m}^3$ de fibras de poliolefina.

Así, en la Figura 10.10, se observan las gráficas que relacionan la carga máxima ponderada con la cuantía en kg en la estructura. Dicha cuantía es la suma de los kg de fibras de poliolefina y kg de acero en armado tradicional de barras, para soportar los esfuerzos de flexión y cortante en el elemento analizado.

Figura 10.10. Gráficas carga mayorada – cuantía total de armadura y fibras de poliolefina para soportar los esfuerzos de flexión y cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m

De forma evidente, se observa, en todos los casos, que el peso total de la estructura siempre es menor con HRFP que con armadura de barras de acero. En estructuras de menor longitud esa diferencia de peso resulta ser todavía más significativa.

Si se observa el comportamiento, considerando únicamente el esfuerzo cortante, este se materializa en la Figura 10.11, para las mismas tipologías de vigas y cargas. La cuantía final es el sumatorio de la armadura de cercos y las fibras de poliolefina.

Figura 10.11. Gráficas carga ponderada – cuantía total de armadura y fibras de poliolefina para soportar los esfuerzos de cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m

Según lo mostrado en esta Figura 10.11 las fibras son capaces de soportar esfuerzos de cortante sin necesidad de disponer de armadura tradicional de cercos, hasta una carga límite. Esta tendencia es más favorable a las fibras de poliolefina en las vigas biapoyadas que en las voladas.

Con el fin de llegar a conocer el coste de la estructura, como suma de los precios de mano de obra y materiales se elaboró la Figura 10.12. En esta se ve la relación existente entre las cargas ponderadas y los precios totales de las unidades de obra de acero en barras y fibras de poliolefina, todo ello, para soportar los esfuerzos de flexión y cortante. Recordar en este punto que las gráficas de carga–mano de obra, carga–materiales y las restantes de carga–materiales + mano de obra se incluyen en el Apéndice A.

Figura 10.12. Gráficas carga ponderada – precio de materiales y mano de obra con HA y HRFP para soportar los esfuerzos de flexión y cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m

En estas cuatro gráficas de la Figura 10.12 se pone de manifiesto que el HRFP resulta más económico que el HA, sobre todo en elementos de luces menores, donde muestra una clara ventaja en términos económicos.

Si solo estudiamos el efecto del refuerzo a cortante los resultados son los mostrados en la Figura 10.13. En esta figura se representa el coste de materiales y mano de obra en relación a la carga mayorada. Se observa un comportamiento similar al de la Figura 10.12, donde los HRFP toman ventaja en vigas de luces moderadas.

Figura 10.13. Gráficas carga ponderada – precio de materiales y mano de obra con HA y HRFP para soportar los esfuerzos de cortante: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m

Para mostrar los resultados en relación al tiempo de ejecución de la estructura se han desarrollado, de manera análoga al HRFA, los gráficos que se indican a continuación.

En la Figura 10.14 se incluyen las gráficas de relación entre tiempo empleado en el armado y las cargas mayoradas. Este tiempo es la suma de la elaboración de las armaduras longitudinales de flexión y de cercos. Se observa como el HRFP10 muestra siempre un menor tiempo de ejecución ante cualquier carga.

Figura 10.14. Gráficas carga ponderada – tiempo para elaborar la armadura a flexión y cortante con HA y HRFP: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m

Las gráficas de la Figura 10.15 muestran la relación entre cargas mayoradas y el tiempo, si bien, solamente considerando los esfuerzos a cortante. Estas gráficas son importantes, ya que muestran el límite de carga para el cual las fibras de poliolefina podrían eliminar por completo a la armadura de cercos. Así en la Figura 10.15(a) se observa como el HRFP10 cubre la armadura de cercos hasta una carga de 191 kN, y en la Figura 10.15(b) hasta 311 kN. Igualmente se ve que, en ningún caso, el HRFP6 puede sustituir completamente a la armadura de cercos debido a que no cumple con la restricción impuesta por la EHE-08, expresada según la ecuación (10.3).

Figura 10.15. Gráficas carga ponderada – tiempo para elaborar la armadura de cortante con HA y HRFP: (a) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 4 m de longitud, (b) viga biapoyada con carga puntual en el centro de 6 m de longitud, (c) viga en voladizo con carga repartida y luz de 2 m y (d) viga en voladizo con carga repartida y luz de 4 m

Tras la exposición de parte de los resultados obtenidos analíticamente, se afirma que el refuerzo del hormigón mediante fibras es una solución perfectamente válida. De igual forma, es más representativo el refuerzo de fibras a esfuerzo cortante que a flexión más cortante, o lo que es lo mismo, el HRF puede sustituir o eliminar la armadura de cercos, y en un pequeño porcentaje, sustituir a la armadura longitudinal de armado a flexión. En cualquier caso, el análisis de resultados se expone a continuación.

10.4. Análisis de resultados y sustitución de la armadura de cercos

En función de los resultados mostrados resultó más interesante centrar el presente análisis en los valores obtenidos con HRFA20, HRFA35, HRFP6 y HRFP10, frente al armado con cercos. Los HRFA50 y HRFA70 mostraron valores cercanos al refuerzo con cercos, sin embargo resultan más caros desde un punto de vista económico, por lo que no se encuentran incluidos en este análisis.

10.4.1. Análisis de resultados

Este análisis se ha centrado en la comparación de parámetros y variables que, una vez mostrados los resultados analíticos, influyen en mayor medida en la toma de decisiones respecto al uso del HRF bajo solicitaciones de cortante. De esta manera se consideró como relevante la variación de la luz en las jácnas, manteniendo constante la sección de estas. La tipología de carga elegida es la repartida, por ser predominante en edificación, frente a cargas puntales. Y se analizaron los HRFP, con cuantías de 6 y 10 kg/m³, y los HRFA de 20 y 35 kg/m³ de cuantía. De esta forma, se elaboraron nuevas gráficas que permitieron analizar resultados comparativos en función de las cargas a las que se somete a una estructura.

Así, la Figura 10.16 muestra la comparativa entre dos vigas biapoyadas con carga uniformemente repartida en toda su longitud. La sección elegida corresponde a una sección más lógica para la viga de mayor longitud (500x300 mm²; canto x ancho). Las gráficas muestran la suma del armado convencional y el de fibras para soportar los esfuerzos de flexión y cortante.

Figura 10.16. Viga biapoyada con carga repartida ante refuerzo a flexión y cortante. Gráficas carga ponderada – peso del refuerzo, carga mayorada – precio de materiales más mano de obra y carga mayorada – tiempo: (a) carga – peso para luz de 4 m, (b) carga – peso con luz de 6 m, (c) carga – precio para luz de 4 m, (d) carga – precio con luz de 6 m, (e) carga – tiempo con luz de 4 m y (f) carga – tiempo para luz de 6 m

En ambas vigas analizadas, el refuerzo mediante fibras de poliolefina resultó beneficioso de cara al peso de la estructura. El empleo de HRFA20 se comporta de manera parecida al refuerzo de cercos, mientras que el uso de HRFA35 resulta ser el peor refuerzo mediante fibras, de los estudiados para cargas reducidas. El aumento de luz en la viga, de 4000 a 6000 mm (50%) supone que para un mismo peso de refuerzo la carga máxima que puede soportar el elemento se reduce en el entorno de un 50%.

En términos de coste tanto de materiales como de mano de obra se comprueba que el HRFP10 muestra un coste más elevado para cargas reducidas, eliminándose esa diferencia conforme aumenta la carga. En este caso, el HRFA35 resulta el más caro, solo superado a partir de un cierto valor de carga a consecuencia del armado mediante cercos.

Si se analiza el factor tiempo, el HRFA35 es el que menos tiempo de ejecución requiere, seguido del HRFP10. En todos los casos los HRF obtuvieron mejores resultados que el tradicional refuerzo de barras de acero, en lo que a mano de obra en la elaboración de la armadura se refiere. Este resultado será más visible cuando se muestren las gráficas donde sólo se consideró el refuerzo ante esfuerzo cortante. Para un mismo tiempo de ejecución el factor de incremento de luz en un 100% (de 2000 a 4000 mm) supone un decremento de carga aproximado de un 60%.

Para estudiar únicamente el refuerzo a cortante se procedió de manera similar, pero en este caso se eligieron vigas en voladizo sometidas a carga repartida con luces de 2 y 4 m y con una sección de 400x250 mm² (canto x ancho). Así, la Figura 10.17 muestra la comparativa de las dos vigas en voladizo en términos de carga mayorada frente a peso, precio y tiempo para elaborar el refuerzo, compuesto de armado tradicional y fibras.

Figura 10.17. Viga en voladizo con carga repartida ante refuerzos a cortante. Gráficas carga ponderada – peso del refuerzo, carga mayorada – precio de materiales más mano de obra y carga mayorada – tiempo: (a) carga – peso para luz de 2 m, (b) carga – peso con luz de 4 m, (c) carga – precio para luz de 2 m, (d) carga – precio con luz de 4 m, (e) carga – tiempo con luz de 2 m y (f) carga – tiempo para luz de 4 m

A la hora de analizar los resultados del refuerzo sólo ante esfuerzo cortante se concluye que el refuerzo mediante fibras de poliolefina es el más ventajoso en términos de peso total de la estructura. Además, es de destacar que el HRFP10 muestra un menor peso que el HRFP6, debido a que este último no cumple con la limitación de cuantía mínima indicada en la EHE-08, según la ecuación (10.3), y debe ser complementado con armadura de cercos. En el extremo contrario se muestra el HRFA35 que hasta un determinado valor de carga se encuentra siempre peor posicionado que la armadura de cercos.

En términos de precios el comportamiento es bastante parejo en todos los tipos de refuerzo, excepto en el caso del HRFA35, que resulta ser desfavorable.

Si se analizan los resultados de carga mayorada frente a tiempo de ejecución los HRFA35 y HRFP10 son los que menor tiempo de ejecución requieren. El HRFP6 y el HRFA20 necesitan, en menor medida, el complemento de armadura de cercos para cumplir con lo dispuesto por la EHE-08, lo que penaliza su uso, en términos de tiempo.

10.4.2. Sustitución de la armadura de cercos

A la vista de todas las gráficas mostradas en el presente Capítulo y el resto de las realizadas, que se incluyen en el Apéndice A, resulta evidente que el HRF es una buena solución para sustituir la armadura de cercos. Sin embargo, los factores estudiados han permitido verificar que cuantías elevadas de refuerzo mediante fibras de acero resultan económicamente desfavorables. De igual manera las cuantías bajas de fibras de poliolefina (6 kg/m^3) pueden incurrir en la necesidad de disponer de cercos mínimos por cuantía de refuerzo a cortante.

En lo que respecta al análisis de los gráficos realizados, el HRFP10 resultó ser el mejor tipo de refuerzo de cara al esfuerzo cortante, aportando una reducción de peso a la estructura. Además, este refuerzo cumple con las limitaciones establecidas por la EHE-08 de cara a considerar su contribución estructural, a la vez que cumple con las condiciones de cuantías mínimas de refuerzo de fibras y barras de acero. Por otra parte, el HRFA20 y HRFP6 mantienen un comportamiento muy parecido, ya que si bien el HRFA20 aporta mayor peso a la estructura, también minimiza la necesidad de disponer de cercos por cuantía.

10.5. Conclusiones

Se analizaron 190 ensayos a flexión, conforme a la norma EN-14651, obteniéndose la relación entre cuantía de refuerzo mediante fibras o la fracción volumétrica de refuerzo en relación a las resistencias residuales f_{RI} y f_{R3} . Estas resistencias residuales son las indicadas por el MC-2010 y la EHE-08 para considerar la contribución estructural de las fibras, a la vez que para calcular el valor de dicha contribución.

Se ha desarrollado una herramienta analítica, basada en formulación de la EHE-08, que permite obtener resultados comparativos entre cargas mayoradas en una estructura y su repercusión en términos de cuantía de refuerzo, precios de materiales, mano de obra y tiempo de realización del armado. Se emplearon dos tipologías estructurales y dos condiciones de carga para cada una de ellas. De cada tipo y condición de carga se estudiaron dos longitudes

diferentes, asociadas a secciones acordes a dicha longitud. Las cargas fueron incrementadas paulatinamente en intervalos de porcentajes del 5%, desde valores pequeños, asociados a edificación, hasta valores de carga importantes. La herramienta analítica, así desarrollada, permitirá ser empleada para el estudio de diferentes estructuras, tipos de carga, longitudes y secciones.

El comportamiento del refuerzo, tanto en HRFA como en HRFP mostró cómo las fibras pueden sustituir en cierta medida a la armadura longitudinal para soportar esfuerzos flectores. Además, estas fibras pueden sustituir y llegar a eliminar a la armadura de cercos, lo que supone sobre todo un ahorro en términos de tiempo para ejecutar la estructura.

Resulta evidente que cuantías elevadas de refuerzo de fibras (50 ó 70 kg/m³) muestran un menor tiempo de ejecución, pero por el contrario aumentan el peso y el coste de la estructura hasta niveles similares a los del HA. Una moderada cuantía de fibras de acero (20 ó 35 kg/m³) es más apropiada para obtener un equilibrio entre coste y reducción de tiempo.

Las fibras de poliolefina conducen a una reducción del peso de la estructura frente al HA y al HRFA, dotando al hormigón del refuerzo estructural requerido. En términos de refuerzo a cortante y ahorro de tiempo es más aconsejable el refuerzo con una cuantía de fibras de poliolefina que cumpla con la limitación de cuantías de la EHE-08 y evite totalmente el uso de cercos.

El ahorro de tiempo, y por ende de mano de obra, supone una mejora en la realización de la estructura, ya que conlleva aparejada una notable reducción de posibles errores humanos, a la vez que reduce la peligrosidad durante su ejecución.

CAPÍTULO 11. MODELO ANALÍTICO DE CORTE-FRICCIÓN PARA HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE ACERO

11.1. Introducción

Numerosas investigaciones han demostrado que la solución de refuerzo mediante fibras aporta al hormigón características resistentes que permiten considerar su carácter estructural y permiten eliminar la armadura de barras de acero parcialmente, ante esfuerzos de flexión, o incluso totalmente a esfuerzo cortante (Li et al., 1992, Kwak et al., 2002). Además, las fibras aportan al hormigón una característica no estructural que consiste en evitar la fisuración a temprana edad del hormigón (Banthia and Gupta, 2006).

Los hormigones reforzados con fibras de acero (HRFA) son aceptados por las normativas vigentes como hormigones estructurales, siempre que alcancen los condicionantes exigidos por éstas (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, European Committee for Standardization, 2008b, European Committee for Standardization, 2008a, Ministerio de Fomento, 2008). Las normativas vigentes basan sus condicionantes estructurales para el HRFA en valores de resistencia residual obtenidos mediante ensayos de tracción por flexión en tres o cuatro puntos, como el de la EN-14651 (European Committee for Standardization, 2007). Esta resistencia por flexión podría no ser adecuada para poder aplicarse ante cualquier tipo de esfuerzo al que esté sometido el material. Como algunas investigaciones han demostrado (Cuenca et al., 2015), para elementos sometidos a cortante, el uso de resistencias residuales a tracción puede no representar adecuadamente el comportamiento del material.

Diversas investigaciones se han llevado a cabo en relación con el comportamiento a cortante del HRFA. Estos trabajos se han realizado principalmente mediante dos metodologías de estudio, una sobre vigas sometidas a esfuerzos de flexión y cortante (Cuenca et al., 2015) y otra sobre probetas sometidas a esfuerzos de corte directo (Zeranka, 2017, Soetens and Matthys, 2017). En estos momentos, aunque se tiene información sobre el comportamiento del hormigón a cortante, sigue siendo prioritario abordar este tema de investigación con el objeto de conocer los mecanismos resistentes según la teoría de corte-fricción en el HRFA

(Walraven and Stroband, 1994), como el engranamiento de los áridos y el efecto pasador de la armadura (Taylor, 1974) o de las fibras que cosen la fisura.

Cabe señalar que, las fibras cosen ambos lados de las fisuras evitando el colapso del material mediante la generación de una red de grietas más pequeñas que mejoran el comportamiento del material frente a las tensiones de flexión y cizallamiento (Altoubat et al., 2009, Hamrat et al., 2016). Este fenómeno crea un patrón que podría, por un lado, proporcionar información sobre los diferentes modos de fisuración del HRFA y, por otro, ser característico del tipo y la cuantía de las fibras utilizadas. En consecuencia, el objetivo principal de este estudio ha sido obtener los desplazamientos relativos que se producen entre los lados de la fisura y relacionarlos con la teoría de corte-fricción en el HRFA sometido a esfuerzo de cortante. Para lograr este objetivo, se utilizaron probetas tipo “push-off” que fueron sometidas a ensayos de corte puro. Dichas probetas procedían de la mecanización de las mitades restantes de probetas prismáticas que habían sido ensayadas previamente a flexión. En todos los ensayos, además de los datos habituales de carga, desplazamiento, tiempo y abertura de entallas se empleó un sistema de vídeo-extensometría (De Wilder et al., 2015) que permitió monitorizar las caras de las probetas para obtener datos relativos a fisuración y desplazamientos con el fin de obtener la contribución del refuerzo de las fibras en el comportamiento del material.

11.2. Obtención de datos para la realización del modelo

11.2.1. Hormigón empleado

Para este estudio se emplearon dos probetas de dos tipos de HRFA autocompactante. El primero reforzado con una dosificación de fibras de acero de 50 kg/m^3 y el segundo con 70 kg/m^3 . Las fibras empleadas fueron Dramix® RC65/35BN y RC80/50BN. Las características de las fibras se muestran en la Tabla 6.3, las de los materiales en el Capítulo 6 y la dosificación de estos hormigones se indica en la Tabla 11.1. En este estudio, un valor de relevancia es el tamaño máximo del árido, que fue de 12,7 mm. Las características resistentes más importantes de estos HRFA eran conocidas, ya que fueron analizados en una investigación previa (Rodríguez, 2013). Estas características se muestran en la Tabla 11.2, donde se observa que todos los HRFA analizados alcanzan las mínimas condiciones impuestas por las normativas para su consideración estructural, de acuerdo con el cumplimiento de las ecuaciones (3.7 a 3.9) (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008).

Tabla 11.1. Dosificación (kg/m^3) de los HRFA ensayados para el modelo de corte-fricción

HORMIGÓN	HACA50	HACA70M
Cemento CEM I 52,5 R-SR5	425	425
Agua	198,9	198,9
a/c	0,47	0,47
Arena (0/2 mm)	947	947
Gravilla (4/8 mm)	---	---
Grava (8/12 mm)	492	486
Filler calizo	210	210
Superplastificante (% peso cemento)	1,39	1,39
SF35	50,0	35,0
SF50	---	35,0
Fracción volumétrica (%)	0,64	0,89
Compactación	AutoComp	AutoComp

Tabla 11.2. Resistencia a compresión y resistencias residuales a tracción por flexión de los HRFA empleados en el modelo de corte-fricción

HORMIGÓN	HACA50	HACA70M
Resistencia a compresión f_{ck} (MPa)	54,2	58,8
c.v.	0,01	0,03
Resistencia a tracción f_{ct} (MPa)	7,8	8,6
c.v.	0,04	0,07
Módulo de elasticidad E (Gpa)	34,1	35,3
c.v.	0,01	0,01
f_{LOP} (MPa)	7,99	11,32
c.v.	0,11	---
f_{RI} (MPa)	7,04	11,09
c.v.	0,09	---
$\% f_{LOP}$	88	98
f_{R3} (MPa)	6,81	9,43
c.v.	0,09	---
$\% f_{LOP}$	85	83

11.2.2. Ensayos tipo “push-off”

La campaña experimental se basó en los resultados de ensayos tipo “push-off”. Las probetas para estos ensayos se definen como un prisma en forma de “Z” sobre el que se aplica una carga vertical que produce un esfuerzo cortante sobre la sección de ligamento (Echegaray, 2014), según se muestra en la Figura 9.2.

Los ensayos, cuyo montaje se ve en la Figura 9.6, se realizaron en una máquina Instron® 8803 con una capacidad máxima de carga de 500 kN, controlándose mediante el desplazamiento del actuador a una velocidad de una micra por segundo. Con el fin de medir la abertura o cierre de los extremos de las entallas durante los ensayos se dispusieron dos

transformadores diferenciales de variación lineal (LVDT) que permitieron detectar cualquier rotación de la probeta durante el ensayo. Para el sistema de vídeo-extensometría se emplearon dos cámaras de alta definición de 5 Mpx que grabaron las caras delantera y posterior de las probetas a una cadencia de imagen por segundo. De esta forma, los datos obtenidos de cada ensayo fueron: tiempo, desplazamiento, carga aplicada, deslizamiento a cortante y los vídeos de la cara delantera y trasera de las probetas.

11.2.3. Obtención de desplazamientos mediante vídeo-extensometría

De manera muy resumida, el sistema de vídeo-extensometría (VE), conforme a la Figura 5.5 y en referencia a desplazamientos, es una herramienta que permite calcular la distancia relativa entre dos puntos de la superficie de la probeta en diferentes momentos del ensayo. Esta distancia, indicada en píxeles, debe ser transformada en unidades de longitud (Hamrat et al., 2016) antes de poder analizar los resultados adecuadamente.

La sincronización de los datos recogidos por la máquina de ensayos y los vídeos de los ensayos resulta crucial. Sin esta concordancia no se podrían relacionar de manera coherente los valores de carga, desplazamiento a cortante y abertura de fisura. Con esta finalidad los ensayos se grabaron a una relación de una imagen por segundo, lo que permitió asegurar que para cada segundo del ensayo siempre existió una imagen asociada. El único factor común a la máquina de ensayos y los vídeos es el tiempo. Al disponer de datos de la máquina y de los vídeos se pudieron asociar los valores de desplazamiento, carga y deslizamiento a cortante con la imagen de la probeta cada segundo, lo que permitió obtener valores de carga en relación con deslizamientos a cortante y abertura de fisura.

El proceso para conseguir los valores de desplazamientos mediante VE resultó laborioso obteniendo previamente, mediante el software libre VirtualDub, la generación de tantas imágenes fijas como segundos de vídeo, o duración del ensayo, existan. Esto dio como resultado, para cada ensayo, unas 4500 imágenes. Posteriormente, todas las imágenes fueron tratadas con el software comercial VIC-2D® de tal forma que se analizó la superficie de daño de la probeta, formada por unos 80000 píxeles. Este proceso, para cada probeta, dura más de 6 horas. Al término de estas operaciones ya es posible obtener valores de desplazamiento relativos en píxeles entre diferentes puntos en las caras de las probetas.

El sistema de VE permite la medición de deformaciones durante los ensayos. Para ello, las imágenes requirieron de calibración. Como se indicó, mediante la grabación para VE se obtienen datos en píxeles, lo que implica que estos deben traducirse a unidades de longitud (Hamrat et al., 2016). Con esta calibración, las mediciones obtenidas por VE se equiparan con precisión a desplazamientos en unidades de longitud. La Figura 11.1 muestra la pantalla donde se calibra la vídeo-extensometría, mediante la relación entre los píxeles y la medición real realizada previamente con un calibre sobre la probeta de ensayo. En la parte inferior izquierda se aprecia la relación entre píxeles y mm, siendo en el caso de esta probeta de 0,0642896 mm/píxel.

Figura 11.1. Pantalla de calibración de vídeo-extensometría en el software Vic-2D®

Una vez realizada esta calibración, es posible medir las distancias en unidades de longitud a través de VE y disponer de extensómetros virtuales a lo largo de la sección de ligamento y las fisuras, permitiendo capturar la cinemática del crecimiento de las grietas. Además, la técnica de VE permite establecer pares de puntos sobre la probeta de ensayo y obtener su posición relativa desde el principio hasta el final de los ensayos. Por lo tanto, se consiguen los valores de deslizamiento a cortante y abertura de grieta a lo largo de un ensayo, como si en un sistema de medición tradicional se colocaran extensómetros en varias posiciones. La principal ventaja de la VE es que se pueden distribuir muchos elementos de medición donde realmente han aparecido las fisuras y no es necesario pronosticar la posición en la que aparecerán las grietas.

El presente estudio se realizó sobre probetas con una altura de ligamento de unos 90 mm. Así, sobre la sección de ligamento se dispusieron cinco extensómetros de VE para reproducir la cinemática de la fractura de las probetas. En la Figura 11.2(a) se muestra la posición de los cinco extensómetros colocados sobre una probeta al inicio del ensayo, mientras que en la Figura 11.2(b) se ven en la fase final del mismo. Esto permitió un control riguroso del deslizamiento a cortante y de la aparición, crecimiento y abertura de las fisuras.

Figura 11.2. Extensómetros de vídeo-extensometría dispuestos sobre el análisis del software Vic-2D @: (a) al inicio del ensayo y (b) en la fase final del ensayo

De cada extensómetro de vídeo-extensometría se obtuvieron los datos de 100 puntos, cuya variación a lo largo del ensayo permitió disponer de valores de abertura de fisura y deslizamiento a cortante muy exactos, obteniendo dos valores finales, de desplazamiento horizontal y vertical, por cada extensómetro e imagen. Con los valores así obtenidos se generaron curvas de abertura de fisura frente a deslizamiento a cortante, mostradas en la Figura 9.22(d). Esto permitió una comparación del comportamiento de los HRFA frente a modelos de corte-fricción (Walraven, 1980). En la Figura 11.3 se observa cómo el comportamiento del citado hormigón, en relación al modelo desarrollado por Walraven sobre probetas prefisuradas con armadura de refuerzo, resulta ser muy similar. Se han representado los valores obtenidos mediante VE de las cuatro probetas, su media y su ajuste conforme al modelo de Walraven. Recordemos que la relación que existe entre las aberturas de fisura y los desplazamientos rasantes se expresa en función de un coeficiente “ k ”, según la ecuación (9.3). Según la teoría expresada por Walraven, el valor de k es de 0,5 en piezas con armadura de refuerzo en la discontinuidad y el exponente “ a ” es 0,6667. En la Tabla 9.6 de esta Tesis se muestran los diferentes coeficientes “ k ” y “ a ”, obtenidos como ajuste de resultados experimentales, para los hormigones fibro-reforzados ensayados a cortante mediante ensayos “push-off”.

Figura 11.3. Abertura de fisura media (w) frente a deslizamiento a cortante medio (Δ) para las probetas de HRFA y la curva teórica según Walraven (Walraven, 1980)

En la Figura 11.3 se muestra la curva teórica (Walraven, 1980), obtenida analíticamente según la ecuación (9.3) para un hormigón reforzado con armadura tradicional de cercos, tomando el valor de $k=0,5$. Además, se han incluido los datos de los valores medios del HRFA. Se observa un comportamiento similar de los dos hormigones y se aprecia como el hormigón fibro-reforzado sufre una mayor abertura de fisura que el hormigón con armadura de refuerzo para el mismo desplazamiento a cortante. Este comportamiento se mantiene durante todo el desarrollo de los ensayos y es debido a que las probetas empleadas en el presente trabajo no estaban prefisuradas, como sucedía con las ensayadas por Walraven.

Otro factor a tener en consideración para analizar los resultados es que, en el caso teórico, los cercos se dispusieron adecuadamente, para soportar mejor el esfuerzo rasante, perpendiculares a la sección de fisuración. Por su parte las fibras presentan, por definición, un posicionamiento aleatorio en la matriz del hormigón, por lo que no es posible situarlas en la posición más favorable para soportar el esfuerzo cortante. Además, en este estudio las probetas “push-off” se obtuvieron de las mitades residuales de ensayos a flexión por lo que la orientación de las fibras resulta desfavorable, ya que el flujo de vertido de hormigón fue paralelo al esfuerzo cortante. Una última diferencia entre la campaña experimental y el modelo teórico (Walraven, 1980) fue que en este último se impuso una tensión normal a la sección de fisuración, impidiendo el deslizamiento libre de las caras en la discontinuidad, mientras que en los ensayos tipo “push-off” solamente las fibras soportaron la tensión normal.

11.3. Modelo para evaluar el mecanismo corte-fricción en hormigón reforzado con fibras de acero

La teoría de corte-fricción se explica mediante el siguiente proceso: el esfuerzo cortante provoca la formación de fisuras en el hormigón que producen un desplazamiento relativo entre sus caras. Este desplazamiento se ve impedido debido a que las superficies de contacto no son lisas y, además, por la acción del refuerzo en la fisura. Al aumentar el valor del esfuerzo cortante se produce el cabalgamiento de una cara sobre la otra, lo que provoca la abertura de la fisura consiguiendo que las fibras de refuerzo trabajen a tracción, evitando a la vez la separación de las caras y provocando compresión en ambas caras. La Figura 11.4 muestra un esquema del funcionamiento teórico descrito. Siguiendo el desarrollo indicado cabe añadir que el funcionamiento de esta teoría depende de: la rugosidad de la interfaz, la resistencia del hormigón, el refuerzo perpendicular al plano de rotura y el esfuerzo cortante (Gálvez, 1992).

Figura 11.4. Esquema del funcionamiento de la teoría corte-fricción

De los diversos modelos de estudio del mecanismo corte-fricción, indicados en el Capítulo 4 de la presente Tesis (Hanson, 1960, Saemann and Washa, 1964, Taylor, 1974, Badoux and Hulsbos, 1967, Dardare, 1970, Mattock, 1974, Mattock et al., 1976, Hofbeck et al., 1969, Bazant, 1980, Bazant and Gambarova, 1984, Fardis and Buyukozturk, 1979, Walraven, 1980, Millard and Johnson, 1984), para obtener un modelo de corte-fricción en el HRF, se decidió implementar el modelo de Walraven de dos fases, conforme a lo indicado en la investigación (Gálvez, 1992). Este modelo tiene en cuenta la incidencia del tamaño y fracción del árido y la matriz de hormigón, junto con el aplastamiento de los áridos. Además, también considera la tensión axial aportada por el refuerzo de acero en función de la abertura de fisura y la variación en el módulo elástico de la matriz al incrementar el desplazamiento relativo en la discontinuidad.

11.3.1. Engranamiento de los áridos (aggregate interlock)

Para poder implementar el modelo de Walraven (Walraven, 1980) en el HRFA es importante considerar y asumir una serie de supuestos en los que basar el estudio: La fisura del hormigón se produce a lo largo de la matriz, alrededor de los áridos, debido a la mayor resistencia y rigidez de estos. Solo en hormigón de alta resistencia, o de árido ligero, la fisura se produciría a través del árido. Los áridos naturales tienen forma irregular, sin embargo, para el modelo, se asume que están orientados de manera aleatoria y su forma se simplifica a esferas. Otra consideración es que el plano de discontinuidad se toma como un plano, pese a que los áridos son considerados como esferas. Igualmente, el comportamiento de la matriz de hormigón se asume como rígido-plástico, con partículas menores de 0,25 mm.

Por lo tanto, de acuerdo con lo mostrado en la Figura 4.15, durante el desplazamiento a cortante, en la dirección del eje “x”, de las caras de la discontinuidad las áreas de contacto desarrollan en la superficie de los áridos un engranamiento entre las caras de la fisura, por la deformación plástica de la matriz. La tensión en las áreas de contacto produce reacciones en la dirección de los ejes principales. De esta forma, para mantener el equilibrio de tensiones es necesario que actúen fuerzas externas al hormigón, bien en forma de restricciones o de refuerzo.

Se asume igualmente que las reacciones en las direcciones, positiva y negativa, del eje “z” son uniformemente distribuidas a lo largo del eje “x”, lo que implica que no existen momentos de torsión con respecto al eje “y”. Esto permite reducir el problema tridimensional a uno bidimensional. De tal forma es posible estudiar una pieza fisurada como la unión de diversas rebanadas, como se ve en la Figura 11.5 (Walraven, 1980).

Figura 11.5. (a) Pieza fisurada, (b) seccionada por un plano normal a “z” y (c) un corte representativo (Walraven, 1980)

Al analizar un árido cortado por un plano perpendicular al eje “z” existirá contacto entre este y la matriz de hormigón de la cara opuesta de la discontinuidad, lo que provocará un área de contacto respecto a los ejes “x” e “y”, conforme se muestra en la Figura 11.6. Este contacto, por equilibrio, genera tensiones normales y tangenciales en la matriz de hormigón.

Considerando las tensiones por unidad de longitud, y puesto que las proyecciones de todas las áreas de contacto en la discontinuidad están relacionadas con una unidad de área en la fisura, las ecuaciones de tensiones normales y tangenciales se pueden expresar según las ecuaciones (11.1) y (11.2).

$$\sigma = \sigma_{pu}(A_x - \mu \cdot A_y) \quad (11.1)$$

$$\tau = \sigma_{pu}(A_y + \mu \cdot A_x) \quad (11.2)$$

$$\sigma_{pu} = 5,83 \cdot f_{cc}^{0,63} \quad (11.3)$$

En dichas ecuaciones σ y τ son las tensiones normales y tangenciales, A_x y A_y las proyecciones de las áreas de contacto por unidad de superficie, σ_{pu} el límite elástico de la matriz, conforme a la ecuación (11.3), y μ el coeficiente de rozamiento entre el árido y la matriz, que toma un valor de 0,5. En la ecuación (11.3) f_{cc} es la resistencia a compresión del hormigón en probeta cúbica, equivalente a $f_{ck}/0,83$.

De esta forma, los valores de A_x y A_y son función de la abertura de la fisura y del deslizamiento a cortante, por lo que se puede conocer la relación entre tensiones y desplazamientos.

La relación entre las proyecciones de las áreas de contacto por unidad de superficie y los desplazamientos entre las caras de la fisura es otro punto importante de la teoría de corte-fricción. La Figura 11.6 muestra el esquema para explicar esta relación: a_x y a_y son las proyecciones de la superficie de contacto de un árido, asimilado a una esfera en contacto con la matriz de hormigón en la cara opuesta de la discontinuidad. Δ es el desplazamiento a cortante, w es la abertura de fisura y u la distancia, variable, del centro del árido a la cara de la grieta. Por último, D_0 es el diámetro del árido, asimilado a una esfera.

Tras el estudio detallado de los parámetros indicados, que determinan las diferentes distribuciones de los áridos, localizados en un plano z y atravesados por la discontinuidad, los tamaños de estos, en función de su tamaño máximo, y las diferentes profundidades u a las que se pueden encontrar, se llegó a la formulación que permite relacionar los desplazamientos en la interfaz con las áreas a_x y a_y . Dicha formulación es diferente, para el caso de que Δ sea menor o mayor que w .

Figura 11.6. Representación de los parámetros empleados en la relación entre las proyecciones de las áreas de contacto y los desplazamientos de las caras de la fisura. Adaptado de (Walraven, 1980)

Una vez obtenidas las áreas de contacto a_x y a_y , el siguiente paso fue determinar, en el plano de fractura, el valor suma de todas las áreas de contacto en la dirección de los ejes x e y por unidad de superficie. Como no podía ser de otra forma, también se distinguen dos formulaciones, la primera de ellas para el caso en el que Δ sea menor que w y, la segunda, para Δ mayor que w . Si $\Delta < w$ el contacto entre las caras de la discontinuidad tiene lugar si se cumple la ecuación (11.4), mientras que si $\Delta > w$ el contacto se produce de dos maneras: con máximo contacto, al cumplir la ecuación (11.5) o con contacto creciente, cumpliendo la ecuación (11.6). En las tres ecuaciones, D es el diámetro del árido.

$$D > \frac{(w^2 + \Delta^2)}{\Delta} \quad (11.4)$$

$$D < \frac{(w^2 + \Delta^2)}{w} \quad (11.5)$$

$$D > \frac{(w^2 + \Delta^2)}{w} \quad (11.6)$$

De esta manera se obtiene la formulación general empleada para el cálculo del sumatorio de áreas de contacto, A_x y A_y , por unidad de superficie en el plano de la fisura. Las ecuaciones (11.7) y (11.8) son las que se emplean en el caso de que $\Delta < w$, mientras que las ecuaciones (11.9) y (11.10) están referidas al caso de que $\Delta > w$.

$$A_x = \int_{\frac{w^2 + \Delta^2}{\Delta}}^{D_{max}} P_k \cdot \frac{4}{\pi} \cdot F \left(\frac{D}{D_{max}} \right) \cdot G_2(\Delta, w, D) \cdot dD \quad (11.7)$$

$$A_y = \int_{\frac{w^2 + \Delta^2}{\Delta}}^{D_{max}} P_k \cdot \frac{4}{\pi} \cdot F \left(\frac{D}{D_{max}} \right) \cdot G_1(\Delta, w, D) \cdot dD \quad (11.8)$$

$$A_x = \int_{2w}^{\frac{w^2+\Delta^2}{w}} P_k \cdot \frac{4}{\pi} \cdot F\left(\frac{D}{D_{max}}\right) \cdot G_4(\Delta, w, D) \cdot dD \\ + \int_{\frac{w^2+\Delta^2}{w}}^{D_{max}} P_k \cdot \frac{4}{\pi} \cdot F\left(\frac{D}{D_{max}}\right) \cdot G_1(\Delta, w, D) \cdot dD \quad (11.9)$$

$$A_y = \int_{2w}^{\frac{w^2+\Delta^2}{w}} P_k \cdot \frac{4}{\pi} \cdot F\left(\frac{D}{D_{max}}\right) \cdot G_3(\Delta, w, D) \cdot dD \\ + \int_{\frac{w^2+\Delta^2}{w}}^{D_{max}} P_k \cdot \frac{4}{\pi} \cdot F\left(\frac{D}{D_{max}}\right) \cdot G_1(\Delta, w, D) \cdot dD \quad (11.10)$$

Siendo:

P_k : relación entre el volumen de áridos y de hormigón.

$F\left(\frac{D}{D_{max}}\right)$: valor obtenido conforme a la ecuación (11.11), considerando los diámetros de los áridos, D , en relación al tamaño máximo del árido, D_{max} .

G_1 , G_2 , G_3 y G_4 : valores obtenidos conforme a las ecuaciones (11.12), (11.13), (11.14) y (11.15), respectivamente, en función del diámetro D , de los deslizamientos Δ y w , y de la profundidad u . La profundidad máxima u_{max} se calcula con la ecuación (11.16).

$$F\left(\frac{D}{D_{max}}\right) = 0,727\left(\frac{D}{D_{max}}\right)^{0,5} - \left(\frac{D}{D_{max}}\right)^2 + 0,144\left(\frac{D}{D_{max}}\right)^4 \\ + 0,036\left(\frac{D}{D_{max}}\right)^6 + 0,016\left(\frac{D}{D_{max}}\right)^8 \\ + 0,010\left(\frac{D}{D_{max}}\right)^{10} \quad (11.11)$$

$$G_1(\Delta, w, D) = D^{-3}(\sqrt{D^2 - (w^2 + \Delta^2)} \cdot \frac{\Delta}{\sqrt{w^2 + \Delta^2}} \cdot u_{max} - w \cdot u_{max} \\ - u_{max}^2) \quad (11.12)$$

$$G_2(\Delta, w, D) = D^{-3} \left\{ \left(\Delta - \sqrt{D^2 - (w^2 + \Delta^2)} \cdot \frac{w}{\sqrt{w^2 + \Delta^2}} \right) \cdot u_{max} \right. \\ \left. + (u_{max} + w) \cdot \sqrt{\frac{D^2}{4} - (w + u_{max})^2} - w \right. \\ \left. \cdot \sqrt{\frac{D^2}{4} - w^2} + \frac{D^2}{4} \sin^{-1} \frac{w + u_{max}}{D/2} - \frac{D^2}{4} \arcsin \frac{2w}{D} \right\} \quad (11.13)$$

$$G_3(\Delta, w, D) = D^{-3} \left(\frac{D}{2} - w \right)^2 \quad (11.14)$$

$$G_4(\Delta, w, D) = D^{-3} \left(\frac{\pi \cdot D^2}{8} - w \sqrt{\frac{D^2}{4} - w^2} - \frac{D^2}{4} \arcsin \frac{2w}{D} \right) \quad (11.15)$$

$$u_{max} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \sqrt{w^2(w^2 + \Delta^2)^2 - (w^2 + \Delta^2)\{(w^2 + \Delta^2)^2 - \Delta^2 D^2\}}}{(w^2 + \Delta^2)} - \frac{\frac{1}{2} w \cdot (w^2 + \Delta^2)}{(w^2 + \Delta^2)} \quad (11.16)$$

Con la formulación indicada se simplificó el estudio, en base a un análisis de regresión, y se obtuvieron las ecuaciones (11.17) y (11.18) que relacionan el desplazamiento Δ en la fisura, la abertura de la misma, w , y las tensiones longitudinales, σ , y tangenciales, τ , que se producen en la discontinuidad. En estas dos ecuaciones, además de los desplazamientos en la interfaz, sólo se consideró como variable la resistencia del hormigón a compresión en probeta cúbica, f'_{cc} , no tomando en consideración el efecto escala del árido por considerarse de menor influencia. En ambos casos ambas tensiones deben ser positivas, o cero.

$$\sigma = \frac{-f'_{cc}}{20} + \{1,35w^{-0,63} + (0,191w^{-0,552} - 0,15) \cdot f'_{cc}\} \cdot \Delta \quad (11.17)$$

$$\tau = \frac{-f'_{cc}}{30} + \{1,8w^{-0,80} + (0,234w^{-0,707} - 0,20) \cdot f'_{cc}\} \cdot \Delta \quad (11.18)$$

El efecto del engranamiento de los áridos se divide en dos tipos (Walraven, 1980): el tipo I, cuya transmisión de fuerzas se produce a través de los áridos embebidos en la matriz de hormigón y el tipo II que tiene en cuenta las fuerzas soportadas por partículas sueltas en la discontinuidad y que rodean a las fibras. Este segundo tipo presenta una mínima resistencia, cuantificada en menos de un 0,60% del total, por lo que, en este estudio, no se ha tenido en consideración.

11.3.2. Efecto pasador de las fibras (dowel action)

El efecto pasador tiene lugar en piezas armadas sometidas a cortante como consecuencia de la resistencia de las barras de refuerzo longitudinal que atraviesan el plano de fisuración del hormigón, según se indicó en el Capítulo 4. En el caso de vigas sin armadura de cortante el esfuerzo transmitido por el efecto pasador a través de la armadura longitudinal es soportado únicamente por la resistencia a tracción del hormigón. En el caso del HRFA las fibras complementan la resistencia ante el efecto pasador.

Mecánicamente, según se muestra en la Figura 4.8, el efecto pasador de las barras longitudinales de refuerzo consta de tres mecanismos: flexión, cortante e incurvación (Paulay et al., 1974). Por tanto, las fibras de acero tendrán que aportar esas mismas resistencias, resultando de interés su estudio. Los mecanismos que se movilizan en este efecto carecen de carácter frágil, permitiendo una redistribución de tensiones tangenciales en el plano de la fisura.

En relación al modelo (Walraven, 1980) que se adoptó para analizar el esfuerzo cortante del HRFA respecto de la teoría de corte-fricción, cabe señalar que su formulación se corresponde

con la ecuación (11.19), que permite el cálculo de la fuerza resistente ante el efecto pasador de una barra de acero. Dicha formulación tomaba en consideración los parámetros de abertura de fisura, desplazamiento a cortante, diámetro de la armadura de refuerzo y resistencia a compresión del hormigón. En el caso de las fibras fue necesario relacionar las barras de acero de refuerzo con el número de fibras en la sección de discontinuidad, a la vez que implementar el coeficiente de orientación de estas, conforme a la ecuación (11.20).

$$F_d = 10 \cdot (w + 0,2)^{-1} \cdot \Delta^{0,36} \cdot \phi^{1,75} \cdot f'_{cc}{}^{0,38} \quad (11.19)$$

$$F_{df} = \frac{(10 \cdot (w + 0,2)^{-1} \cdot \Delta^{0,36} \cdot \phi_f^{1,75} \cdot f'_{cc}{}^{0,38}) \cdot n^{\circ}_f \cdot \theta}{A_c} \quad (11.20)$$

Siendo:

ϕ : diámetro de una barra de acero.

ϕ_f : diámetro de una fibra de acero.

n°_f : número de fibras de la sección de discontinuidad.

θ : coeficiente de orientación de las fibras.

A_c : área de la sección de hormigón de la discontinuidad.

11.3.3. Análisis del comportamiento de secciones fisuradas con refuerzo de fibras de acero

Dentro de los mecanismos de transmisión de fuerzas en una sección fisurada de HRFA, no solo hay que considerar los citados engranamiento de los áridos y efecto pasador. Además, las fibras aportan una resistencia o fuerza normal a la sección de fisuración que impide que las probetas tipo “push-off” se dividan en dos. Esta fuerza es función de la resistencia que aportan las fibras y el número de éstas en la sección de ligamento. La resistencia máxima que pueden aportar las fibras debe ser la menor entre su resistencia a tracción y su resistencia ante arrancamiento de la matriz. La idea es sencilla, una fibra de acero puede, teóricamente, resistir hasta su límite de resistencia a tracción, pero si con una fuerza menor se produce su arrancamiento de la matriz de hormigón el valor de esta carga limita la capacidad de la fibra. En nuestro caso, las fibras de acero, según estudios específicos de ensayos de arrancamiento (Laranjeira et al., 2010), han constatado que en ningún caso llegan hasta su límite elástico, produciéndose previamente el arrancamiento de la matriz. Esto se confirmó en los ensayos de cortante realizados, ya que en la sección resistente todas las fibras de acero contadas mostraron que habían sido arrancadas de la matriz de hormigón.

De tal manera, para implementar el comportamiento del acero en el modelo realizado, se consideró que las fibras aumentan linealmente su resistencia desde el momento de la fisuración de la sección hasta el instante en que llegan a su máxima tensión de arrancamiento.

Con el fin de considerar la tensión de trabajo de las fibras, y por equilibrio de fuerzas en el hormigón, se consideró para el desarrollo del análisis la formulación expresada en la ecuación (11.21), que indica la tensión en las fibras de acero, σ_f , por unidad de superficie.

$$\sigma_f \cdot \rho_f = \sigma_c \Rightarrow \sigma_f = \frac{\sigma_c}{\rho_f} = \frac{\sigma_{pu} \cdot (A_x - \mu \cdot A_y)}{\frac{n^{\circ}_f \cdot A_f \cdot \theta}{A_c}} = \frac{A_c \cdot \sigma_{pu} \cdot (A_x - \mu \cdot A_y)}{n^{\circ}_f \cdot A_f \cdot \theta} \quad (11.21)$$

Siendo:

ρ_f : cuantía de fibras.

σ_c : tensión normal en el hormigón, según la ecuación (11.1).

A_f : área de la sección transversal de una fibra.

El esquema de equilibrio de fuerzas en la discontinuidad se muestra en la Figura 11.7. La fuerza que aplica la máquina de ensayos, F_e , se obtiene de los datos del ensayo. La fuerza del efecto pasador, F_p , se obtiene con la ecuación (11.20). La F_h , provocada en las fibras evita la división de la probeta en dos y se obtiene mediante la ecuación (11.21). Las fuerzas del engranamiento de los áridos, tipo I, E_v y E_h , se obtienen de las ecuaciones (11.17) y (11.18). Por último, se ha representado la fuerza del engranamiento de los áridos no embebidos en la discontinuidad, E_2 , no considerándose en este estudio por su mínima incidencia.

Figura 11.7. Equilibrio de fuerzas en una fisura reforzada con fibras de acero. En la imagen izquierda se ha dibujado la semisección de una probeta push-off

11.4. Implementación en un programa de cálculo por ordenador

Para implementar la teoría de corte-fricción en un cálculo por ordenador y poder obtener el comportamiento analítico del HRFA se decidió utilizar el módulo “desarrollador” en Microsoft Excel®. La programación se desarrolló en Visual Basic, una aplicación clásica, de fácil implementación y manejable con conocimientos básicos de programación.

11.4.1. Variables a considerar

Al igual que en el estudio que se tomó en consideración para iniciar el presente trabajo (Walraven, 1980), junto con otros desarrollos posteriores (Gálvez, 1992), es de vital importancia contar con variables sobre las que definir el resto de parámetros y valores implicados en el cálculo. De esta forma se han tenido en cuenta las siguientes variables que hay que considerar: la resistencia característica de proyecto del hormigón, el tamaño máximo del árido, la abertura crítica del hormigón, la relación entre el volumen de áridos y hormigón, el número de intervalos de integración, el diámetro de las fibras, el número de fibras teórico en la sección, el coeficiente de orientación de las fibras y la superficie de fractura. Por último, la resistencia a tracción y adherencia de las fibras de acero y el módulo de elasticidad de las fibras.

El diámetro máximo del árido (mm) es un dato que se fijó a la hora de dosificar el hormigón, por tanto, es conocido.

La relación entre el volumen de áridos y de hormigón se obtuvo mediante el cálculo del volumen del árido como relación entre su peso y su densidad, conforme a la dosificación del hormigón.

La resistencia a compresión de proyecto del hormigón sin refuerzo de fibras (MPa) se obtuvo en función de la resistencia a compresión, f_{cm} , obtenida mediante ensayos de compresión sobre probetas cilíndricas no reforzadas con fibras (European Committee for Standardization, 2009). Conforme a la Instrucción Española de Hormigón Estructural (Ministerio de Fomento, 2008), la resistencia f_{ck} es igual a la f_{cm} menos 8 MPa.

La abertura crítica del hormigón (mm) se obtuvo en función de los diagramas de tensión tangencial media frente a desplazamientos a cortante realizados con los resultados experimentales de los ensayos “push-off” de probetas de HRFA. Este valor refleja el desplazamiento a cortante para el que las fibras comienzan a aportar resistencia al hormigón.

El coeficiente de rozamiento entre las caras de la interfaz del hormigón se tomó de valores asumidos en la práctica habitual, recogidos por diferentes normativas (Ministerio de Fomento, 2008, American Concrete Institute, 2014).

La sección resistente o de ligamento del hormigón fue tomada de la campaña experimental, ya que se realizó una rigurosa medición mediante calibre digital.

Los coeficientes “ k ” y “ a ” expresados en función de la ecuación (9.3), obtenidos de la campaña experimental para cada tipo de hormigón.

El número de intervalos para la integración se refiere al número de intervalos en los que se divide el cálculo de las áreas de contacto, según las ecuaciones (11.7) a (11.10). De forma coloquial: el número de secciones que se toman para el cálculo de A_x y A_y .

El diámetro de las fibras (mm) es necesario para el cálculo de la aportación resistente de las fibras. El valor de este parámetro se obtuvo, igualmente, a partir de los datos facilitados por el fabricante.

El número teórico de fibras en la sección resistente y el coeficiente de orientación de las fibras se calcularon conforme a la ecuación (3.5). Gracias a la citada fórmula se toma en consideración la fracción volumétrica o cuantía de fibras de refuerzo en el hormigón.

La resistencia a tracción de las fibras (MPa) es la facilitada por el fabricante y la tensión de arrancamiento (MPa) se tomó de investigaciones de pull-out de fibras de acero, considerando aberturas de fisura en el entorno de 1 mm (Laranjeira et al., 2010, Van Gysel, 2000).

11.4.2. Estructura y desarrollo del programa de ordenador

El listado del programa de cálculo de tensiones rasantes en HRFA, conforme a la teoría de corte-fricción desarrollada por Walraven, se muestra en el Apéndice B. Se inicia el programa con un listado de variables con el fin de saber fehacientemente a qué concepto pertenece cada una de ellas. En ese listado, además, se indican las fórmulas aplicadas para calcularlas, o de donde se obtienen.

Después se pasa al dimensionado de las diferentes variables (instrucción “Dim”), se define la constante “ π ” y se le indica al programa que lea los datos de las variables a considerar, indicados en el epígrafe 11.4.1 de esta Tesis.

A continuación, se inicia el cálculo de constantes auxiliares mediante la formulación indicada en el apartado 11.3. Se calcula la cuantía del refuerzo de fibras de acero en la discontinuidad, la tensión de aplastamiento y, en función de incrementos del desplazamiento a cortante de 0,05 mm, se calculan las áreas de contacto A_x y A_y mediante la subrutina “Arwal” que se explicará a posteriori. La abertura de fisura se obtiene en función de los valores experimentales obtenidos, conforme a lo mostrado en el Capítulo 9 de la Tesis y a la ecuación (9.3). Además, en esta parte del programa se incluye el comportamiento de las fibras: según la Figura 11.8, se consideró una rama lineal creciente de resistencia de las fibras, σ_s , de la sección de fisuración desde el inicio de la fisura hasta llegar a la abertura crítica del hormigón, w_c , punto en el que se considera que las fibras trabajan a su máxima tensión. El valor de σ_{arr} corresponde a la resistencia a arrancamiento de las fibras.

Figura 11.8. Comportamiento de las fibras de acero en la discontinuidad para el modelo numérico

Para finalizar esta parte del programa, se obtienen los valores de tensiones rasantes, tensiones normales a la fisura en el hormigón y en las fibras, la fuerza del efecto pasador y, por último, la tensión rasante total. Los valores de tensión rasante total y sus correspondientes desplazamientos a cortante sirvieron para llevar a cabo la modelización a la que se hace referencia en el apartado 11.5 de esta Tesis.

La siguiente parte del programa está dedicada a la presentación de resultados, tras la cual se define la función que devuelve el arco seno de un ángulo para poder efectuar los cálculos de la subrutina principal del programa.

La subrutina “Arwal” es la encargada de calcular las áreas A_x y A_y conforme a las ecuaciones (11.7) a (11.10). Para cada una de los valores de las áreas de contacto obtenidas calcula la tensión rasante y la tensión normal en el hormigón. Además, obtiene los valores de resistencia por el efecto pasador en las fibras.

Para obtener los valores de las áreas de contacto entre los áridos y la matriz de hormigón de la otra cara de la discontinuidad la subrutina “Arwal” emplea funciones auxiliares. Estas funciones, dispuestas en el programa tras la subrutina principal, y su relación a las ecuaciones antes expresadas en el apartado 11.3.1, se indican en la Tabla 11.3

Tabla 11.3. Funciones empleadas en el programa de cálculo en relación a las ecuaciones descritas en 11.3.1

Función	Ecuación
F0	(11.11)
F1	(11.8)
F2	(11.7)
F3	(11.10)
F4	(11.9)
G1	(11.12)
G2	(11.13)
G3	(11.14)
G4	(11.15)
Umax	(11.16)

11.5. Simulación de los ensayos realizados

El comportamiento mostrado por los dos HRFA estudiados en la campaña experimental fue el indicado en la Figura 11.9(a), donde se puede ver la gráfica general que relaciona la tensión media a cortante con el desplazamiento a cortante durante los ensayos. De cada tipo de hormigón se ensayaron dos probetas, que mostraron un comportamiento similar. En ambos hormigones se produjo una primera rama de carga muy similar, asociada a la resistencia de la matriz de hormigón. Sin embargo, el hormigón con cuantía de 70 kg/m^3 mostró una mayor rigidez y una mayor resistencia en el límite de proporcionalidad, 17,29 MPa frente a los 12,01 MPa soportados por el HACA50. La rama de descarga posterior resulta también similar,

aunque el HACA70M muestra una pendiente algo menor. El punto de mínima resistencia tras la fisuración se apreció claramente en el hormigón con más refuerzo, no quedando claro cuál es ese punto para el hormigón de menor refuerzo. Para obtener el punto de mínima resistencia en el hormigón de 50 kg/m³ de refuerzo se amplió la zona de la gráfica, que se muestra en la Figura 11.9(b). En ambos hormigones se produjo un aumento de la tensión residual, mayor en el de mayor refuerzo de fibras. En una tercera rama de tensiones residuales ambos HRFA se comportaron de igual manera, mostrando una rama de descarga residual lineal, manteniéndose siempre con superiores resistencias residuales el hormigón más reforzado.

Figura 11.9. Gráficas medias de tensión a cortante frente a desplazamientos a cortante en ensayos “push-off” para el estudio del comportamiento del HRFA según la teoría corte-fricción: (a) gráfica general y (b) detalle

La modelización del comportamiento del material compuesto según la teoría de corte-fricción conlleva la comparación entre los resultados experimentales y analíticos del programa desarrollado. Sin embargo, es importante indicar que el mecanismo de corte-fricción se produce una vez que se ha generado la discontinuidad, por lo que el modelo debe asemejarse a los resultados experimentales para deslizamientos a cortante tras la fisuración. Esto obligó a realizar dos simulaciones, una para cada hormigón fibro-reforzado.

Los valores de las variables a considerar, descritas en el apartado 11.4.1, que se han tomado para la implementación del modelo en cada tipo de hormigón se indican en la Tabla 11.4.

Tabla 11.4. Valores de las variables a considerar para la realización del análisis según el modelo de corte-fricción en el HRFA

Variable	HACA50	HACA70M
Tamaño máximo del árido (mm)	12,7	12,7
Relación volumen áridos / volumen hormigón	0,553	0,551
Resistencia de proyecto del hormigón, f_{ck} (MPa)*	43,09	43,09
Abertura crítica del hormigón, w_c (mm)	0,315	0,352
Coefficiente de rozamiento hormigón - hormigón	0,5	0,5
Sección de hormigón, A_c (mm ²)	11022	8167
k en la ecuación (9.3)	0,8855	0,7644
a en la ecuación (9.3)	0,5633	0,6173
Intervalos de integración	250	250
Diámetro de la fibra, ϕ (mm)	0,550	0,570
Fracción volumétrica, V_f	0,64	0,89
Coefficiente de orientación de fibras, θ	0,397	0,441
Límite elástico de fibras, f_{sy} (MPa)	1100	1100
Límite de arrancamiento de fibras, f_{adh} (MPa)	200	200

* Hormigón sin reforzar

11.5.1. Modelización en el HRFA con 50 kg/m³ de refuerzo de fibras

Mediante la aplicación del modelo numérico desarrollado, con los datos indicados en la Tabla 11.4, se obtuvo el comportamiento numérico esperado del HACA50. La Figura 11.10 muestra las gráficas comparativas de tensión frente a deslizamiento a cortante de las dos probetas ensayadas y su media, junto a los valores obtenidos en el modelo numérico. Para una mejor visualización se ha eliminado la zona de las gráficas correspondientes a los valores de tensión cortante superiores a 8 MPa, debido a que no aportan información relevante en relación al mecanismo de corte-fricción en el HRFA.

La abertura de la fisura se calcula de forma iterativa. Para un deslizamiento dado se calcula la abertura de la fisura a partir de la ecuación (9.3), se calculan las tensiones normales a la grieta: tracción en las fibras y compresión generada sobre las caras de hormigón y se verifica si están equilibrio. Si no hay equilibrio de tensiones normales a la fisura se corrige la abertura de fisura de forma iterativa hasta que se alcanza el equilibrio de tensiones. Una vez alcanzado el equilibrio de tensiones normales se incrementa el deslizamiento tangencial de la grieta y se vuelve a establecer el equilibrio de tensiones. De esta forma se obtienen las curvas tensión normal vs apertura de grieta y tensión tangencial vs deslizamiento proporcionadas por el modelo. Ésta última es la que se compara con los resultados experimentales. Los detalles de cálculo y la forma de realizar las iteraciones se pueden consultar en el listado del programa de cálculo (Apéndice B).

Figura 11.10. Gráficas generales experimentales tensión (hasta 8 MPa) - deslizamiento a cortante (CSD) de las probetas ensayadas, su media y el modelo numérico desarrollado para el HACA50

En esta Figura 11.10 se aprecian tres zonas diferenciadas de comportamiento del hormigón sometido a esfuerzos de cortante. La primera zona, marcada con trama de cuadrados comprende desde la rama de carga, asociada a la matriz de hormigón, hasta la rama de caída de tensión que se produjo tras la fisuración de las probetas. En esta zona, inicialmente, el hormigón se encontró sin fisurar o con pequeñas fisuras que provocaron la caída de tensión, pero sin que las fibras llegaran a entrar en carga en su totalidad, hasta alcanzar un valor de deslizamiento de unos 0,65 mm. La segunda zona, marcada con líneas horizontales y que podríamos denominar de transición, corresponde al desarrollo y formación de las fisuras entre las puntas de las entallas. En esta zona las fisuras iniciales aumentaron sus dimensiones, permitiendo la formación de los puentes de fibras entre los dos lados de la interfaz, hasta 1,32 mm de deslizamiento. Por último, en la tercera fase, se desarrolló el mecanismo de corte-fricción entre las dos caras de la discontinuidad. En esta zona, y hasta un deslizamiento de 4,33 mm se aprecia claramente que el modelo numérico predijo, con un buen ajuste, el comportamiento experimental del HACA50.

En la Figura 11.11 se ve el estado de fisuración mostrado por una probeta de HACA50. La Figura 11.11(a) muestra la probeta I 2-1 para un deslizamiento de 0,65 mm (segundo 823 del ensayo), valor que delimita la primera y la segunda zona. Se aprecia la formación de fisuras en la cara de la probeta, sin llegar a tener el tamaño necesario que permita el desarrollo del mecanismo de corte-fricción. En la Figura 11.11(b) se observa la misma probeta I 2-1 para un

deslizamiento de 1,32 mm (segundo 1181 del ensayo), momento en el que se desarrollaron las fisuras, produciéndose los desplazamientos relativos entre caras de la misma.

Figura 11.11. Fisuración producida en la probeta I 2-1 de HACA50 obtenida mediante vídeo-extensometría: (a) para un deslizamiento de 0,65 mm y (b) para un deslizamiento de 1,32 mm

Analizando más detalladamente la comparativa entre los resultados experimentales y numéricos en la zona donde se muestra claramente el mecanismo de corte-fricción, se observa que, conforme a la Figura 11.12, inicialmente, el modelo desarrollado se asemejó más al comportamiento de la probeta I 2-1 que mostró unas mayores resistencias residuales medias a cortante. Se aprecia una primera rama convexa, para dar paso, posteriormente, a una segunda rama cóncava hasta el final del análisis numérico. El punto de inflexión de ambas ramas residuales numéricas se determinó para un deslizamiento a cortante de 3,11 mm.

Figura 11.12. Gráfica detallada tensión – deslizamiento a cortante (CSD) en la zona de mecanismo de corte-fricción para el HACA50

El modelo numérico desarrollado no sólo permite la obtención de la tensión rasante en función del deslizamiento a cortante en la interfaz, según la teoría corte-fricción. También permite obtener las aberturas teóricas de fisura para diferentes deslizamientos. En la Figura 11.13 se muestran las gráficas abertura-deslizamiento para las dos probetas ensayadas, su valor medio y el valor obtenido por el modelo desarrollado. En ella se ve que el modelo predice una menor abertura de fisura en relación a los resultados experimentales. Todo ello se debió a que el modelo de corte-fricción desarrollado (Walraven, 1980) estaba basado en probetas prefisuradas, con un plano de fisura marcado, mientras que en la campaña experimental desarrollada en esta Tesis las probetas no se fisuraron previamente. Como se ve en la Figura 11.11 no existió un único plano de deslizamiento, sino una red de fisuras sobre la que se produce el esfuerzo cortante, por lo que es necesario una mayor abertura de fisura para un mismo deslizamiento que en el modelo numérico.

Figura 11.13. Gráfica abertura de fisura frente a deslizamiento a cortante para el HACA50

11.5.2. Modelización en el HRFA con 70 kg/m³ de refuerzo de fibras

De igual forma, los datos de la Tabla 11.4 para el HACA70M se introdujeron en el modelo numérico y se obtuvo el comportamiento esperado para dicho hormigón. En la Figura 11.14 se muestran las gráficas de tensión frente a deslizamiento a cortante, estableciéndose una comparativa de los valores numéricos del modelo frente a los de las probetas ensayadas y su media. También, para una mayor claridad se ha eliminado la zona de las gráficas correspondientes a los valores de tensión cortante superiores a 8 MPa, ya que no aportan información relevante en relación al mecanismo de corte-fricción en el HRFA.

Figura 11.14. Gráficas generales experimentales tensión (hasta 8 MPa) - deslizamiento a cortante (CSD) del modelo numérico desarrollado con las probetas ensayadas y su media para el HACA70M

En esta Figura 11.14 se observan también tres zonas de diferente comportamiento del hormigón sometido a cortante. La primera zona, mostrada con un fondo de trama de cuadrados, abarca desde la rama de carga hasta la rama de caída brusca de tensión que se produjo después de la fisuración de las probetas. En esta zona el hormigón se encontró, inicialmente, sin fisurar o con pequeñas fisuras que provocaron la caída de tensión, sin que las fibras llegasen a entrar en carga por completo, hasta un deslizamiento a cortante de 1,07 mm. En la segunda zona, señalada con líneas horizontales y que se ha denominado de transición, se corresponde con el desarrollo y formación de las fisuras. En esta zona las fisuras crecen en abertura, posibilitando la formación de los puentes de fibras entre los lados de la interfaz, hasta 1,57 mm de deslizamiento. Por último, la tercera fase, en la cual se desarrolló el mecanismo de corte-fricción entre las dos caras de la interfaz. En esta zona, hasta un deslizamiento de 4,34 se ve claramente que el modelo numérico se ajusta bien al comportamiento experimental del HACA70M.

El estado de fisuración en los puntos de transición entre las tres zonas antes indicadas para las probetas de HACA70M se observan en la Figura 11.15. La Figura 11.15(a) muestra la probeta I 1-3 para un deslizamiento de 1,06 mm (segundo 921 del ensayo), valor frontera entre las zonas primera y segunda. Se aprecia el inicio de la formación de fisuras en la cara de la probeta, pero sin llegar a producirse fisuras que permitan el desarrollo completo del mecanismo de corte-fricción. La Figura 11.15(b) muestra la misma probeta I 1-3 con un deslizamiento de 1,96 mm (segundo 1835 del ensayo), momento a partir del cual se completó

el desarrollo de la fisura, produciéndose los desplazamientos relativos entre las caras de la misma.

Figura 11.15. Fisuración producida en la probeta I 1-3 de HACA70M obtenida mediante vídeo-extensometría: (a) para un deslizamiento de 1,06 mm y (b) para un deslizamiento de 1,96 mm

Comparando con detalle los resultados numéricos y experimentales en la zona donde se muestra claramente el mecanismo de corte-fricción, se ve, conforme a la Figura 11.16 que, al principio, el modelo numérico se pareció más al comportamiento de la probeta I 1-2 con mayores resistencias residuales medias a cortante. Al igual que para el otro hormigón estudiado, se ve una primera rama de descarga convexa, entre desplazamientos de 2,02 y 3,51 mm, para posteriormente constatar la existencia de una rama cóncava hasta el final del análisis.

Figura 11.16. Gráfica detallada tensión – deslizamiento a cortante (CSD) en la zona de mecanismo de corte-fricción para el HACA70M

De forma análoga a lo ocurrido para el HACA50, se obtuvieron las gráficas de abertura de fisura frente a deslizamiento a cortante. El resultado comparativo de las probetas ensayadas y el modelo numérico se muestra en la Figura 11.17, donde se observa un comportamiento análogo al del hormigón con menor refuerzo de fibras. El resultado numérico, para un mismo deslizamiento a cortante, es inferior al mostrado en la campaña experimental y el motivo es que el modelo está basado en probetas prefisuradas con un único plano de deslizamiento, mientras que las probetas de HACA70M mostraron múltiples planos de deslizamiento, según la Figura 11.15, generándose una mayor abertura de fisura que en la predicción del modelo.

Figura 11.17. Gráfica apertura de fisura frente a deslizamiento a cortante para el HACA70M

11.6. Estudio de sensibilidad del modelo numérico

El modelo numérico desarrollado en relación a la teoría de corte-fricción está influenciado por las variables que se han indicado en la Tabla 11.4. La mayor o menor repercusión de estas variables en los resultados numéricos son determinantes a la hora de obtener resultados en el análisis. Para abordar la sensibilidad del modelo ante la variación de los diferentes parámetros se han desarrollado una serie de gráficos que permiten ver la influencia de los parámetros más determinantes a la hora de obtener resultados del estudio numérico. Por todo ello, los parámetros estudiados fueron:

- Fracción volumétrica de fibras en el hormigón.
- Coeficiente de orientación de las fibras.
- Tensión de arrancamiento de las fibras.
- Rugosidad de la interfaz.
- Resistencia a compresión del hormigón.
- Tamaño máximo del árido.

La implementación conjunta de estas variables en el modelo numérico desarrollado, que establece para cada paso el equilibrio de tensiones en la discontinuidad, nos permitió relacionar los desplazamientos a cortante con las tensiones en las fibras además de poder

estudiar la sensibilidad del modelo numérico ante las variables indicadas. Para cada variable se obtuvieron los valores de tensión rasante frente a deslizamiento a cortante, manteniendo constantes todos los parámetros y modificando únicamente los valores de la variable en estudio. Por tal motivo, se tomaron como parámetros base para el desarrollo de este estudio de sensibilidad los indicados en la Tabla 11.5, variando únicamente para cada caso la variable de estudio.

Tabla 11.5. Valores base de las variables a considerar para la realización del estudio de sensibilidad según el modelo de corte-fricción en el HRFA

Variable	Estudio de sensibilidad
Tamaño máximo del árido (mm)	12
Relación volumen áridos / volumen hormigón	0,55
Resistencia de proyecto del hormigón, f_{ck} (MPa)*	40
Abertura crítica del hormigón, w_c (mm)	0,3
Coefficiente de rozamiento hormigón - hormigón	0,6
Sección de hormigón, A_c (mm ²)	10000
k en la ecuación (9.3)	0,6
a en la ecuación (9.3)	0,667
Intervalos de integración	250
Diámetro de la fibra, ϕ (mm)	0,550
Fracción volumétrica, V_f	0,64
Coefficiente de orientación de fibras, θ	0,400
Límite elástico de fibras, f_{sy} (MPa)	1100
Límite de arrancamiento de fibras, f_{adh} (MPa)	200

* Hormigón sin reforzar

A continuación, se pasa a explicar los diferentes resultados obtenidos en función de las variables estudiadas.

11.6.1. Variación de fracción volumétrica

La fracción volumétrica es el primer parámetro estudiado con objeto de obtener la sensibilidad del modelo analítico desarrollado. Esta fracción volumétrica se implementa en el modelo mediante la variación del número de fibras teórico en la sección resistente, según la ecuación (3.5). Para ello, se consideraron fracciones volumétricas de fibras de acero correspondientes a refuerzos de 30, 50, 70 y 90 kg/m³. Estos refuerzos se corresponden con fracciones volumétricas de 0,38%, 0,64%, 0,89% y 1,15%, respectivamente. Los resultados de las fracciones volumétricas indicadas se muestran en el gráfico de la Figura 11.18, en la que se ve como a mayor refuerzo de fibras se obtienen mayores valores de resistencia a rasante, resultado esperable. La diferencia de comportamiento ante las distintas fracciones volumétricas se muestra conforme se desarrolla el desplazamiento a cortante. Cuanto menor es la cantidad del refuerzo de fibras antes se inicia el descenso de la rama de tensión residual del HRFA. Así, para la fracción volumétrica de 0,38% ese descenso se muestra desde el desplazamiento de 0,44 mm hasta los 2,75 mm, momento a partir del cual la tensión residual muestra una variación de pendiente con una pendiente prácticamente nula. En el caso del refuerzo de 0,64% de fracción volumétrica la pérdida de tensión se muestra en el desplazamiento de 1,78 mm hasta los 3,58 mm. De forma semejante, en el refuerzo de un 0,89% se produce el descenso de tensión a los 2,81 mm. Por último un refuerzo de 90 kg/m³, equivalente al 1,15%, muestra una tendencia plana hasta los 4 mm, comportamiento similar al

de una barra de acero dispuesta como cerco en la discontinuidad en probetas prefisuradas (Cuenca and Serna, 2010).

Figura 11.18. Gráfica tensión rasante frente a deslizamiento a cortante para diferentes fracciones volumétricas en el modelo analítico de corte-fricción

11.6.2. Variación del coeficiente de orientación de las fibras

Un factor importante a la hora de realizar el modelo numérico según la teoría corte-fricción es el coeficiente de orientación de las fibras. La teoría de corte-fricción adoptada para la realización del modelo (Walraven, 1980) está basada en elementos sometidos a cortante en los cuales existe una armadura de barras de acero dispuesta para soportar el esfuerzo rasante por el efecto pasador. Al reforzar la discontinuidad únicamente mediante fibras no se puede tener la certeza de que las fibras estén orientadas de manera favorable para soportar de la mejor manera posible los esfuerzos a cortante. Por tal motivo, se han considerado cuatro coeficientes de orientación de las fibras: 0,2, 0,4, 0,6 y 0,8. Como ya se indicó estos valores se encuentran influenciados, principalmente, por la forma de vertido del hormigón en el molde y por la manera de compactarlo. En nuestra campaña experimental las probetas ensayadas a cortante se obtuvieron de las mitades residuales de probetas ensayadas previamente a flexión, estando las fibras dispuestas de manera favorable para soportar la tracción por flexión, pero de manera desfavorable para aguantar el esfuerzo cortante. Por tanto, se tomó como coeficiente de orientación base para este estudio de sensibilidad el valor de 0,4.

En la Figura 11.19 se ve la comparativa de los diferentes coeficientes de orientación tomados. Concluyendo que, como era esperable, cuanto mayor valor toma el coeficiente, mayor es la tensión soportada por las fibras. Para un coeficiente de orientación bajo, 0,2, la tensión residual soportada desciende bruscamente desde 0,95 a 0,24 MPa cuando el deslizamiento pasa de los 0,68 a 2,44 mm, siendo a partir de este valor cuando la rama de descarga decrece de manera uniforme, pero de forma casi plana. Para un coeficiente de 0,4, similar al que se

produjo en la campaña experimental, el descenso de tensión se produjo para un deslizamiento de 1,80 mm. En el caso 0,6 de coeficiente, dicho deslizamiento resultó de 3,15 mm. Por último, para el coeficiente de 0,8 el comportamiento esperado se mantiene constante hasta los 4 mm de desplazamiento, lo mismo que ocurrió con la fracción volumétrica del 1,15%, asemejando su comportamiento al de barras de acero correctamente dispuestas en la discontinuidad.

Figura 11.19. Gráfica tensión rasante frente a deslizamiento a cortante para diferentes coeficientes de orientación en el modelo analítico de corte-fricción

11.6.3. Interacción entre las variaciones de la fracción volumétrica y el coeficiente de orientación

Los conceptos de fracción volumétrica (V_f), o cuantía de refuerzo de fibras, y el coeficiente de orientación de las fibras (θ) se encuentran relacionados. Por este motivo se decidió representar, en un gráfico tridimensional, su afección conjunta a la sensibilidad del modelo de corte-fricción. Esta interacción entre ambos parámetros se encuentra reflejada en la Figura 11.20, donde se refleja en los ejes el deslizamiento a cortante (CSD), el coeficiente de orientación de las fibras (θ) y la tensión tangencial total en la discontinuidad (τ), según el modelo numérico desarrollado en relación a la teoría de corte-fricción (Walraven, 1980). La Figura 11.20(a) está realizada para una $V_f = 0,38\%$ (30 kg/m^3) y para variaciones de θ entre 0,2 y 0,8. La tensión rasante máxima llega hasta el valor de 1,38 MPa, viéndose cómo la tensión rasante aumenta conforme aumenta el coeficiente de orientación. Para un $\theta = 0,8$ y CSD entre 0,25 y 2,5 mm la tensión permanece constante y de valor igual al máximo que puede producirse por equilibrio de tensiones perpendiculares a la discontinuidad. La Figura 11.20(b) se realizó para $V_f = 0,64\%$ (50 kg/m^3) y los mismos valores de coeficiente de orientación que en el caso anterior. El aumento de la cuantía de fibras conlleva un aumento en la tensión rasante máxima de un 14,29%, hasta los 1,58 MPa. Además, para un $\theta = 0,8$ la

tensión máxima, desde que toma este valor, permanece constante para cualquier deslizamiento. En la Figura 11.20(c), para los mismos valores del coeficiente de orientación, pero con un aumento de fracción volumétrica hasta un 0,89% (70 kg/m^3) muestra como la tensión máxima llega hasta el valor de 1,72 MPa, un 24,51% superior al del refuerzo con 30 kg/m^3 de fibras de acero. En este caso se puede ver que, para valores de θ de 0,6 y 0,8 la tensión máxima es constante para cualquier deslizamiento, una vez se alcanzó dicho valor máximo. Por último, en la Figura 11.20(d) se muestra la superficie gráfica generada para un refuerzo de $V_f = 1,15\%$ (90 kg/m^3), frente a los mismos coeficientes de orientación que en los casos anteriores. La tensión máxima se produce para un $\theta = 0,8$ y, en este caso, llega a un valor de 1,83 MPa, aumentando un 32,99% en relación al refuerzo con $V_f = 0,38\%$. Solamente para un $\theta = 0,2$ la tensión no permanece constante tras llegar a su valor máximo y aumentar el deslizamiento a cortante.

Figura 11.20. Gráficas tensión rasante frente a deslizamiento a cortante y coeficiente de orientación de las fibras, considerando la interacción entre la fracción volumétrica y diferentes coeficientes de orientación en el modelo analítico de corte-fricción: (a) para una $V_f = 0,38\%$ (30 kg/m^3), (b) con una $V_f = 0,64\%$ (50 kg/m^3), (c) para una $V_f = 0,89\%$ (70 kg/m^3) y con una $V_f = 1,15\%$ (90 kg/m^3)

11.6.4. Variación de la tensión máxima de arrancamiento de las fibras

La tensión máxima de arrancamiento de las fibras se calculó en función de resultados experimentales y el modelo de predicción de arrancamiento de fibras de acero (Van Gysel, 2000, Laranjeira et al., 2010). La variación que puede sufrir esta variable dentro del modelo

numérico realizado se ha estimado con valores de 100, 200, 300 y 400 MPa. Debe recordarse que en el caso de las fibras de acero todas las fibras contadas en la sección de ligamento en los ensayos push-off resultaron arrancadas, no rompiéndose ninguna, lo que indica que en ningún caso se llegó a la resistencia de las fibras a tracción. Por tanto, para fibras de acero es más limitativa la condición de arrancamiento de las fibras que la propia resistencia del material. Con los valores antes indicados se realizó el gráfico de la Figura 11.21, donde se puede ver las diferencias de tensión producidas al variar la tensión máxima de arrancamiento. Para el valor inferior, de 100 MPa, se produjo una caída brusca de tensión, pasando de 1,05 a 0,34 MPa al aumentar el deslizamiento a cortante de 0,69 a 2,46 mm, punto a partir del cual la resistencia disminuye, pero con una pendiente tendiente a cero. El descenso de tensión se produce, para una tensión de 200 MPa, en el deslizamiento de 1,76 mm y para la tensión de 300 MPa a partir del deslizamiento de 2,79 mm. Con una tensión de 400 MPa el comportamiento de las fibras en la discontinuidad se asemeja, nuevamente, al de barras de acero dispuestas para soportar el esfuerzo cortante.

Figura 11.21. Gráfica tensión rasante frente a deslizamiento a cortante para diferentes tensiones máximas de arrancamiento de fibras en el modelo analítico de corte-fricción

11.6.5. Variación en el coeficiente de rozamiento

El primer factor a considerar, que forma parte de las características del hormigón, es el coeficiente de rozamiento en la discontinuidad. Las diferentes normativas (Ministerio de Fomento, 2008, American Concrete Institute, 2014) contemplan valores que pueden resultar dispersos, mientras la teoría de corte-fricción estudiada (Walraven, 1980) limita esos valores a 0,5 y 0,7, función del refuerzo, o no, en la interfaz. De esta forma se han tomado cuatro valores de rozamiento: 0,5, 0,6, 0,7 y 0,9. Con dichos valores se obtuvieron las gráficas mostradas en la Figura 11.22, en la cual se aprecia como la tensión máxima de 1,32 MPa se alcanza con cualquiera de los valores estudiados. Sin embargo, cuanto menor sea dicho coeficiente antes decrece dicha tensión. Así, con un coeficiente de 0,5 el inicio del descenso

de tensión se produce para un deslizamiento a cortante de 1,14 mm, para un coeficiente de 0,6 la caída de tensión se genera para un deslizamiento de 1,80 mm, para el coeficiente de 0,7 a un deslizamiento a cortante de 2,29 mm y, por último, para un coeficiente de 0,9 la caída de tensión se produce a 3,21 mm.

Figura 11.22. Gráfica tensión rasante frente a deslizamiento a cortante para diferentes coeficientes de rugosidad en la discontinuidad en el modelo analítico de corte-fricción

11.6.6. Variación en la resistencia a compresión del hormigón

La resistencia a compresión del hormigón está ligada a la resistencia a cortante en la fase pre-fisuración del hormigón reforzado con fibras. De esta forma se analizó el comportamiento de cuatro resistencias de hormigón: 30, 40, 50 y 60 MPa, obteniendo una tensión máxima a cortante mayor en el hormigón de mayor resistencia a compresión, según se observa en la Figura 11.23. A partir de una determinada abertura de fisura las tensiones a cortante disminuyen, siendo el hormigón con mayor resistencia a compresión el primero que comienza a perder tensión, para un deslizamiento a cortante de 1,50 mm. Para el hormigón de 50 MPa este punto sube hasta los 1,67 mm, para el de 40 MPa hasta los 1,82 y, por último, el hormigón de resistencia de 30 MPa comienza a perder su tensión máxima para un deslizamiento de 2,13 mm. Para un deslizamiento de unos 2,10 mm el comportamiento de los hormigones se invierte, siendo el de menor resistencia a compresión el que mejor tensión residual a cortante mantiene y el de mayor resistencia a compresión el que más decrece su tensión rasante.

Figura 11.23. Gráfica tensión rasante frente a deslizamiento a cortante para diferentes resistencias de proyecto de hormigón en el modelo analítico de corte-fricción

Este comportamiento, poco esperado inicialmente, donde un hormigón con mayor f_{ck} que otro soporta menos tensión rasante debe analizarse para poder afirmar que no se trata de un error. El valor de la tensión se calculó mediante la suma de los mecanismos de engranamiento de los áridos y del efecto pasador de las fibras. Las tensiones producidas por el primero de los mecanismos se ven en la Figura 11.24(a), donde se aprecia el comportamiento inverso de los hormigones a partir de un determinado deslizamiento. Por otro lado, en la Figura 11.24(b) se aprecia como el efecto pasador no produce la inversión de resistencias frente a tensión rasante, estando ordenados de menor a mayor en todo momento los hormigones en función de su resistencia a compresión.

Figura 11.24. Gráfica tensión rasante frente a deslizamiento a cortante para diferentes resistencias de proyecto de hormigón: (a) por efecto del engranamiento de áridos y (b) por el efecto pasador en las fibras

Por tanto, hay que analizar el mecanismo del engranamiento de los áridos. La tensión que produce este mecanismo se calculó conforme a la ecuación (11.2), donde el valor de σ_{pu} (límite elástico de la matriz o tensión de aplastamiento) depende directamente de la resistencia a compresión. De esta forma, para cada f_{ck} existirá una diferente tensión de aplastamiento, de valor creciente según aumenta la resistencia a compresión, como se observa en la Tabla 11.6, obtenida mediante la ecuación (11.3).

Tabla 11.6. Valores del límite elástico, o tensión de aplastamiento, de la matriz para los hormigones estudiados en el estudio de sensibilidad del modelo de corte-fricción

f_{ck} (MPa)	σ_{pu} (MPa)
30	13,24
40	15,87
50	18,27
60	20,49

Continuando el análisis conforme a la ecuación (11.2), el valor de μ (coeficiente de rozamiento árido-matriz) es constante, e igual en el estudio de sensibilidad a 0,6. De esta forma, el valor de las tensiones rasantes por el engranamiento de los áridos se reduce al valor de las áreas totales de contacto árido-matriz por unidad de superficie A_x y A_y . Para su estudio se realizó la Tabla 11.7, donde se muestran los valores de las áreas de contacto para diferentes deslizamientos (*CSD*) en función de la resistencia a compresión del hormigón. En todos los casos, a excepción del primer valor donde el deslizamiento es mínimo, las áreas de contacto son mayores en el hormigón de menor f_{ck} . Estos valores son lógicos, ya que a igualdad de tamaño y tipo de árido resulta evidente que para una misma fuerza externa la matriz cementicia de un hormigón de menor resistencia a compresión permita una mayor penetración del árido en ella, obteniéndose por tanto mayores áreas de contacto, tanto en la dirección del eje “x” como en el “y”. Esta pauta se ve gráficamente en la Figura 11.25, que muestra la penetración teórica de un árido en dos matrices cementicias de diferente resistencia a compresión.

Tabla 11.7. Valores de áreas de contacto A_x y A_y (mm^2) por unidad de superficie y tensiones tangenciales totales (MPa) obtenidas mediante el modelo numérico desarrollado, para diferentes deslizamientos a cortante (*CSD*)

<i>CSD</i>	$f_{ck} = 30$ (MPa)			$f_{ck} = 40$ (MPa)			$f_{ck} = 50$ (MPa)			$f_{ck} = 60$ (MPa)		
	A_x	A_y	τ_{total}	A_x	A_y	τ_{total}	A_x	A_y	τ_{total}	A_x	A_y	τ_{total}
0,05	0,012	0,012	0,459	0,045	0,066	1,319	0,044	0,065	1,427	0,042	0,064	1,520
0,15	0,034	0,032	0,934	0,028	0,026	0,934	0,025	0,023	0,990	0,021	0,019	0,958
0,25	0,050	0,047	1,190	0,043	0,040	1,303	0,037	0,034	1,326	0,034	0,031	1,370
0,50	0,079	0,070	1,190	0,068	0,061	1,319	0,059	0,053	1,427	0,053	0,048	1,520
1,00	0,075	0,062	1,190	0,063	0,053	1,319	0,055	0,046	1,427	0,050	0,042	1,520
1,50	0,069	0,053	1,190	0,058	0,044	1,319	0,052	0,040	1,427	0,047	0,035	1,520
2,00	0,063	0,042	1,190	0,052	0,034	1,231	0,046	0,029	1,232	0,040	0,025	1,221
2,50	0,057	0,032	1,058	0,046	0,024	1,003	0,038	0,018	0,938	0,034	0,014	0,919
3,00	0,053	0,025	0,911	0,041	0,016	0,828	0,033	0,010	0,734	0,029	0,006	0,688
3,50	0,051	0,021	0,844	0,039	0,013	0,749	0,033	0,008	0,696	0,027	0,003	0,589

Figura 11.25. Penetración de un árido en dos matrices cementicias de diferente resistencia

De esta forma, a medida que el deslizamiento a cortante aumenta, las diferencias de valores entre las áreas de contacto de un hormigón de menor y mayor f_{ck} resultan más evidentes. Esto provoca el fenómeno de que a mayor f_{ck} menor resulta la tensión rasante a partir de un determinado deslizamiento. Para aseverar esta afirmación se realizó la Tabla 11.7, en la que se muestran valores obtenidos calculados mediante el modelo numérico desarrollado.

11.6.7. Variación del tamaño máximo del árido

El último de los factores estudiados para realizar el estudio de sensibilidad del modelo numérico realizado, conforme a la teoría de corte-fricción, fue el tamaño máximo del árido. Se utilizaron tamaños máximos empleados habitualmente en la elaboración de HRFA, tomando como valores: 8, 12, 16, 20 y 40 mm. Con estos valores se obtuvo la gráfica de la Figura 11.26, donde se aprecia que el tamaño máximo del árido no interviene en el valor de la tensión máxima a rasante. Sin embargo, sucede un fenómeno parecido al mostrado por la variación de resistencia a compresión del hormigón. En este caso a mayor tamaño máximo de árido la tensión comienza a descender para mayores deslizamientos a cortante. Se afirma, por tanto, que para un tamaño máximo de 12 mm la curva descendente de tensión se produce para un deslizamiento de 1,83 mm, en tanto que si el tamaño del árido es de 40 mm ese deslizamiento sube hasta el valor de 2,26 mm. Para un deslizamiento de 2,85 mm todos los tamaños máximos de árido muestran una misma tensión residual, momento a partir del cual los áridos más pequeños mostraron una mayor tensión residual a cortante. No se debe olvidar que la tensión residual está asociada, según la teoría de corte-fricción de Walraven (Walraven, 1980), al rozamiento entre los áridos y la matriz de hormigón de ambas caras de la interfaz, siendo perfectamente posible que un mayor número de áridos de menor tamaño tengan más superficie de contacto que un menor número de áridos de mayor tamaño. En este caso, sirve igualmente de análisis el desarrollo de la explicación mostrada en el caso de variación en la resistencia a compresión del hormigón, indicada anteriormente.

Figura 11.26. Gráfica tensión rasante frente a deslizamiento a cortante para diferentes tamaños máximos de árido en el modelo analítico de corte-fricción

11.7. Conclusiones

El conocimiento de la tensión a cortante que se puede transferir a través de una fisura resulta de gran importancia para el diseño basado en la mecánica de fractura, donde las resistencias residuales a cortante podrían integrarse a lo largo de las secciones del elemento estructural sometido a cizallamiento para calcular su capacidad de carga de cizallamiento y obtener valores de cálculo.

Con el sistema de vídeo-extensometría se consiguió obtener datos precisos de desplazamiento a cortante y abertura de fisura en cada momento de los ensayos. Esto permitió relacionar dichos valores con la teoría de corte-fricción y así obtener tensiones tangenciales en la fisura y tensiones normales en la dirección perpendicular. Dichas tensiones normales fueron soportadas por las fibras de acero, lo que permitió comprobar y evaluar su comportamiento resistente.

Se desarrolló un modelo numérico, basado en la teoría de corte-fricción (Walraven, 1980) y en una investigación previa (Gálvez, 1992), que permitió obtener las tensiones desarrolladas en la interfaz de una discontinuidad mediante un programa de cálculo numérico por ordenador partiendo de diferentes variables asociadas a la citada teoría.

El modelo numérico estudiado se comparó con el comportamiento experimental del hormigón reforzado con fibras de acero, resultando ajustes válidos desde el momento en que las fibras gobiernan el estado post-fisuración de dicho hormigón. De igual forma se estudió la variación de tensiones que se produjeron en el modelo al modificar los valores de las diferentes

variables estudiadas. El modelo permitió conocer la evolución de la resistencia a cortante con la variación de los parámetros más importantes. También permitió observar que, a partir de un determinado deslizamiento a cortante, la tensión rasante es superior para un hormigón de menor resistencia característica a compresión.

**PARTE IV: HORMIGÓN REFORZADO CON
FIBRAS DE POLIOLEFINA EN FRACTURA,
MODO MIXTO**

CAPÍTULO 12. COMPORTAMIENTO EN FRACTURA EN MODO MIXTO DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE POLIOLEFINA

12.1. Introducción

Durante los últimos setenta años se ha venido demostrando, en diversas investigaciones y realizaciones la posibilidad de reforzar el hormigón mediante fibras (Zollo, 1997, Bentur and Mindess, 2014, Alberti, 2015). El uso de estas fibras dota al hormigón de una ductilidad y resistencia a tracción que no posee (Shah and Rangan, 1971, Cuenca and Serna, 2013a, Alberti et al., 2014a). Inicialmente esta técnica conocida como hormigón reforzado con fibras (HRF) utilizó fibras de acero para su refuerzo, mediante la simple adición de las fibras en la masa del hormigón durante su elaboración. De entre los tipos de fibras, destacan las poliméricas, ya que cumplen la misma función de refuerzo del hormigón, además de evitar la corrosión, disminuir el peso de la estructura y reducir la afección del uso de fibras metálicas en la maquinaria empleada para fabricar y colocar el hormigón (Wimpenny et al., 2009, Sorensen et al., 2014, Yin et al., 2015).

La inclusión de las técnicas de hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA) o de poliolefina (HRFP) en la normativa actual de cálculo de estructuras de hormigón (International Federation for Structural Concrete (fib), 2010, Ministerio de Fomento, 2008), para su uso estructural o no, ha propiciado en su entorno una amplia investigación en lo que respecta a las características resistentes del material y su posible empleo ante diferentes tipos de esfuerzos. Aunque las normas contemplan diversos tipos de fibras, el comportamiento manifestado en ellas está basado en el HRFA (Alberti et al., 2017c), por lo que es más fácil encontrar en la literatura investigadora información al respecto de este material que del HRFP, del que todavía existen algunas cuestiones que deben ser investigadas.

Aunque el comportamiento a flexión del HRFP (Alberti et al., 2017c) sea diferente al del HRFA, las normas contemplan el posible uso estructural de ambos tipos de fibra (Ministerio de Fomento, 2008, European Committee for Standardization, 2008b, European Committee for Standardization, 2008a). Es importante indicar que el uso estructural se basa en resistencias

residuales a tracción obtenidas mediante ensayos a flexión sobre vigas entalladas en tres o cuatro puntos (European Committee for Standardization, 2007). En función de estos ensayos y las resistencias obtenidas, las normas no solo consideran el carácter estructural de los HRF, sino que incluyen la formulación para calcular elementos estructurales sometidos a esfuerzos diferentes al de esos ensayos.

Es obvio que, ya que las estructuras se encuentran sometidas a diferentes combinaciones de esfuerzos y tensiones no sea solamente la resistencia por flexión la que se utilice para el cálculo de los diferentes elementos (Cuenca et al., 2015). Por este motivo, se estudió el material ante esfuerzos de cortante, desarrollado en el Capítulo 9 de esta Tesis, y, con la finalidad de dar un paso más, se estudió el HRFP en fractura en Modo mixto, es decir de flexión y cortante de manera simultánea, como se indicó en el estado del arte de esta Tesis. El motivo principal de este análisis es conocer mejor las propiedades del material y evitar las fallas de carácter frágil en las estructuras reales, empleando para ello la mecánica de la fractura.

La fractura del hormigón en Modo mixto (I+II) se lleva estudiando desde mediados de los años sesenta del siglo pasado (Romualdi and Mandel, 1964, Iosipescu, 1967), sin existir hoy en día un pensamiento unánime al respecto de su comportamiento. Con el fin de estudiar la propagación de fisuras en Modo mixto se han empleado diversas tipologías de probetas. Por tal motivo y para estudiar el comportamiento del HRFP en Modo mixto se utilizaron vigas entalladas sometidas a cargas descentradas, conforme se ve en la Figura 12.1. Este tipo de ensayos fue realizado con éxito sobre materiales de comportamiento elástico lineal (Gálvez et al., 1996) y sobre hormigón no reforzado (Gálvez et al., 1998). Entre los datos relevantes que se esperaba obtener se encuentran: el Modo de fractura (ver apartado 2.4.1), la trayectoria de la fisuración y los desplazamientos en las puntas de las entallas.

Figura 12.1. Esquema del ensayo de fractura en Modo mixto mediante flexión en tres puntos

Con el fin de estudiar el comportamiento del HRFP se llevó a cabo una campaña experimental con diferentes tipos de hormigón, longitudes de fibra, fracciones volumétricas de refuerzo y

dimensiones de probetas. Así, las probetas prismáticas de 600x150x150 mm³ fueron de hormigón sin fibras y con fracciones volumétricas de 0,33, 0,66 y 1,10% de fibras poliméricas de 60 mm de longitud. Las otras vigas utilizadas tuvieron en consideración el efecto tamaño, empleando tres tamaños como en el Capítulo 8 de esta Tesis, manteniendo su relación de tamaño con refuerzo del 1,1% de fibras de poliolefina de 48 mm de longitud.

Mediante estos ensayos se consiguió estudiar el comportamiento del HRFP en función de diferentes cuantías de fibras, tamaño de probetas y longitudes de fibras. Finalmente, se pudieron obtener las curvas de comportamiento del material en Modo mixto, la inclinación de los planos de fractura y los coeficientes de orientación a la vez que se analizó el efecto tamaño.

12.2. Ensayos de fractura en Modo mixto (I+II)

La campaña experimental llevada a cabo comprendió dos tipologías de probetas, una primera sobre hormigón compactado mediante vibrado en mesa vibratoria, con fibras de poliolefina de 60 mm de longitud y dosificaciones de 0, 3, 6 y 10 kg/m³ en probetas de 600x150x150 mm³. El segundo tipo fue un HRFP autocompactante con una dosificación de 10 kg/m³ reforzado con fibras de 48 mm de longitud. De este último tipo de hormigón se realizaron probetas de diferentes dimensiones, pero manteniendo una relación entre ellas en función de la altura. De esta forma se elaboraron tres tamaños de probetas con longitudes de 340, 675 y 1350 mm y canto de 75, 150 y 300 mm. En la Tabla 12.1 se relacionan los diferentes tipos de HRFP empleados en la campaña experimental, junto con el número de probetas ensayadas, la fracción volumétrica de fibras y las dimensiones de las probetas.

Tabla 12.1. Tipología de los hormigones empleados en los ensayos en Modo mixto, número de probetas analizadas, dimensiones de las mismas y fracción volumétrica de fibras

HORMIGÓN	Longitud (mm)	Ancho (mm)	Altura (mm)	Probetas ensayadas (nº)	Fracción volumétrica (%)
HV0	600	150	150	2	---
HVP3	600	150	150	1	0,33
HVP6	600	150	150	2	0,66
HVP10	600	150	150	2	1,10
HACP10	1350	50	75	3	1,10
HACP10	675	50	150	5	1,10
HACP10	340	50	300	3	1,10

La variación respecto a las longitudes de fibra, las diferentes fracciones volumétricas empleadas y los tamaños de probetas permitió realizar un amplio análisis en lo que se refiere a la influencia de las fibras como elemento de refuerzo en el hormigón. Otro aspecto que se estudió fue la diferencia de comportamiento entre elementos de distintos espesores y dimensiones generales. En este punto, la orientación de las fibras, por el efecto pared en las probetas de pequeño espesor, resultó un factor muy importante.

12.2.1. Materiales empleados y elaboración de los HRF

Como ya se ha dicho, se utilizaron fibras rectas de poliolefina SikaFiber® con longitudes de 48 y 60 mm y acabado superficial rugoso. Las características de las fibras se encuentran recogidas en la Tabla 6.3 y su aspecto visual se muestra en la Figura 8.2. Los materiales para fabricar el hormigón son los indicados en el Capítulo 6 de la presente Tesis. De cualquier forma, se indica en la Tabla 12.2 la dosificación empleada para esta campaña experimental.

Tabla 12.2. Dosificación de los hormigones (kg/m^3) empleados en los ensayos en Modo mixto

HORMIGÓN	HV0	HVP3	HVP6	HVP10	HACP10
Cemento 52,5	375	375	375	375	375
Agua	187,5	187,5	187,5	187,5	187,5
a/c	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Arena	916	916	916	916	918
Gravilla	300	300	300	300	245
Grava	450	450	450	450	367
Filler calizo	100	100	100	100	200
Superplastificante	2,8	2,8	2,8	3,1	4,7
Superplastificante (% cemento)	0,75	0,75	0,75	0,82	1,25
PF48	---	---	---	---	10,0
PF60	---	3,0	6,0	10,0	---
Facción volumétrica (%)	---	0,33	0,66	1,10	1,10
Compactación	Vibrado	Vibrado	Vibrado	Vibrado	AutoComp

12.2.2. Procedimiento de ensayo

Para la realización de los ensayos de fractura en Modo mixto se empleó la disposición de ensayo asimétrico mostrada en la Figura 12.1. Como se puede ver en dicha figura, la situación de los apoyos y la carga es singular en comparación con cualquier tipo de ensayo estandarizado. Al estudiar diferentes tamaños de probetas, sus dimensiones se encontraron relacionadas tomando como base la altura de la probeta. Todas las probetas fueron entalladas con una máquina de corte de baja velocidad con disco de diamante refrigerado por agua. Este proceso siempre es importante realizarlo meticulosamente, pero además en esta ocasión tuvo que llevarse a cabo de forma especialmente delicada en las probetas de 1350 mm de longitud y tan solo 50 mm de espesor. La altura de la entalla fue, en todos los casos, la mitad de la de la probeta, siendo su espesor de 4 mm.

Se procedió a medir las dimensiones reales de las probetas y marcar sobre ellas la disposición de los dos apoyos y del cilindro de carga. Igualmente se pintó con un patrón de puntos monocromo, aleatoriamente dispuesto (Hoult et al., 2013), las zonas de las caras de las entallas donde se previó la aparición y desarrollo de las fisuras, concretamente entre la punta de la entalla y la posición de la carga.

Los ensayos se realizaron en una máquina Instron® 8803 servocontrolada de 500 kN de capacidad máxima, con célula de carga DynacellTM de 25 kN para poder obtener datos de manera más precisa. Con el fin de medir el desplazamiento del pistón de la máquina se dispusieron dos transformadores diferenciales de variación lineal (LVDT), uno a cada lado de la probeta. En las puntas de la entalla se dispuso un transductor para medir la abertura de fisura (CMOD) con un rango de 8 mm. Para finalizar, con el fin de complementar las

mediciones tradicionales, se dispusieron dos cámaras de alta definición de cinco megapíxeles, que monitorizaron la zona de posible fisuración en ambas caras de las probetas. Para poder sincronizar los datos obtenidos en la máquina de ensayos con la grabación esta se realizó con una relación de una imagen por segundo. La Figura 12.2 muestra una probeta preparada para su ensayo y la Figura 12.3 una probeta tras ser ensayada.

Figura 12.2. Probeta preparada para su ensayo de fractura en Modo mixto

Las probetas se colocaron sobre los cilindros de apoyo, se aplicó el rodillo de carga y se instalaron los CMOD y LVDT. La nivelación y verticalidad de las probetas se aseguró mediante un nivel láser. Posteriormente, se colocaron y enfocaron las cámaras de alta definición del sistema de vídeo-extensometría. Con el fin de asegurar una correcta y constante iluminación de las probetas se dispusieron sendos focos en ambas caras de las mismas durante la completa duración de los ensayos.

Durante los ensayos la máquina fue controlada por desplazamiento del actuador. Se programaron dos velocidades del mismo: 0,0425 mm/min hasta un descenso de 0,6 mm para posteriormente aumentar la velocidad a 0,17 mm/min. Esta velocidad permitió capturar la aparición de la fisura durante el primer paso, creciendo y llegando al colapso en el segundo.

Figura 12.3. Probeta ensayada a Modo mixto

Con todo ello, los datos obtenidos fueron: tiempo, carga, desplazamiento del actuador, abertura de entalla, flecha en la probeta y vídeos de la forma en que se generan y desarrollan las fisuras.

12.3. Resultados y discusión

Para presentar los resultados y realizar el análisis y discusión de los mismos se decidió dividir en tres partes este estudio: la primera, analiza la influencia de la cuantía de fibras en el hormigón según los ensayos de fractura realizados. La segunda, toma en consideración la antes mencionada cuantía, pero en función del conteo de fibras en la sección resistente. Y la última considera el efecto tamaño de las probetas.

12.3.1. Influencia de la fracción volumétrica en los ensayos de fractura

Con los datos obtenidos durante los ensayos se han obtenido las curvas de fuerza-abertura de fisura y fuerza-flecha. Además, para poder comparar los diferentes hormigones en términos de resistencia se empleó la ecuación (12.1), resistencia (R) en la fibra extrema de la sección sobre la entalla. Ésta se obtuvo estableciendo el equilibrio de fuerzas en dicha fibra tomando como base las dimensiones de la Figura 12.1.

$$R = \frac{24 \cdot F}{5 \cdot b \cdot h} \quad (12.1)$$

En esta ecuación (12.1), F es la fuerza aplicada (N), b el ancho de la probeta (mm) y h el canto de la misma, también en mm.

En la Tabla 12.3 se muestran los resultados medios de las probetas de hormigón reforzado ensayadas a fractura en Modo mixto, junto a sus correspondientes coeficientes de variación. Se han indicado los valores de resistencias para los mismos valores de abertura de entalla como si de ensayos tradicionales de tracción por flexión se tratase (European Committee for Standardization, 2007), es decir, para CMOD de 0,5, 1,5, 2,5 y 3,5 mm. Igualmente se ha

calculado el porcentaje que suponen esas resistencias en relación a la mostrada en el límite de proporcionalidad. Para diferenciar las probetas de tipo HACP10 se las denominó según su tamaño: grande, mediano y pequeño.

Tabla 12.3. Resultados de resistencias residuales (MPa) en los hormigones reforzados sometidos a ensayos de Modo mixto, junto con sus coeficientes de variación (%) y porcentaje en relación a la resistencia en el límite de proporcionalidad

HORMIGÓN	Tamaño	f_{LOP}	f_{R1}	% f_{LOP}	f_{R2}	% f_{LOP}	f_{R3}	% f_{LOP}	f_{R4}	% f_{LOP}
HVP3 (MPa)	Único	3,43	1,49	43	0,40	12	0,40	12	0,44	13
c.v. (%)		---	---		---		---		---	
HVP6 (Mpa)	Único	3,88	2,02	52	1,11	29	1,26	32	1,38	36
c.v. (%)		1,62	17,03		43,80		51,58		52,65	
HVP10 (Mpa)	Único	3,75	2,27	61	2,53	67	3,00	80	3,33	89
c.v. (%)		3,94	15,99		17,40		16,44		17,81	
HACP10 (Mpa)	Grande	3,60	1,96	54	1,79	50	2,06	57	2,24	62
c.v. (%)		4,30	4,20		7,84		6,11		5,42	
HACP10 (Mpa)	Mediano	3,62	1,41	39	1,62	45	1,84	51	1,94	54
c.v. (%)		10,20	26,69		33,47		32,61		33,28	
HACP10 (Mpa)	Pequeño	3,87	1,27	33	1,41	36	1,71	44	1,96	51
c.v. (%)		7,56	27,13		21,39		16,33		15,32	

Es importante hacer notar la diferencia de los ensayos estándar (European Committee for Standardization, 2007) en relación a los de fractura en Modo mixto. En los primeros el CMOD mide abertura de fisura en desplazamientos horizontales, en tanto que en Modo I+II la abertura tiene también una componente vertical, por lo que el CMOD registró el aumento de distancia entre puntas de entalla como dimensión en dos direcciones. Esta componente vertical se puede considerar despreciable en los primeros instantes de aparición de fisuras, aunque puede resultar muy útil su estudio en un futuro, mediante vídeo-extensometría.

En lo que respecta al hormigón de referencia, del cual se ensayaron dos probetas, se muestra su curva de resistencia frente a abertura de CMOD en la Figura 12.4 (nótese que este CMOD está representado sólo hasta 0,20 mm, por lo que no se puede comparar esta gráfica directamente con las de los HRFP). En la gráfica se puede ver un comportamiento lineal hasta el punto de máxima resistencia conforme con el módulo de elasticidad o deformación de la matriz de hormigón, tras el cual se produce una rama de descarga hasta el colapso de las probetas en el entorno de un CMOD de hasta 0,17 mm. Este comportamiento fue el esperado para un hormigón sin reforzar. Además, se puede observar que el valor de máxima resistencia es muy similar al de la resistencia a tracción indirecta, según lo expresado en la Tabla 6.4, $f_{ct} = 3,9$ MPa.

Figura 12.4. Gráfica resistencia – CMOD para el hormigón de referencia, sin fibras, sometido a ensayos de Modo mixto

Los resultados de los ensayos sobre probetas del mismo tamaño con hormigones reforzados con 3, 6 y 10 kg/m³ de fibras de poliolefina de 60 mm de longitud, se observan mediante sus gráficas de comportamiento resistencia – CMOD (valores medios) indicadas en la Figura 12.5. Aquí se aprecia la tenacidad y la variación de resistencia residual que aportan las fibras tras la fisuración. Todas las probetas superaron los 5 mm de CMOD y sus flechas superaron los 9 mm. Tras la rama lineal inicial de carga se produce una rama de descarga para, posteriormente y en función de la cantidad de fibras de cada hormigón, mantener o incluso aumentar la resistencia mínima.

Figura 12.5. Gráfica resistencia – CMOD para los HV con las mismas dimensiones de probeta, sometidos a ensayos de Modo mixto

Los HACP10 mostraron el comportamiento que se observa en la Figura 12.6. Estos hormigones, con igual cuantía de fibras de poliolefina de 48 mm de longitud, se diferenciaban en las dimensiones de las probetas. Por tanto, en la Figura 12.6, que muestra la relación entre resistencia y CMOD, encontrándose representados los valores medios de cada tamaño de probeta, junto con la media global de todas ellas. Todas las probetas superaron el valor de CMOD de 5 mm durante los ensayos y las resistencias residuales aumentaron con el tamaño de la probeta. Al igual que los hormigones reforzados con fibras, vibrados, tras la rama lineal de carga inicial y el punto de inflexión correspondiente al límite de proporcionalidad se produce una caída de resistencia. Tras esta caída se observó otro punto de inflexión, mínimo, a partir del cual las resistencias residuales aumentaron de valor.

Figura 12.6. Gráfica resistencia – CMOD para el HACP10 con diferentes dimensiones de probetas, sometido a ensayos de fractura en Modo mixto

Si observamos las Figuras 12.5 y 12.6 se puede afirmar que para los ensayos de fractura en Modo mixto el comportamiento del hormigón hasta su fisuración no está influenciado por las fibras de poliolefina. Estas no producen ningún efecto apreciable sobre la rama lineal de carga, por lo que se concluye que en esta etapa del ensayo es la matriz de hormigón la que gobierna el comportamiento del HRF. Tras llegar al límite de proporcionalidad, momento en el que se produce la variación de inercia en el hormigón por la fisuración, todas las resistencias de los HRF disminuyen hasta la completa entrada en carga de las fibras, donde se produce un punto de inflexión para que las resistencias residuales aumenten debido a la acción de las fibras. Es en esta rama donde se muestra claramente la aportación, en función de la cantidad de fibras del hormigón y el número de fibras en la sección resistente. De esta forma, los HRF con mayor fracción volumétrica de fibras muestran mayores resistencias residuales. Lo mismo sucede en probetas de mayores dimensiones, con un número teórico de fibras mayor en la sección resistente y mayor brazo de palanca de las fibras en relación al punto de aplicación de la carga.

El comportamiento mostrado por los diferentes tipos de HRF ensayados a fractura en Modo mixto fue similar al expresado en la literatura de investigación respecto del comportamiento de dichos hormigones en fractura, en Modo I o resistencia a la tracción por flexión (Alberti et al., 2017c). Para observar este comportamiento se desarrolló la Figura 12.7, que muestra una comparativa entre los mismos tipos de HRF ensayados a flexión y Modo mixto. La Figura 12.7(a) representa el hormigón con una fracción volumétrica de 0,66% y la Figura 12.7(b) con un 1,1%, siempre de fibras de poliolefina. Los hormigones ensayados a fractura en Modo I indicados como VCC eran vibrados, en tanto que los SCC fueron autocompactantes. El número indica la cantidad de fibras, en kg/m^3 .

Figura 12.7. Gráficas comparativas del comportamiento de HRFP a Modo I (Alberti et al., 2017c) y Modo mixto (valores medios): (a) con 6 kg/m³ de fibras y (b) con 10 kg/m³ de fibras

Observando la Figura 12.7(a) se ve que el comportamiento del hormigón HVP6 es igual a Modo mixto y Modo I en la rampa de carga, hasta el límite de proporcionalidad, y tras este durante la fase de descarga. En la rama de recarga posterior, el HRFP sometido a fractura en Modo mixto obtiene valores de carga residual inferiores al ensayado a Modo I, aunque la pendiente en ambos casos es similar. Algo similar ocurre en la rama final de descarga, en la que se ve la similitud o paralelismo entre las curvas. La flecha final fue mayor en los ensayos a fractura en Modo I.

Con una mayor fracción volumétrica en el hormigón (1,1%) se estudiaron, ante los dos Modos de fractura, los HRFP. La gráfica 12.7(b) es la que muestra sus correspondientes comportamientos. Los hormigones mantienen una rama inicial de carga muy similar. La primera rama de descarga muestra que el HVP10 frente al ensayo de fractura en Modo mixto ve reducida en menor medida su capacidad de carga. En este Modo se ve que la capacidad de carga con esta cuantía de fibras resulta superior al de Modo I. Sin embargo, la segunda rama de descarga presenta mayor inclinación y pérdida de carga.

12.3.2. Inclinación de los planos de fractura

Un aspecto que no puede pasar desapercibido al estudiar ensayos de fractura en Modo mixto es la diferencia que se produce en las trayectorias de la fisuración con respecto a los ensayos en Modo I. Estos últimos, donde la carga se sitúa sobre la entalla, son más conocidos y utilizados. Por ello se estima suficiente recordar que las fisuras se generen en la punta de la entalla y se propagan según una directriz prácticamente vertical hasta el punto de apoyo de la carga.

Sin embargo, en los ensayos en Modo mixto la aplicación de la carga y la entalla no se encuentran en la misma dirección vertical. Por tal motivo resultó de interés el estudio de la

dirección con la que se generaron y desarrollaron las fisuras al estudiar la fractura del material.

Para conseguir mostrar los valores de inclinación de las fisuras, en una superficie de discontinuidad irregular, se procedió a digitalizar los perfiles reales con la fractura en cada cara de las probetas. Empleando el método de compensación de áreas se logró trazar un plano de inclinación para cada probeta con su correspondiente ángulo de inclinación.

Estos planos sirvieron igualmente para obtener el coeficiente de orientación. El área de influencia del efecto pared corresponde a la proyección de la mitad de la longitud de la fibra sobre el plano de fractura. Las fibras se contaron sobre las superficies reales de fractura y posteriormente se superpusieron sobre los planos de fractura.

La Figura 12.8 muestra la inclinación de los planos de fractura de todas las probetas ensayadas, incluidas las de hormigón sin reforzar. La Figura 12.8(a) se refiere a los HV, en tanto que la Figura 12.8(b) muestra los HACP10. En todo caso se observa que los ángulos de inclinación oscilaron entre los 42° y 60° con la horizontal, con valores medios del entorno de 53°.

Figura 12.8. Inclinación de los planos de fractura de los HRFs sometidos a ensayos de Modo mixto: (a) HV y (b) HACP10

En el HACP10 se aprecia, según la Figura 12.8(b), una ligera tendencia a aumentar la inclinación del plano de fractura con el tamaño de la probeta. Las probetas pequeñas tuvieron una inclinación media de 46°, las medianas 53° y las grandes 52°. El porqué de esta inclinación diferente no resulta obvio, por lo que se estima conveniente realizar en un futuro más ensayos. Como resumen de resultados, se incluye la Tabla 12.4 donde se indican las inclinaciones medias, junto con su correspondiente coeficiente de variación, para cada tipo de hormigón estudiado a Modo mixto.

Tabla 12.4. Inclinação media de los planos de fractura y su coeficiente de variación, entre paréntesis, agrupada por tipo de hormigón

Hormigón	Inclinación media (°)	Hormigón	Inclinación media (°)
HV0	57,5 (0,02)	HACP10 Pequeña	46,7 (0,03)
HVP3*	52,0 (---)	HACP10 Mediana	53,2 (0,03)
HVP6	49,0 (0,04)	HACP10 Grande	52,0 (0,04)
HVP10	59,5 (0,01)	HACP10 Media	51,1 (0,05)
HVP Media	54,9 (0,05)		

* Una sola probeta

12.3.3. Conteo de fibras y factor de orientación

La orientación y distribución de fibras en elementos de HRF juegan un papel importante en lo que se refiere a sus propiedades (Grünewald, 2012). Las fibras tienden a orientarse en función de la dirección del flujo de vertido, aunque en ese proceso de orientación pueda suceder que la fibra rote hasta disponerse nuevamente orientada en la dirección del flujo (Martinie and Roussel, 2011). Otros factores a considerar en la orientación de fibras son la forma de compactación y el efecto pared (Alberti et al., 2017a).

Además de conocer la distribución de fibras es importante determinar el número de éstas en la sección de discontinuidad y en el plano de la entalla. Así, El coeficiente de orientación (θ) se define como la relación entre el número real de fibras en una determinada sección (n) y su correspondiente valor teórico (th), conforme a la ecuación (3.5). Para llegar a conocer el factor de orientación es necesario contar las fibras reales que existen en el plano de fractura. Para ello resulta muy útil dividir el plano de discontinuidad con una malla y contar las fibras de cada parte de la malla (Gettu et al., 2005).

Por todo ello, se dividieron las superficies de fractura en superficies más pequeñas donde se contaron las fibras. En los ensayos de fractura en Modo mixto el plano de fractura no resultó vertical, por lo que hubo que realizar igualmente una equivalencia entre las fibras existentes en el plano de fractura y en el vertical de la entalla. Además, en el mallado de la superficie de fractura se indicaron las zonas de efecto pared para su análisis. En la Figura 12.9 se muestran dos probetas de diferentes dimensiones ((a) probeta de ancho 150 mm y (b) probeta de ancho 50 mm) con la malla marcada sobre la superficie de fisuración preparadas para contar las fibras existentes.

Figura 12.9. Probetas ensayadas a Modo mixto con la malla dibujada para el conteo de fibras: (a) probeta de ancho 150 mm y (b) probeta de ancho 50 mm

Las fibras existentes en la sección de fisuración presentaron tres tipologías: fibras rotas, en las que se produjo el fallo de la fibra por tracción, fibras arrancadas, donde el fallo se produce por una deficiente adherencia con la matriz, y las mal situadas, las que se mostraron en posición paralela al plano de fractura y de las que no se puede considerar su colaboración resistente.

Debido al diferente efecto pared según la tipología de las probetas, se dividió el presente estudio en: probetas de dimensiones $600 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$, realizadas con HV, y el resto de probetas de 50 mm de ancho, con HACP10. De esta manera se presentan los resultados obtenidos.

En la Figura 12.10(a) se muestra un esquema de la sección vertical por la entalla de una probeta realizada con HV. La Figura 12.10(b) es una proyección vertical del plano de fractura de la misma probeta. Sobre estos esquemas se pueden ver las diferentes zonas estudiadas: zona central libre de efecto pared (B), dos zonas con efecto pared sencillo (A y D) y la última zona de efecto pared doble (C). Los coeficientes de orientación de las fibras se obtuvieron para la semisección de fractura y también para la sección transversal completa de la probeta.

Figura 12.10. Secciones estudiadas para la obtención del coeficiente de orientación de fibras sobre probetas de HV de 150x150 mm² de sección: (a) plano vertical por la entalla y (b) proyección del plano de fractura. EP es efecto pared y $l_f = 60$ mm

Según los esquemas mostrados en la Figura 12.10, utilizando la ecuación (3.5), se obtuvieron los diferentes coeficientes de orientación de fibras que se indican en la Tabla 12.5. En dicha Tabla 12.5 se indican los valores para las semisecciones superiores vertical y de fractura junto con los valores de la sección completa obtenidos gracias al conteo de fibras en la entalla. Estos coeficientes se relacionan igualmente en la Figura 12.11 en comparación a coeficientes de orientación de referencia (Alberti et al., 2017a).

Tabla 12.5. Coeficientes de orientación en las probetas de HVP sometidas a ensayos de Modo mixto

		HORMIGÓN					
		HVP3 p1	HVP6 p1	HVP6 p2	HVP10 p1	HVP10 p2	Media
Coeficientes θ en el plano vertical							
	Semisección, Zona A	0,667	0,639	0,556	0,770	0,590	0,644
	Semisección, Zona B	0,444	0,404	0,759	0,677	0,521	0,561
	Semisección, Zona C	0,750	0,444	0,556	1,400	0,867	0,803
	Semisección, Zona D	0,286	0,214	0,769	0,696	0,826	0,558
	Semisección, Zonas A, B, C y D	0,521	0,459	0,678	0,765	0,606	0,606
	Sección completa, Zonas A	0,611	0,548	0,500	0,721	0,590	0,594
	Sección completa, Zonas B	0,556	0,518	0,776	0,706	0,503	0,612
	Sección completa, Zonas C	0,556	0,444	0,778	1,033	0,533	0,669
	Sección completa, Zonas D	0,308	0,481	0,808	0,652	0,622	0,574
	Sección completa, Zonas A, B, C y D	0,544	0,518	0,691	0,730	0,547	0,606
Coeficientes θ en el plano de fractura							
	Semisección, Zona A	0,783	0,423	0,578	0,597	0,500	0,576
	Semisección, Zona B	0,206	0,160	0,612	0,527	0,400	0,381
	Semisección, Zona C	0,333	0,462	0,364	0,556	1,059	0,555
	Semisección, Zona D	1,625	0,600	0,412	0,815	0,741	0,838
	Semisección, Zonas A, B, C y D	0,570	0,319	0,557	0,586	0,523	0,511

Figura 12.11. Coeficientes de orientación (θ) en la sección completa vertical, obtenidos en los ensayos a Modo mixto sobre HVP, en comparación con los de referencia (θ_R). EP representa el efecto pared y l_f es la longitud de la fibra (60 mm)

En el caso de las probetas ensayadas a Modo mixto realizadas con hormigón HACP10, su esquema seccional para estudiar el coeficiente de orientación de fibras se muestra en la Figura 12.12. De manera análoga la Figura 12.12(a) es una sección por un plano vertical sobre la entalla, en tanto que la Figura 12.12(b) es la proyección vertical del plano de fractura. En este caso, las zonas estudiadas han sido cuatro: zona central libre de efecto pared (B), dos zonas con efecto pared sencillo (A y D) y la última zona de efecto pared doble (C). Los coeficientes de orientación de las fibras se obtuvieron para la semisección de fractura y también para la sección transversal completa de la probeta. Los coeficientes obtenidos se indican en la Tabla 12.6.

Figura 12.12. Secciones estudiadas para la obtención del coeficiente de orientación de fibras sobre probetas de HACP10 con secciones de altura variable (D): (a) plano vertical por la entalla y (b) proyección del plano de fractura. EP es efecto pared y $l_f = 48$ mm

Tabla 12.6. Coeficientes de orientación en las probetas de HACPI0 sometidas a ensayos de Modo mixto

	PROBETA										MEDIA		
	Peq1	Peq2	Peq3	Med1	Med2	Med3	Med4	Med5	Gra1	Gra2	Gra3	Gra4	Total
Coefficientes θ en el plano vertical													
Semisección, Zona A	0,333	0,333	0,500	0,583	0,545	0,818	0,400	0,636	0,727	1,300	0,700	0,636	0,609
Semisección, Zona B	0,667	0,429	0,333	0,208	0,217	0,348	0,375	0,636	0,567	0,518	0,540	0,464	0,452
Semisección, Zona C	0,200	0,400	0,300	0,600	0,600	0,700	0,300	1,200	0,300	0,300	1,000	0,300	0,485
Semisección, Zona D	1,200	0,400	0,000	0,450	0,286	0,316	0,400	0,550	0,490	0,529	0,708	0,580	0,504
Semisección, Zonas A, B, C y D	0,506	0,382	0,332	0,405	0,350	0,475	0,376	0,694	0,531	0,570	0,658	0,512	0,478
Sección completa, Zonas A	0,417	0,520	0,640	0,565	0,571	0,909	0,636	0,682	0,864	0,952	0,700	0,381	0,641
Sección completa, Zonas B	0,692	0,500	0,538	0,306	0,261	0,500	0,617	0,723	0,496	0,463	0,543	0,455	0,516
Sección completa, Zonas C	0,368	0,368	0,421	0,579	0,474	0,789	0,421	0,842	0,474	0,421	1,053	0,684	0,555
Sección completa, Zonas D	1,000	0,273	0,100	0,500	0,225	0,317	0,475	0,500	0,470	0,450	0,720	0,540	0,469
Sección completa, Zonas A, B, C y D	0,544	0,435	0,475	0,451	0,334	0,555	0,547	0,664	0,516	0,495	0,668	0,500	0,513
Coefficientes θ en el plano de fractura													
Semisección, Zona A	0,063	0,375	0,526	0,571	0,692	0,462	0,200	0,643	---	0,917	0,308	0,571	0,478
Semisección, Zona B	0,500	1,000	0,200	0,233	0,321	0,444	0,593	0,500	---	0,530	0,545	0,500	0,503
Semisección, Zona C	0,667	0,308	0,071	0,250	0,818	0,500	0,462	0,667	---	0,182	0,692	0,538	0,453
Semisección, Zona D	0,429	0,286	0,625	0,680	0,120	0,435	0,593	0,400	---	0,344	0,453	0,364	0,426
Semisección, Zonas A, B, C y D	0,363	0,412	0,310	0,324	0,371	0,384	0,407	0,454	---	0,462	0,500	0,455	0,407

De manera análoga a lo realizado con el HVP, se incluye la Figura 12.13 donde se comparan los coeficientes de orientación obtenidos en los ensayos (θ) en relación a los de referencia (θ_R) (Alberti et al., 2017a).

Figura 12.13. Coeficientes de orientación (θ) en la sección completa vertical, obtenidos en los ensayos a Modo mixto sobre HACP10, en comparación con los de referencia (θ_R). EP representa el efecto pared, D la altura de la probeta y l_f es la longitud de la fibra (48 mm)

Analizando los resultados mostrados en las Tablas 12.4 y 12.5, se aprecia una reducción del coeficiente de orientación de las fibras en el plano de fractura, en comparación con el vertical. Puesto que las inclinaciones de los planos de fractura oscilan, de media, entre 51° para el HACP10 y 55° para el HVP, se puede concluir que el coeficiente de orientación disminuye un 15% y un 16% respectivamente en relación a los dos planos estudiados.

Igualmente, se calculó el coeficiente de orientación global de las fibras en toda la sección de las probetas. Este resultó ser de 0,606 en el caso del HVP y de 0,513 en el caso del HACP10. Promediando estos dos valores se obtuvo un valor de 0,560, muy cercano al indicado en la literatura científica de 0,570 (Alberti et al., 2017a). Por tanto, la disminución del coeficiente de orientación de las fibras en el HACP10 puede estar influenciado por un cambio en las propiedades del flujo de hormigonado provocado por el menor espesor de las probetas.

12.3.4. Efecto tamaño en la fractura a Modo mixto

Se denomina efecto tamaño, o efecto escala, al fenómeno por el cual la resistencia nominal de un elemento de hormigón disminuye según aumenta su tamaño (Bazant and Planas, 1997b). Este efecto fue tratado en el Capítulo 8 de la presente Tesis, por lo que solo se menciona aquí que la mayoría de los elementos de hormigón reforzado tienen un tamaño medio, donde su respuesta está caracterizada por un comportamiento no lineal (Bazant, 1984).

El presente estudio se ha focalizado sobre probetas de tres dimensiones diferentes, pero que guardan proporción dimensional en relación a su altura. Todas las probetas fueron elaboradas de manera meticulosa para conseguir eliminar cualquier tipo de defecto y poder tratar el efecto tamaño desde su comportamiento a fractura. Para la realización del análisis de

resultados se han tomado en consideración las resistencias residuales, mostradas en la Tabla 12.3, junto con los resultados obtenidos en el estudio de la orientación de las fibras, indicadas en la Tabla 12.6.

En las Figuras 12.14(a), (b), (c) y (d) se representan los valores de resistencias, en el límite de proporcionalidad, la mínima tras la primera rama de descarga (f_{MIN}) y las f_{R1} y f_{R3} para un COMD de 0,5 y 2,5 mm, respectivamente en relación al canto o altura de las probeta. Con esta Figura 12.14 se observa que su f_{LOP} , cuya influencia está asociada a la resistencia de la matriz de hormigón, disminuyó conforme aumentó el tamaño de la probeta. Sin embargo, las otras tres resistencias residuales, asociadas a la contribución de las fibras, crecieron en relación al tamaño de las probetas.

Figura 12.14. Gráficas de resistencia frente a altura de las probetas en los ensayos de Modo mixto: (a) en el límite de proporcionalidad, (b) tras la primera caída de carga (f_{MIN}), (c) para un CMOD de 0,5 mm (f_{R1}) y (d) para un CMOD de 2,5 mm (f_{R3})

Otra forma de analizar el efecto tamaño en el HACPI0 es mediante la relación entre las tensiones residuales y el número de fibras de la sección de fractura. En las Figuras 12.15(a) y (b) se aprecia este efecto. De tal forma, este efecto resulta ser gradual, ya que en probetas pequeñas se obtienen ajustes lineales con un menor coeficiente, mientras que en las probetas grandes el coeficiente es mayor. De aquí se deduce que la posición de las fibras en la probeta y el tamaño de ésta son valores importantes en el proceso de fractura.

Figura 12.15. Representación gráfica de la relación entre resistencias residuales y número de fibras contadas en la sección resistente en los ensayos de Modo mixto: (a) f_{R1} y (b) f_{R3}

En un análisis inicial, las resistencias residuales aumentan conforme aumenta el tamaño de las probetas, como se ve en la Figura 12.14, pero no se puede aseverar que estos resultados representen el efecto tamaño en el HRFPP.

Además, la Figura 12.16 relaciona las resistencias residuales con el coeficiente de orientación para cada tamaño de probeta. Las Figuras 12.16(a) y (b) muestran diferentes pendientes en los ajustes lineales para cada tamaño de probeta, resultando la de mayor pendiente la correspondiente a las probetas pequeñas. En el caso de las Figuras 12.16(c) y (d), correspondientes a fases avanzadas de los ensayos, se muestra una semejanza entre los valores de las pendientes de los ajustes de los tres tamaños de probetas.

La Figura 12.15 muestra las resistencias f_{R1} y f_{R3} en función del número de fibras contado en las superficies de fractura de las probetas ensayadas, para los tres tamaños de probeta. Lógicamente, el número de fibras aumenta a medida que el tamaño de la probeta es mayor. Sin embargo, si se extienden las rectas de ajuste para cada tamaño de probeta, se observa que para un mismo valor del número de fibras (en el caso de la Figura 12.15, 45 fibras) se identifica un claro efecto de tamaño en el comportamiento en fractura de las probetas.

Figura 12.16. Gráficas de relación entre las resistencias residuales y el coeficiente de orientación de las fibras en los ensayos de Modo mixto: (a) para f_{MIN} , (b) en f_{RI} , (c) en f_{R3} y (d) resistencia máxima de carga remanente (f_{REM})

En la Figura 12.14(a) se ve que la resistencia en el límite de proporcionalidad para probetas grandes es de 3,60 MPa, en tanto que en las probetas pequeñas se incrementa hasta 3,87 MPa, tal como se ve en el resumen de la Figura 12.17(a). Esto supone un incremento de un 7,5%. Los valores resultaron previsibles, conforme a investigaciones previas (Beygi et al., 2014, Karamloo et al., 2016).

Tanto en los HVP, como en el HAC10 las resistencias residuales son proporcionales al contenido de fibras. Si se estudia el efecto tamaño, el aumento de resistencia se ve asociado a la mayor sección resistente, por tanto al mayor tamaño de la probeta. Lo mismo se deduce al ver la Figura 12.17(b), que muestra el valor de 0,0065 fibras/mm², en tanto que este valor asciende un 15% para las probetas grandes (0,0075 fibras/mm²). Por último, viendo la Figura 12.17(c) se observa un coeficiente de orientación en las probetas pequeñas de 0,361, que

aumenta hasta 0,472 en el caso de las probetas grandes. Esto supone un incremento de un 31%.

Figura 12.17. Gráficas comparativas resumen de los tres tamaños de probeta empleados en los ensayos a Modo mixto para analizar el efecto tamaño: (a) resistencia en f_{Lop} , (b) cantidad de fibras por unidad de superficie y (c) coeficiente de orientación

Analizando los coeficientes de orientación de las secciones completas se indica que su valor en las probetas pequeñas es de 0,485, mientras que para las grandes es de 0,545 (aumento del 12%). Estas variaciones ponen de manifiesto la existencia de un fenómeno reológico relacionado con el flujo de hormigón y su incidencia en el efecto tamaño. Así, en el caso de las probetas como las ensayadas, con un espesor reducido en relación a sus otras dimensiones, el flujo de vertido del HAC juega un papel importante facilitando la orientación de las fibras en la dirección longitudinal para las probetas de mayor tamaño. La Figura 12.16 muestra los valores obtenidos de coeficiente de orientación en relación a las tensiones f_{MIN} , f_{R1} , f_{R3} y f_{REM} para cada tamaño de probeta. Se puede observar que las probetas de mayor tamaño presentan un mayor coeficiente de orientación, lo que conlleva una mayor resistencia. La Figura 12.17 (b) muestra estos valores, así como la cantidad de fibras por unidad de superficie, en la superficie de fractura.

De tal forma, se puede concluir que sería necesario un mayor número de ensayos para obtener un resultado concluyente que permita desacoplar el efecto de tamaño, intrínseco al hormigón, de la mejora de la orientación de las fibras por el tamaño de la probeta al evaluar el efecto de tamaño de la probeta en los valores de f_{MIN} , f_{R1} , f_{R3} y f_{REM} . No obstante, de acuerdo a la Figura 12.15 se aprecia un claro efecto de tamaño y su influencia en las resistencias f_{R1} y f_{R3} .

12.4. Conclusiones

Se emplearon hormigones reforzados con fibras de poliolefina variando las dimensiones de las probetas y los tipos y fracciones volumétricas de fibras. Esto permitió comparar el comportamiento de los HRFP en función de dichos factores. El estudio de la fractura en Modo mixto se ha podido realizar satisfactoriamente conforme a los ensayos desarrollados.

El aumento de la energía de fractura y ductilidad que aportan las fibras al hormigón sometido a fractura en Modo I y Modo mixto es un factor de seguridad para el empleo de estos hormigones en aplicaciones estructurales. Las flechas alcanzadas por las probetas de HRFP fueron hasta 38 veces superiores a las obtenidas por el hormigón sin reforzar.

Los ensayos de fractura en Modo mixto mostraron concordancia en relación al comportamiento del material en Modo I, en ambos casos la resistencia hasta el límite de proporcionalidad se asoció a la matriz de hormigón en tanto que las resistencias posteriores a ese límite se encuentran gobernadas por las fibras, aumentando dichas resistencias residuales en función de la cuantía de fibras.

En el hormigón reforzado con fibras autocompactante se muestra una ligera relación entre el ángulo de inclinación del plano de fractura con el tamaño de las probetas, el ángulo aumenta su inclinación cuando la probeta aumenta su tamaño. Como se indicó previamente, esta relación no resulta clara en su totalidad, por lo que cabe decir que sería necesario realizar un mayor número de ensayos a este respecto.

El coeficiente de orientación de las fibras y la cantidad de fibras por unidad de superficie tienden a aumentar con el tamaño de la probeta. De igual forma, dicho coeficiente disminuye conforme aumenta la inclinación del plano de fractura.

Se comparó el valor del coeficiente de orientación en un plano vertical por la entalla con el expresado por la literatura científica. Las diferencias de valores pueden deberse a la relación ancho-alto de la probeta que inciden en la variación de las propiedades reológicas del flujo del hormigón.

Se observó que el efecto de tamaño mostrado por las probetas en los ensayos de fractura en Modo mixto responde a dos aspectos diferenciales. La f_{LOP} está gobernada por la matriz de hormigón y muestra un claro efecto de tamaño. Las tensiones post-fisuración están afectadas por el número de fibras en la sección y su orientación, por lo que para apreciar el efecto de tamaño es necesario desacoplar el propio efecto de tamaño y el fenómeno de orientación y número de fibras en la sección de fractura. En todo caso, los resultados obtenidos permiten concluir que el HRF sometido a fractura en Modo mixto muestra un claro efecto tamaño.

PARTE V: CONSIDERACIONES FINALES

CAPÍTULO 13. CONCLUSIONES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DEL HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS FRENTE A CORTANTE

El hormigón reforzado con fibras (HRF) es, hoy en día, un material perfectamente empleable en estructuras reales. La capacidad resistente de este material para soportar tracciones por flexión quedado ampliamente constatada en la literatura científica, siendo la forma en la que las normativas de cálculo de hormigón estructural toman en consideración sus capacidades resistentes para su posible uso estructural. Los refuerzos realizados mediante fibras de poliolefina igualmente demostraron su capacidad estructural, pudiendo ser una solución que mejora la durabilidad de las fibras de acero, ya que no sufren de efectos de corrosión en ambientes agresivos.

En este trabajo, partiendo del conocimiento de las características resistentes a tracción por flexión de hormigones previamente estudiados, se ha analizado el comportamiento de los mismos hormigones ante esfuerzo de tracción directa, cortante y la combinación de flexión y cortante. Esta aportación facilitará un mejor entendimiento del material, lo que influirá en un mayor aprovechamiento estructural del mismo.

Los objetivos de la Tesis, indicados en el Capítulo 1 del presente documento, se consideran alcanzados. Como consecuencia, las conclusiones globales obtenidas en el presente trabajo se relacionan, a continuación, de forma ordenada con respecto a los objetivos.

13.1. Análisis del comportamiento a cortante del hormigón reforzado con fibras

En la campaña experimental se adoptó el ensayo “push-off” y se desarrollaron ensayos que han proporcionado resultados relevantes. Especial reseña debe hacerse respecto al empleo de técnicas de vídeo-extensometría (VE). Las probetas de los ensayos se obtuvieron de las

mitades restantes de ensayos previos a flexión en tres puntos. La combinación de resultados de tracción por flexión y cortante en la misma pieza de hormigón permitió un análisis más completo del comportamiento mecánico del material, al incorporar el esfuerzo de cortante. Como punto de partida se disponía del conocimiento de las principales propiedades del hormigón y los valores de resistencias residuales.

Se ha comprobado que el valor de la resistencia máxima a cortante está gobernado por las propiedades de la matriz en el hormigón reforzado con fibras de poliolefina (HRFP). Por el contrario, cuando se emplean fibras de acero la máxima resistencia a cortante está gobernada por estas fibras. Los valores de las tensiones residuales están vinculados a la dosificación de las fibras. Por lo tanto, puede concluirse que las resistencias residuales a cortante se rigen por la cuantía de fibras.

El comportamiento del HRF bajo tensiones de cortante mostró que en los procesos de fractura aumentó la ductilidad del hormigón. Las probetas “push-off” permitieron un deslizamiento a cortante importante, con valores de hasta 6 mm.

Además, los resultados de los ensayos “push-off” permitieron realizar la comparación de los valores de resistencia a cortante del HRF, teóricos y experimentales, obtenidos mediante la aplicación de la formulación del CM-2010 y la EHE-08. Tal comparación proporcionó resultados significativos. Los resultados de los ensayos mostraron que, para deslizamientos a cortante de 0,5 mm, los valores de las normas son significativamente conservadores. Por el contrario, si el deslizamiento a cortante llegaba a valores cercanos a los 2,5 mm los valores de resistencia a cortante de las normas superaban a los resultados experimentales, aunque ambos valores fueron muy cercanos.

Los ensayos tipo push-off han demostrado la capacidad resistente a cortante que puede desarrollar el refuerzo del hormigón mediante fibras, a la par que se demostró la mejora de ductilidad en el hormigón, lo que redunda en una mejora en la seguridad estructural. La resistencia al arrancamiento de las fibras y su capacidad ante el efecto pasador conlleva una importante capacidad residual de carga ante esfuerzos de cortante.

13.2. Sustitución del armado tradicional de cercos o estribos

Los resultados de los ensayos “push-off” sobre HRF han permitido obtener valores de resistencia a cortante que podrían utilizarse para el diseño estructural, favoreciendo la sustitución de los tradicionales refuerzos mediante estribos o cercos por la inclusión de fibras en el hormigón.

Se analizaron 190 ensayos a flexión, realizados conforme a la norma EN-14651, obteniéndose la relación entre cuantía de refuerzo mediante fibras o la fracción volumétrica de refuerzo en relación a las resistencias residuales f_{R1} y f_{R3} . Estas resistencias residuales son las indicadas por el MC-2010 y la EHE-08 para considerar la contribución estructural de las fibras, a la vez que para calcular el valor de dicha contribución.

Se ha desarrollado una herramienta analítica, basada en formulación de la EHE-08, que permite obtener resultados comparativos entre cargas mayoradas en una estructura y su

repercusión en términos de cuantía de refuerzo, precios de materiales, mano de obra y tiempo de realización del armado. Se emplearon dos tipologías estructurales y dos condiciones de carga para cada una de ellas. De cada tipo y condición de carga se estudiaron dos longitudes diferentes, asociadas a secciones acordes a dicha longitud. Las cargas fueron incrementadas paulatinamente en intervalos de porcentajes del 5%, desde valores pequeños, asociados a edificación, hasta valores de carga importantes. La herramienta analítica, así desarrollada, podría ser empleada para el estudio de diferentes estructuras, tipos de carga, longitudes y secciones.

El comportamiento del refuerzo, tanto en hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA) como en HRFP, mostró cómo las fibras pueden sustituir en cierta medida a la armadura longitudinal para soportar esfuerzos flectores. Además, estas fibras pueden sustituir y llegar a eliminar a la armadura de cercos, lo que supone sobre todo un ahorro en términos de tiempo para ejecutar la estructura.

Resulta evidente que cuantías elevadas de refuerzo de fibras (50 ó 70 kg/m³) muestran un menor tiempo de ejecución, pero por el contrario aumentan el peso y el coste de la estructura hasta niveles similares a los del HA. Una moderada cuantía de fibras de acero (20 ó 35 kg/m³) es más apropiada para obtener un equilibrio entre coste y reducción de tiempo.

Las fibras de poliolefina han demostrado una reducción del peso de la estructura frente al HA y al HRFA, dotando al hormigón del refuerzo estructural requerido. En términos de refuerzo a cortante y ahorro de tiempo es más aconsejable el refuerzo con una cuantía de fibras de poliolefina que cumpla con la limitación de cuantías de la EHE-08 y evite totalmente el uso de cercos.

El ahorro de tiempo, y por ende de mano de obra, supone una mejora en la realización de la estructura, ya que conlleva aparejada una notable reducción de posibles errores humanos, a la vez que reduce la peligrosidad durante su ejecución.

13.3. Hormigón reforzado con fibras a cortante conforme a la teoría de corte-fricción

El sistema de vídeo-extensometría permitió la medición de los desplazamientos relativos en la superficie del ligamento agrietado en las probetas durante los ensayos de “push-off”. Esto permitió el estudio de la cinemática del proceso de agrietamiento. Con estas mediciones de VE se llevó a cabo una comparación del comportamiento a cortante del HRF con la teoría de corte-fricción. Fue posible concluir que la relación entre el deslizamiento a cortante y la abertura de fisura dependía de la matriz de hormigón y de la cuantía de fibras. Para un mismo deslizamiento a cortante la abertura de fisura es menor si el hormigón tiene mayor resistencia a compresión. Si la cantidad de fibras es mayor, para un mismo deslizamiento a cortante, las aberturas de fisura son menores.

El conocimiento de la tensión a cortante que se puede transferir a través de una fisura resulta de gran importancia para el diseño basado en la mecánica de fractura, donde las resistencias residuales a cortante pueden integrarse a lo largo de las secciones del elemento estructural sometido a cizallamiento, y calcular su capacidad de carga de cizallamiento y los valores de cálculo.

Se desarrolló un modelo numérico, basado en la teoría de corte-fricción (Walraven, 1980) y en una investigación previa (Gálvez, 1992), que permitió obtener las tensiones desarrolladas en la interfaz de una discontinuidad mediante un programa de cálculo. El programa incluye las principales variables que gobiernan el comportamiento a cortante del HRFA: resistencia a compresión del hormigón, tamaño máximo del árido, coeficiente de rozamiento del hormigón, diámetro de las fibras, fracción volumétrica de refuerzo, coeficiente de orientación de las fibras y tensión de arrancamiento de las fibras de acero.

El modelo numérico estudiado se comparó con el comportamiento experimental del hormigón reforzado con fibras de acero, resultando ajustes válidos desde el momento en que las fibras gobiernan el estado post-fisuración de dicho hormigón. Además, se incluyó un análisis de sensibilidad del modelo al modificar los valores de las diferentes variables estudiadas. Un dato relevante resultó que, a partir de un determinado deslizamiento a cortante, la tensión rasante es superior para un hormigón de menor resistencia característica a compresión que para otro de mayor resistencia a compresión.

13.4. Patrones de fisuración del hormigón reforzado con fibras frente a esfuerzos de cortante

El análisis de los procesos de fisuración por medio de VE permitió la correlación del proceso de iniciación y crecimiento de grietas con la tensión de cortante. Mediante el uso de VE se pudieron generar mapas de deformación para cada instante del ensayo. Por lo tanto, se identificaron los mecanismos de fractura. La aparición de la fisura en la punta de las entallas siguió una dirección inclinada hacia la punta de la entalla opuesta en los ensayos de “push-off”. Las grietas superior e inferior se unieron en la dirección del esfuerzo cortante durante el desarrollo de los ensayos. Los patrones de fisuración mostraron que había una zona central de las entallas en las que se produjeron grietas secundarias debidas a la flexión. Estas grietas se cerraron conforme avanzaron los ensayos.

Además, cabe señalar que el uso de la técnica de VE permitió la evaluación de todos estos patrones de fisuración y reveló la aparición de las fisuras por medio del software de análisis antes de que fueran visibles, proporcionando información significativa. Además, las imágenes permanecerán grabadas para futuras investigaciones y servirán como una herramienta significativamente útil para la investigación del hormigón o materiales casi-frágiles.

13.5. Comportamiento del hormigón reforzado con fibras de poliolefina a tracción directa, estudio del efecto tamaño en los ensayos de fractura en Modo mixto

13.5.1. Comportamiento a tracción directa

El refuerzo del hormigón mediante fibras de poliolefina consigue que el hormigón no colapse tras la rotura de la matriz, manteniendo su integridad. Los valores de máxima carga a tracción se encuentran asociados a las propiedades de la matriz del hormigón, en tanto la carga post-fisuración es dependiente de la cuantía y tipo de fibras.

La falta de normativa para la realización de los ensayos de tracción directa complica la comparación con otro tipo de ensayos realizados sobre HRF. Este ensayo requiere dedicar bastante tiempo a la preparación de las probetas, a la correcta unión con las cazoletas y al desarrollo meticuloso del proceso de ensayo. Gracias a las técnicas de VE se han obtenido valores de desplazamiento comparables a los obtenidos por medio de extensómetros tradicionales. Este sistema permitió analizar los giros sufridos por las probetas en los ensayos de tracción directa, además de generar los patrones de fisuración en los ensayos de HRF a tracción directa.

En el hipotético caso de poder emplear fibras largas de poliolefina dispuestas no aleatoriamente, sino en una determinada orientación, los resultados resistentes mejorarían de manera significativa. Sin embargo, no es un método de refuerzo de hormigón que sea fácilmente utilizable en la construcción real con hormigón ejecutado in-situ.

Se ha podido validar el uso de la técnica de vídeo-extensometría como una técnica precisa para la determinación de medidas de desplazamientos en los ensayos.

13.5.2. Efecto tamaño

En los ensayos para el estudio del efecto tamaño se comprobó que la resistencia en el límite de proporcionalidad está gobernada por las propiedades de la matriz de hormigón, mientras que las resistencias residuales post-fisuración resultan controladas por las fibras, en el sentido que la sección resistente con el mayor número de fibras por unidad de superficie presenta la mayor resistencia.

Se observó un importante incremento de energía de fractura después del nacimiento de la fisura en todas las probetas ensayadas, debido a la energía absorbida por la deformación de las fibras. Esta particularidad mostró el comportamiento dúctil del hormigón reforzado con fibras de poliolefina.

Se observó que, en el límite de proporcionalidad, las probetas con una menor sección de fractura mostraron valores de resistencia superior a las de mayor dimensión. Como los valores

de ese límite de proporcionalidad están gobernados por la matriz cementicia, los resultados concuerdan con la teoría clásica de efecto tamaño para hormigón sin reforzar.

En el caso de las resistencias residuales, desacoplar la resistencia y la orientación y número de fibras por unidad de superficie permitió concluir que el efecto tamaño existió, mostrando su menor valor de resistencia residual en probetas mayores, pero con similar número de fibras en la sección resistente. Esta conclusión puede ayudar al lector a examinar los resultados y conclusiones de investigaciones previas de otros autores en relación al efecto tamaño en hormigón reforzado con fibras.

La técnica de vídeo-extensometría mostró que las fisuras se generaron en la zona superior de las entallas y que se desarrollaron hacia arriba siguiendo una trayectoria curva.

13.5.3. Comportamiento a Modo mixto

Se emplearon hormigones reforzados con fibras de poliolefina variando las dimensiones de las probetas y los tipos y fracciones volumétricas de fibras para la realización de los ensayos de fractura en Modo mixto.

La energía consumida en la fractura y la ductilidad que aportan las fibras al hormigón es un factor de seguridad para el empleo de estos hormigones en aplicaciones estructurales. Los desplazamientos producidos en los ensayos fueron hasta 38 veces superiores en el hormigón reforzado que en el no reforzado. Además, los ensayos de fractura en Modo mixto mostraron concordancia en relación al comportamiento del material en Modo I, presentando una rama de carga lineal, un descenso hasta una resistencia mínima y una rama de recarga residual.

Se ha constatado que el coeficiente de orientación de las fibras y la cantidad de fibras por unidad de superficie tienden a aumentar en relación al tamaño de la probeta. En este trabajo esta circunstancia se atribuye al efecto que tiene el pequeño espesor de las probetas, en relación a sus otras dimensiones, que facilita una mejor orientación de las fibras en las probetas grandes cuando se emplea hormigón autocompactante.

Se observó que el efecto tamaño en Modo mixto afecta a la resistencia de la matriz del hormigón. Se produjo una disminución de carga en el límite de proporcionalidad y en las resistencias residuales según aumentó el tamaño de la probeta.

CAPÍTULO 14. TRABAJOS FUTUROS

Las conclusiones generales han mostrado el excelente comportamiento del hormigón reforzado con fibras (HRF) sometido a esfuerzos de tracción directa, cortante y fractura en Modo mixto. Los importantes desplazamientos a cortante han demostrado la capacidad resistente del material con aberturas de fisura significativas a la vez que constataron el aumento de ductilidad del hormigón, lo que conlleva su empleo más seguro en elementos estructurales.

Sin embargo, en el contexto actual el empleo del hormigón reforzado con fibras como material estructural cuenta aún con lagunas que deben considerarse de cara a tener un mayor conocimiento del material compuesto. Partiendo del conocimiento de las propiedades del HRF sería importante ajustar la formulación facilitada por las normas de cálculo en relación a los diferentes tipos de esfuerzos a los que se someterá al material estructural. De igual forma, la formulación indicada por dichas regulaciones debería estudiarse para tomar en consideración el diferente comportamiento que muestra el refuerzo mediante fibras de acero y poliolefina, además de la tipología de esfuerzos a los que se somete la estructura.

La combinación de fibras de acero y poliolefina como refuerzo del hormigón ante esfuerzo cortante debe ser igualmente tratada y analizada, de forma que se puedan emplear diferentes combinaciones de fibras para poder lograr una combinación óptima ante dichos esfuerzos, aprovechando las sinergias que plantea el uso de esta mezcla de fibras.

El estudio del empleo de fibras de poliolefina frente a las de acero tiene potencial de crecimiento, debido a las mejoras que supone cuando hablamos de entornos ambientales de posible corrosión para el hormigón. Este aspecto resulta muy interesante cuando se indican aplicaciones relacionadas con elementos en los que el agua puede jugar un factor importante en la durabilidad estructural, como es el caso de canalizaciones, presas y diques. Este análisis conllevaría un estudio del HRF ante posible penetración de agua y ciclos de hielo-deshielo.

Se ha estudiado el comportamiento del HRF en elementos de edificación a flexión, concluyendo que el refuerzo mediante fibras es capaz de soportar los esfuerzos de cortante sin necesidad de emplear armadura de cercos. Por ello, un posible trabajo futuro puede ser el estudio de piezas de hormigón en regiones D, como en ménsulas cortas, donde el esfuerzo

cortante es importante y en las que el uso del material compuesto podría simplificar el armado complicado de estos elementos.

Igualmente, tras mostrarse el comportamiento del hormigón reforzado con fibras de acero conforme a la teoría de corte-fricción, sería de interés el estudio del refuerzo mediante fibras de poliolefina en relación a la citada teoría.

El análisis de la fisuración del HRF es otro punto a considerar en una futura línea de investigación. La grabación con cámaras de alta definición de los ensayos de efecto tamaño y de fractura en Modo mixto del presente trabajo abre la posibilidad para realizar un estudio pormenorizado sobre las formas en que un mismo material se fisura frente a diferentes sollicitaciones. Un caso a considerar es el indicado en el Capítulo 12, dedicado a los ensayos de fractura en Modo mixto, con el fin de lograr medir de manera precisa la distancia vertical y horizontal entre puntas de entalla durante el ensayo.

El empleo de técnicas de medición por grabación de vídeo y su análisis posterior abre un abanico de posibilidades para lograr un mejor estudio del comportamiento de los materiales. Por tal motivo debe ser tenida en consideración y analizada la posibilidad de mejorar la relación entre ensayos sobre materiales estructurales y su evaluación de comportamiento conforme a técnicas visuales. Además de trabajos de laboratorio sobre probetas se podrían observar estructuras reales y comparar sus comportamientos.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- ABBAS, A.-A. 2013. The effect of steel fiber on some mechanical properties of self compacting concrete. *American Journal of civil engineering*, 1, 102-110.
- ALAM, S., LOUKILI, A., GRONDIN, F. & ROZIÈRE, E. 2015. Use of the digital image correlation and acoustic emission technique to study the effect of structural size on cracking of reinforced concrete. *Engineering Fracture mechanics*, 143, 17-31.
- ALANI, A. & ABOUTALEBI, M. 2013. Mechanical properties of fibre reinforced concrete-a comparative experimental study. *International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering*, 7, 646-651.
- ALANI, A. M. & BECKETT, D. 2013. Mechanical properties of a large scale synthetic fibre reinforced concrete ground slab. *Construction and Building Materials*, 41, 335-344.
- ALBERTI, M. G. 2013. Respuesta mecánica de un hormigón autocompactante reforzado con fibras de poliolefina. *Madrid: TFM, ETSICCP Universidad Politécnica de Madrid*.
- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A. & GÁLVEZ, J. C. 2014a. On the mechanical properties and fracture behavior of polyolefin fiber-reinforced self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 55, 274-288.
- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A., GÁLVEZ, J. C., CÁNOVAS, M. F. & OSORIO, I. R. 2014b. Polyolefin fiber-reinforced concrete enhanced with steel-hooked fibers in low proportions. *Materials & Design*, 60, 57-65.
- ALBERTI, M. G. 2015. *Polyolefin Fiber-Reinforced Concrete: From Material Behavior to Numerical and Design Considerations*. Ph. D. Thesis, Technical University Madrid, Spain.
- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A., GALVEZ, J. C. & FERRERAS, A. 2015a. "Pull-out" de fibras de poliolefina: influencia de la inclinación y la longitud embebida en la resistencia al arrancamiento.
- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A. & GÁLVEZ, J. C. 2015b. Comparison between polyolefin fibre reinforced vibrated conventional concrete and self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 85, 182-194.
- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A. & GÁLVEZ, J. C. 2015c. Improving the Reinforcement of Polyolefin Fiber Reinforced Concrete for Infrastructure Applications. *Fibers*, 3, 504-522.
- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A. & GÁLVEZ, J. C. Assessment of the tensile strength of polyolefin fibre-reinforced concrete. PRO116 FRC: The modern Landscape, Proceedings of the 9TH Rilem International Symposium on fiber reinforced concrete, BEFIP 2016, 2016a. RILEM, 27-38.
- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A. & GÁLVEZ, J. C. 2016b. Fracture mechanics of polyolefin fibre reinforced concrete: Study of the influence of the concrete properties, casting procedures, the fibre length and specimen size. *Engineering Fracture Mechanics*, 154, 225-244.
- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A. & GÁLVEZ, J. C. 2016c. Polyolefin-based fibres and combination with steel fibres: seeking a more sustainable structural concrete. *II International Conference on Concrete Sustainability ICCS 16*. Madrid.

- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A., GÁLVEZ, J. C. & AGRAWAL, V. 2016d. Fibre distribution and orientation of macro-synthetic polyolefin fibre reinforced concrete elements. *Construction and Building Materials*, 122, 505-517.
- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A., GÁLVEZ, J. C. & AGRAWAL, V. 2016e. Reliability of polyolefin fibre reinforced concrete beyond laboratory sizes and construction procedures. *Composite Structures*, 140, 506-524.
- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A., GÁLVEZ, J. C. & FERRERAS, A. 2016f. Pull-out behaviour and interface critical parameters of polyolefin fibres embedded in mortar and self-compacting concrete matrixes. *Construction and Building Materials*, 112, 607-622.
- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A. & GÁLVEZ, J. C. 2017a. On the prediction of the orientation factor and fibre distribution of steel and macro-synthetic fibres for fibre-reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, 77, 29-48.
- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A., GÁLVEZ, J. C. & PINILLOS, L. 2017b. Structural Cast-in-Place Application of Polyolefin Fiber-Reinforced Concrete in a Water Pipeline Supporting Elements. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, 8, 05017002.
- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A., GÁLVEZ, J. C. & REYES, E. 2017c. Numerical modelling of the fracture of polyolefin fibre reinforced concrete by using a cohesive fracture approach. *Composites Part B: Engineering*, 111, 200-210.
- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A., GÁLVEZ, J. C. & ÁLVAREZ, C. 2017d. Restraining brittleness in polyolefin fibre reinforced concrete: advanced properties by means of a modest concrete matrix. *Informes de la Construcción*.
- ALBERTI, M., ENFEDAQUE, A. & GÁLVEZ, J. 2018. A review on the assessment and prediction of the orientation and distribution of fibres for concrete. *Composites Part B: Engineering*, 151, 274-290.
- ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A., GÁLVEZ, J. C. & ÁLVAREZ, C. 2019. Using Polyolefin Fibers with Moderate-Strength Concrete Matrix to Improve Ductility. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 31, 04019170.
- ALBERTI, M., ENFEDAQUE, A., GÁLVEZ, J. & CORTEZ, A. 2020. Optimisation of fibre reinforcement with a combination strategy and through the use of self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 235, 117289.
- ALI, M., MAJUMDAR, A. & RAYMENT, D. 1972. Carbon fibre reinforcement of cement. *Cement and Concrete Research*, 2, 201-212.
- ALMEIDA FILHO, F., BARRAGÁN, B. E., CASAS, J. & EL DEBS, A. L. H. 2010. Hardened properties of self-compacting concrete—A statistical approach. *Construction and Building Materials*, 24, 1608-1615.
- ALTOUBAT, S., YAZDANBAKHS, A. & RIEDER, K.-A. 2009. Shear behavior of macro-synthetic fiber-reinforced concrete beams without stirrups. *ACI Materials Journal*, 106, 381.
- ALTUN, F., HAKTANIR, T. & ARI, K. 2007. Effects of steel fiber addition on mechanical properties of concrete and RC beams. *Construction and Building Materials*, 21, 654-661.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI) 2008. *544.3R-08: Guide for Specifying, Proportioning, and Production of Fiber-Reinforced Concrete*, Farmington Hills, MI, USA, American Concrete Institute.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE 2009. *544.1R-96: State Of The Art Report on Fiber Reinforced Concrete*, Farmington Hills, MI, USA, American Concrete Institute (ACI).

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE 2014. *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary*, American Concrete Institute (ACI).
- AOUDE, H., BELGHITI, M., COOK, W. D. & MITCHELL, D. 2012. Response of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams with and without Stirrups. *ACI Structural Journal*, 109.
- ASTM 2007. Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading); ASTM C 1609/C 1609M-07. West Conshohocken, PA, USA.
- AVESTON, J., COOPER, G. A. & KELLY, A. 1971. *Single and Multiple Fracture. The properties of fibre composites*, London, UK, IPC Science & Technology Press Ltd.
- BADOUX, J. C. & HULSBOS, C. Horizontal shear connection in composite concrete beams under repeated loads. *Journal Proceedings*, 1967. 811-819.
- BAEZA, F. J. 2011. *Función de percepción de la deformación en matrices cementicias conductoras mediante adición de fibras de carbono*. Ph. D. Thesis, Universitat d'Alacant-Universidad de Alicante, Spain.
- BANTHIA, N. & GUPTA, R. 2006. Influence of polypropylene fiber geometry on plastic shrinkage cracking in concrete. *Cement and Concrete Research*, 36, 1263-1267.
- BANTHIA, N., MAJDZADEH, F., WU, J. & BINDIGANAVILE, V. 2014. Fiber synergy in Hybrid Fiber Reinforced Concrete (HyFRC) in flexure and direct shear. *Cement and Concrete Composites*, 48, 91-97.
- BARRAGÁN, B. 2002. *Failure and toughness of steel fiber reinforced concrete under tension and shear*, Ph. D. Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain.
- BARRAGÁN, B., GETTU, R., AGULLO, L. & ZERBINO, R. 2006. Shear failure of steel fiber-reinforced concrete based on push-off tests. *ACI materials journal*, 103, 251.
- BARROS, J. & FIGUEIRAS, J. 1999. Flexural behavior of SFRC: testing and modeling. *Journal of materials in civil engineering*, 11, 331-339.
- BARROS, J. & SENA CRUZ, J. 2001. Fracture energy of steel fiber-reinforced concrete. *Mechanics of Composite Materials and Structures*, 8, 29-45.
- BAUMANN, T. & RÜSCH, H. 1970. *Schubversuche mit indirekter Krafteinleitung: versuche zum studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens*, W. Ernst.
- BAZANT, Z. P. 1980. Slip-dilatancy model for cracked RC. *ASCE J Struct Div*, 106, 1947-1966.
- BAZANT, Z. P. & GAMBAROVA, P. 1980. Rough cracks in reinforced concrete. *ASCE J Struct Div*, 106, 819-842.
- BAZANT, Z. P. & OH, B. H. 1983. Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et construction*, 16, 155-177.
- BAZANT, Z. P. 1984. Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal. *Journal of engineering mechanics*, 110, 518-535.
- BAZANT, Z. P. & GAMBAROVA, P. G. 1984. Crack shear in concrete: crack band microplane model. *Journal of Structural Engineering*, 110, 2015-2035.
- BAZANT, Z. P., OŽBOLT, J. & ELIGEHAUSEN, R. 1994. Fracture size effect: review of evidence for concrete structures. *Journal of structural engineering*, 120, 2377-2398.
- BAZANT, Z. & PLANAS, J. 1997a. *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*, CRC press.
- BAZANT, Z. P. & PLANAS, J. 1997b. *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*, CRC press.

- BAZANT, Z. P. 1998. Size effect in tensile and compression fracture of concrete structures: Computational modeling and design. *AEDIFICATIO Publishers, Fracture Mechanics of Concrete Structures*, 3, 1905-1922.
- BECK, A. & KAUFMANN, W. 2018. Paradigms of Shear in Structural Concrete-Review and Experimental Verification. *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*. Springer.
- BEHFARNIA, K. & BEHRAVAN, A. 2014. Application of high performance polypropylene fibers in concrete lining of water tunnels. *Materials & Design*, 55, 274-279.
- BENCARDINO, F. 2013. Mechanical parameters and post-cracking behaviour of HPFRC according to three-point and four-point bending test. *Advances in Civil Engineering*, 2013.
- BENTUR, A. & MINDESS, S. 2014. *Fibre reinforced cementitious composites*, CRC Press.
- BERARD, A. 1874. Improvement in artificial Stone. Patent No. US Patent No. 157,903.
- BERMEJO, E. 2009. *Dosificación, propiedades y durabilidad en hormigón autocompactante para edificación*. Universidad Politécnica de Madrid.
- BERNARD, E. 2004. Durability of cracked fibre reinforced shotcrete. *Shotcrete: more engineering developments*. CRC Press.
- BERNARD, E. S. 2009. Design of fibre reinforced shotcrete linings with macro-synthetic fibres.
- BERTOLINI, L., BOLZONI, F., PASTORE, T. & PEDEFERRI, P. 2004. Effectiveness of a conductive cementitious mortar anode for cathodic protection of steel in concrete. *Cement and Concrete Research*, 34, 681-694.
- BEYGI, M. H., KAZEMI, M. T., AMIRI, J. V., NIKBIN, I. M., RABBANIFAR, S. & RAHMANI, E. 2014. Evaluation of the effect of maximum aggregate size on fracture behavior of self compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 55, 202-211.
- BOULEKBACHE, B., HAMRAT, M., CHEMROUK, M. & AMZIANE, S. 2010. Flowability of fibre-reinforced concrete and its effect on the mechanical properties of the material. *Construction and Building Materials*, 24, 1664-1671.
- BRANDT, A. M. 2008. Fibre reinforced cement-based (FRC) composites after over 40 years of development in building and civil engineering. *Composite structures*, 86, 3-9.
- BROMS, B. B. 1964. Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 90, 27-64.
- BURATTI, N., FERRACUTI, B. & SAVOIA, M. 2013. Concrete crack reduction in tunnel linings by steel fibre-reinforced concretes. *Construction and Building Materials*, 44, 249-259.
- CABO, A. D., LÁZARO, C. & ROS, P. S. 2003. Construcción de la JCHYPAR, una lámina delgada de hormigón reforzado con fibras de acero, en el oceanográfico de Valencia. *Hormigón y acero*, 228, 177-186.
- CALAVERA RUIZ, J. 2002. Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación: unidireccionales y sin vigas-hormigón, metálicos y mixtos.
- CARBALLOSA DE MIGUEL, P. & PACIOS ALVAREZ, A. 2011. Diseño optimizado de un hormigón autocompactante reforzado con fibra de polipropileno con función estructural, para el empleo en rehabilitación.
- CARPINTERI, A. & SPAGNOLI, A. 2004. A fractal analysis of size effect on fatigue crack growth. *International journal of fatigue*, 26, 125-133.
- CAVALARO, S. H. P., LÓPEZ, R., TORRENTS, J. M. & AGUADO, A. 2015. Improved assessment of fibre content and orientation with inductive method in SFRC. *Materials and Structures*, 48, 1859-1873.

- CEB 1985a. Concrete to concrete friction. Justification note. Lausanne.
- CEB 1985b. Cracking and Deformations. Lausanne.
- CEB 1991. "Interface behaviour". Chapter nº 5 of Bulletin d'information nº 210. Lausanne.
- CHOPIN, D., FRANCY, O., LEBOURGEOIS, S. & ROUGEAU, P. Creep and shrinkage of heat-cured self-compacting concrete (SCC). 3rd International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, Iceland, 2003. 672-683.
- CIFUENTES, H. 2010. Análisis del comportamiento en fractura y del efecto de borde en hormigones de altas prestaciones reforzados con fibras de polipropileno. Ph. D. Thesis, Universidad de Sevilla, Spain.
- CINTRON, R. & SAOUMA, V. 2008. Strain measurements with the digital image correlation system Vic-2D. *System*, 106, 2D.
- CLARK, A. P. Diagonal tension in reinforced concrete beams. *Journal Proceedings*, 1951. 145-156.
- COLLINS, M. P. & MITCHELL, D. Rational Approach to Shear Design--The 1984 Canadian Code Provisions. *Journal Proceedings*, 1986. 925-933.
- CONFORTI, A., MINELLI, F. & PLIZZARI, G. A. 2013. Wide-shallow beams with and without steel fibres: a peculiar behaviour in shear and flexure. *Composites Part B: Engineering*, 51, 282-290.
- CONFORTI, A., MINELLI, F., TININI, A. & PLIZZARI, G. A. 2015. Influence of polypropylene fibre reinforcement and width-to-effective depth ratio in wide-shallow beams. *Engineering Structures*, 88, 12-21.
- CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RISERCHE 2006. *Guide for the Design and Construction of Fibre-Reinforced Concrete Structures*, Rome, Italy, Consiglio Nazionale delle Ricerche,.
- CUENCA, E. & SERNA, P. 2010. Shear behavior of Self-Compacting concrete and Fiber-Reinforced concrete push-off specimens. *Design, Production and Placement of Self-Consolidating Concrete*. Springer.
- CUENCA, E. 2012. *On shear behavior of structural elements made of steel fiber reinforced concrete*. Springer.
- CUENCA, E. & SERNA, P. 2013a. Failure modes and shear design of prestressed hollow core slabs made of fiber-reinforced concrete. *Composites Part B: Engineering*, 45, 952-964.
- CUENCA, E. & SERNA, P. 2013b. Shear behavior of prestressed precast beams made of self-compacting fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 45, 145-156.
- CUENCA, E., ECHEGARAY-OVIEDO, J. & SERNA, P. 2015. Influence of concrete matrix and type of fiber on the shear behavior of self-compacting fiber reinforced concrete beams. *Composites Part B: Engineering*, 75, 135-147.
- CYPE INGENIEROS, S. A. 2019. *Generador de precios para Spain* [Online]. Alicante, Spain: Cype Ingenieros, S.A. [Accessed 16 de octubre 2019].
- DARDARE, J. 1970. *Etude des contraintes de cisaillement-glissement dans les éléments composites soumis à la flexion: Untersuchung der Schub-und Scherspannungen in zusammengesetzten Betonteilen unter Biegebeanspruchung*, CERIB.
- DBV 1992. Technologie des Stahlfaser-betons und Stahlfaserpfit.
- DE LA FUENTE, A., PUJADAS, P., BLANCO, A. & AGUADO, A. 2012. Experiences in Barcelona with the use of fibres in segmental linings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 27, 60-71.

- DE LA FUENTE, A., ESCARIZ, R. C., DE FIGUEIREDO, A. D. & AGUADO, A. 2013. Design of macro-synthetic fibre reinforced concrete pipes. *Construction and Building Materials*, 43, 523-532.
- DE WILDER, K., LAVA, P., DEBRUYNE, D., WANG, Y., DE ROECK, G. & VANDEWALLE, L. 2015. Experimental investigation on the shear capacity of prestressed concrete beams using digital image correlation. *Engineering Structures*, 82, 82-92.
- DEEB, R., KULASEGARAM, S. & KARIHALOO, B. L. 2014. 3D modelling of the flow of self-compacting concrete with or without steel fibres. Part I: Slump flow test. *Computational Particle Mechanics*, 1, 373-389.
- DENARIÉ, E., HABEL, K. & BRIIHWILER, E. Structural behavior of hybrid elements with advanced cementitious materials (HPFRCC). PRO 30: 4th International RILEM Workshop on High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC 4), 2003. RILEM Publications, 301.
- DI PRISCO, M., PLIZZARI, G. & VANDEWALLE, L. 2009. Fibre reinforced concrete: new design perspectives. *Materials and Structures*, 42, 1261-1281.
- DI PRISCO, M., PLIZZARI, G. & VANDEWALLE, L. 2010. MC2010: Overview on the shear provisions for FRC. *fib Bulletin*, 57, 61-76.
- DI PRISCO, M., COLOMBO, M. & DOZIO, D. 2013. Fibre - reinforced concrete in fib Model Code 2010: principles, models and test validation. *Structural Concrete*, 14, 342-361.
- DINH, H. H., PARRA-MONTESINOS, G. J. & WIGHT, J. K. 2010. Shear strength model for steel fiber reinforced concrete beams without stirrup reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, 137, 1039-1051.
- DOMONE, P. 2006. Self-compacting concrete: An analysis of 11 years of case studies. *Cement and Concrete Composites*, 28, 197-208.
- DOMONE, P. 2007. A review of the hardened mechanical properties of self-compacting concrete. *Cement and Concrete Composites*, 29, 1-12.
- DØSSLAND, Å. L. 2008. Fibre reinforcement in load carrying concrete structures. Ph. D. Thesis, *Norwegian University of Science and Technology, Printed by NTNU Trykk*.
- DUBEY, R. & KUMAR, P. 2012. Effect of superplasticizer dosages on compressive strength of self compacting concrete. *International Journal of Civil and Structural Engineering*, 3, 360.
- DUPONT, D. & VANDEWALLE, L. 2005. Distribution of steel fibres in rectangular sections. *Cement and Concrete Composites*, 27, 391-398.
- ECHEGARAY, J. 2014. *Upgrading the push-off test to analyze the contribution of steel fiber on shear transfer mechanisms*. Ph. D. Thesis, Universidad Politécnica de Valencia, Spain.
- EL-DIEB, A. S. 2009. Mechanical, durability and microstructural characteristics of ultra-high-strength self-compacting concrete incorporating steel fibers. *Materials & Design*, 30, 4286-4292.
- ELEIOTT, A. F. 1974. *An experimental investigation of shear transfer across cracks in reinforced concrete*, Cornell University, June.
- ELICES, M. & PLANAS, J. 1996. Fracture mechanics parameters of concrete: an overview. *Advanced Cement Based Materials*, 4, 116-127.
- ELICES, M., GUINEA, G., GOMEZ, J. & PLANAS, J. 2002. The cohesive zone model: advantages, limitations and challenges. *Engineering fracture mechanics*, 69, 137-163.

- ENFEDAQUE, A., PARADELA, L. S. & SÁNCHEZ-GÁLVEZ, V. 2012. An alternative methodology to predict aging effects on the mechanical properties of glass fiber reinforced cements (GRC). *Construction and Building Materials*, 27, 425-431.
- ENFEDAQUE, A., ALBERTI, M. G. & GÁLVEZ, J. C. 2019. Influence of Fiber Distribution and Orientation in the Fracture Behavior of Polyolefin Fiber-Reinforced Concrete. *Materials*, 12, 220.
- EUROCODE, C. 2004. 2: design of concrete structures–Part 1-1: general rules and rules for buildings: EN 1992-1-1. *Brussels: European Committee for Standardization*, 225.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, C. 2002. Testing Fresh Concrete. Part 2: Slump Test; EN 12350-2.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, C. 2006a. 12620–Aggregates for concrete.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, C. 2006b. Test methods for fibres in concrete. Part I: Reference concretes; EN 14845-1.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, C. 2006c. Test methods for fibres in concrete. Part II: Effect on concrete; EN 14845-2.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, C. 2007. Test Method for Metallic Fiber Concrete. Measuring the Flexural Tensile Strength (Limit of Proportionality (LOP), Residual); EN14651:2007+A1.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, C. 2008a. Fibers for Concrete. Polymer Fibers. Definitions, Specifications and Conformity; EN 14889-2.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, C. 2008b. Fibers for Concrete. Steel Fibers. Definitions, Specifications and Conformity; EN 14889-1.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, C. 2009. Testing Hardened Concrete. Part 3: Compressive Strength of Test Specimens; EN 12390-3.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, C. 2010a. Testing Fresh Concrete. Part 8: Self-Compacting Concrete. Slump-Flow Test; EN12350-8.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, C. 2010b. Testing Fresh Concrete. Part 9: Self-Compacting Concrete. V-Funnel Test; EN12350-9.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, C. 2010c. Testing Fresh Concrete. Part 10: Self-Compacting Concrete. L box Test; EN12350-10.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, C. 2010d. Testing hardened concrete. Part 6: Tensile splitting strength of test specimens; EN 12390-6.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, C. 2013. Testing Hardened Concrete. Part 13: Determination of Secant Modulus of Elasticity in Compression; EN 12390-13.
- EVANS, R. & MARATHE, M. 1968. Microcracking and stress-strain curves for concrete in tension. *Matériaux et Construction*, 1, 61-64.
- FANELLA, D. A. & NAAMAN, A. E. 1985. Stress-strain properties of fiber reinforced mortar in compression. *Journal of the American Concrete Institute*, 82, 475-483.
- FANTILLI, A. P., VALLINI, P. & CHIAIA, B. 2011. Ductility of fiber-reinforced self-consolidating concrete under multi-axial compression. *Cement and Concrete Composites*, 33, 520-527.
- FARDIS, M. N. & BUYUKOZTURK, O. 1979. Shear transfer model for reinforced concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 105.
- FENWICK, R. & PAULEY, T. 1968. Mechanism of shear resistance of concrete beams. *Journal of the Structural Division*, 94, 2325-2350.
- FERNÁNDEZ CÁNOVAS, M. 2007. Hormigón. Ed. *Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos*.

- FERRARA, L., FAIFER, M. & TOSCANI, S. 2012. A magnetic method for non destructive monitoring of fiber dispersion and orientation in steel fiber reinforced cementitious composites—part 1: method calibration. *Materials and Structures*, 45, 575-589.
- FERRARA, L., PARK, Y.-D. & SHAH, S. P. 2007. A method for mix-design of fiber-reinforced self-compacting concrete. *Cement and Concrete Research*, 37, 957-971.
- GALI, S. & SUBRAMANIAM, K. V. Shear behavior of steel fiber reinforced concrete using full-field displacements from digital image correlation. MATEC Web of Conferences, 2017. EDP Sciences, 04003.
- GÁLVEZ, J. 1992. *Influencia de la rugosidad y la cuantía de armadura transversal en el comportamiento de las piezas compuestas solicitadas a flexión*. Ph. D. Thesis, Universidad Politécnica de Madrid, Spain.
- GÁLVEZ, J., ELICES, M., GUINEA, G. & PLANAS, J. 1996. Crack trajectories under mixed mode and non-proportional loading. *International Journal of Fracture*, 81, 171-193.
- GÁLVEZ, J., ELICES, M., GUINEA, G. & PLANAS, J. 1998. Mixed mode fracture of concrete under proportional and nonproportional loading. *International Journal of Fracture*, 94, 267-284.
- GÁLVEZ, J., ČERVENKA, J., CENDON, D. & SAOUMA, V. 2002. A discrete crack approach to normal/shear cracking of concrete. *Cement and concrete research*, 32, 1567-1585.
- GÁLVEZ, J. C., ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A. & PICAZO, Á. 2019. *Fundamentos de hormigón reforzado con fibras*, Madrid, Spain, García-Maroto editores.
- GARCÉS, P., FRAILE, J., VILAPLANA-ORTEGO, E., CAZORLA-AMORÓS, D., ALCOCCEL, E. G. & ANDIÓN, L. G. 2005. Effect of carbon fibres on the mechanical properties and corrosion levels of reinforced portland cement mortars. *Cement and concrete research*, 35, 324-331.
- GENCTURK, B., HOSSAIN, K., KAPADIA, A., LABIB, E. & MO, Y.-L. 2014. Use of digital image correlation technique in full-scale testing of prestressed concrete structures. *Measurement*, 47, 505-515.
- GETTU, R., GARDNER, D., SALDIVAR, H. & BARRAGÁN, B. 2005. Study of the distribution and orientation of fibers in SFRC specimens. *Materials and Structures*, 38, 31-37.
- GIACCIO, G., TOBES, J. & ZERBINO, R. 2008. Use of small beams to obtain design parameters of fibre reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, 30, 297-306.
- GONZÁLEZ VALLE, E. 1988. *Estudio experimental del comportamiento de juntas entre hormigones" in situ" y prefabricados con distintos tratamientos en la unión*. Ph. D. Thesis, Universidad Politécnica de Madrid, Spain.
- GOPALARATNAM, V. & SHAH, S. P. Softening response of plain concrete in direct tension. *Journal Proceedings*, 1985. 310-323.
- GRANJU, J.-L. & BALOUCH, S. U. 2005. Corrosion of steel fibre reinforced concrete from the cracks. *Cement and Concrete Research*, 35, 572-577.
- GROTH, P. 2000. *Fibre reinforced concrete: fracture mechanics methods applied on self-compacting concrete and energetically modified binders*. Ph. D. Thesis, Luleå tekniska universitet, Sweden.
- GRÜNEWALD, S. & WALRAVEN, J. C. 2001. Parameter-study on the influence of steel fibers and coarse aggregate content on the fresh properties of self-compacting concrete. *Cement and Concrete Research*, 31, 1793-1798.

- GRÜNEWALD, S. & WALRAVEN, J. High strength self-compacting fibre reinforced concrete: behaviour in the fresh and hardened state. 6th International Symposium on HSC/HPC, 2002. 977-89.
- GRÜNEWALD, S. 2004. *Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete*. Ph. D. Thesis, TU Delft, Delft University of Technology, Netherlands.
- GRÜNEWALD, S. 2012. Fibre reinforcement and the rheology of concrete. *Understanding the Rheology of Concrete*. Elsevier.
- GRÜNEWALD, S., LARANJEIRA, F., WALRAVEN, J., AGUADO, A. & MOLINS, C. 2012. Improved tensile performance with fiber reinforced self-compacting concrete. *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 6*. Springer.
- HABEL, K. 2004. Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC) and reinforced concrete. Ph. D. Thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Switzerland.
- HAMRAT, M., BOULEKBACHE, B., CHEMROUK, M. & AMZIANE, S. 2016. Flexural cracking behavior of normal strength, high strength and high strength fiber concrete beams, using Digital Image Correlation technique. *Construction and Building Materials*, 106, 678-692.
- HANSON, N. W. 1960. *Precast-prestressed concrete bridges: 2. Horizontal shear connections*, Portland Cement Association, Research and Development Laboratories Skokie
- HILD, F. & ROUX, S. 2006. Digital image correlation: from displacement measurement to identification of elastic properties—a review. *Strain*, 42, 69-80.
- HILLERBORG, A., MODÉER, M. & PETERSSON, P.-E. 1976. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and concrete research*, 6, 773-781.
- HOFBECK, J., IBRAHIM, I. & MATTOCK, A. H. Shear transfer in reinforced concrete. *Journal Proceedings*, 1969. 119-128.
- HOULT, N. A., TAKE, W. A., LEE, C. & DUTTON, M. 2013. Experimental accuracy of two dimensional strain measurements using digital image correlation. *Engineering Structures*, 46, 718-726.
- HUNG, P.-C. & VOLOSHIN, A. 2003. In-plane strain measurement by digital image correlation. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, 25, 215-221.
- INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (FIB) 2010. *The fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Lausanne, Switzerland, International Federation for Structural Concrete.
- IOSIPESCU, N. 1967. New accurate procedure for single shear testing of metals. *J Mater*, 2, 537-566.
- IVORRA, S., GARCÉS, P., CATALÁ, G., ANDIÓN, L. G. & ZORNOZA, E. 2010. Effect of silica fume particle size on mechanical properties of short carbon fiber reinforced concrete. *Materials & Design*, 31, 1553-1558.
- JEON, J. K., KIM, W., JEON, C. K. & KIM, J. C. 2014. Processing and mechanical properties of macro polyamide fiber reinforced concrete. *Materials*, 7, 7634-7652.
- JO, B.-W., SHON, Y.-H. & KIM, Y.-J. 2001. The evaluation of elastic modulus for steel fiber reinforced concrete. *Russian Journal of Nondestructive Testing*, 37, 152-161.
- JOHNSTON, C. 2004. 14 proportioning, mixing and placement of fibre-reinforced cements and concretes. *Production Methods and Workability of Concrete*, 32, 155.

- JONGVIVATSAKUL, P., ATTACHAIYAWUTH, A. & PANSUK, W. 2016. A crack-shear slip model of high-strength steel fiber-reinforced concrete based on a push-off test. *Construction and Building Materials*, 126, 924-935.
- JSCE, J. S. O. C. E. 2005. JSCE-G 553-1999: Test method for shear strength of steel fiber reinforced concrete.
- KANI, G. The riddle of shear failure and its solution. *Journal Proceedings*, 1964. 441-468.
- KANI, G. N. J. How safe are our large reinforced concrete beams? *Journal Proceedings*, 1967. 128-141.
- KANI, G. 1979. *Kani on shear in reinforced concrete*, Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- KARAMLOO, M., MAZLOOM, M. & PAYGANEH, G. 2016. Effects of maximum aggregate size on fracture behaviors of self-compacting lightweight concrete. *Construction and Building Materials*, 123, 508-515.
- KAWASHIMA, K., ZAFRA, R., SASAKI, T., KAJIWARA, K. & NAKAYAMA, M. 2011. Effect of polypropylene fiber reinforced cement composite and steel fiber reinforced concrete for enhancing the seismic performance of bridge columns. *Journal of Earthquake Engineering*, 15, 1194-1211.
- KOOIMAN, A., VAN DER VEEN, C. & WALRAVEN, J. 2000. Modelling the post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete for structural design purposes. *HERON-ENGLISH EDITION*-, 45, 275-308.
- KREFELD, W. J. & THURSTON, C. W. Contribution of longitudinal steel to shear resistance of reinforced concrete beams. *Journal Proceedings*, 1966. 325-344.
- KRENCHER, H. 1975. Fibre spacing and specific fibre surface. *Fibre reinforced cement and concrete. The Construction Press, UK*, 69-79.
- KWAK, Y.-K., EBERHARD, M. O., KIM, W.-S. & KIM, J. 2002. Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups. *ACI Structural Journal*, 99, 530-538.
- KÖKSAL, F., ALTUN, F., YİĞİT, İ. & ŞAHİN, Y. 2008. Combined effect of silica fume and steel fiber on the mechanical properties of high strength concretes. *Construction and building materials*, 22, 1874-1880.
- LANCHA, J. FRC wind Towers. 2nd FRC International Workshop Fiber Reinforced Concrete: from design to Structural Applications, 1st ACI-FIB Joint Workshop. Montreal, Canada, 2014.
- LARANJEIRA, F. 2010. *Design-oriented constitutive model for steel fiber reinforced concrete*, Ph. D. Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Spain.
- LARANJEIRA, F., MOLINS, C. & AGUADO, A. 2010. Predicting the pullout response of inclined hooked steel fibers. *Cement and Concrete Research*, 40, 1471-1487.
- LARANJEIRA, F., AGUADO, A., MOLINS, C., GRÜNEWALD, S., WALRAVEN, J. & CAVALARO, S. 2012. Framework to predict the orientation of fibers in FRC: a novel philosophy. *Cement and Concrete Research*, 42, 752-768.
- LATASTE, J., BEHLOUL, M. & BREYSSE, D. 2008. Characterisation of fibres distribution in a steel fibre reinforced concrete with electrical resistivity measurements. *NDT & E International*, 41, 638-647.
- LECOMPTE, D., SMITS, A., BOSSUYT, S., SOL, H., VANTOMME, J., VAN HEMELRIJCK, D. & HABRAKEN, A. 2006. Quality assessment of speckle patterns for digital image correlation. *Optics and lasers in Engineering*, 44, 1132-1145.
- LEEMANN, A., MÜNCH, B., GASSER, P. & HOLZER, L. 2006. Influence of compaction on the interfacial transition zone and the permeability of concrete. *Cement and Concrete Research*, 36, 1425-1433.

- LI, V. C., WARD, R. & HAMZA, A. M. 1992. Steel and synthetic fibers as shear reinforcement.
- LIAO, L., PIALARISSI CAVALARO, S. H. & AGUADO DE CEA, A. 2014. Design of FRC tunnel segments considering the ductility requirements of the MC-2010: application to the Barcelona Metro Line 9.
- LIU, M. 2010. Self-compacting concrete with different levels of pulverized fuel ash. *Construction and Building Materials*, 24, 1245-1252.
- LIU, X., YE, G., DE SCHUTTER, G., YUAN, Y. & TAERWE, L. 2008. On the mechanism of polypropylene fibres in preventing fire spalling in self-compacting and high-performance cement paste. *Cement and Concrete Research*, 38, 487-499.
- LÓPEZ, J. A., SERNA, P., CAMACHO, E., COLL, H. & NAVARRO-GREGORI, J. 2014. First ultra-high-performance fibre-reinforced concrete footbridge in Spain: design and construction. *Structural Engineering International*, 24, 101-104.
- MAHMUD, G. H., YANG, Z. & HASSAN, A. M. 2013. Experimental and numerical studies of size effects of Ultra High Performance Steel Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) beams. *Construction and Building Materials*, 48, 1027-1034.
- MALATESTA, S. C. 1997. Caracterización de la fractura del hormigón y de vigas de hormigón armado. *Informes de la Construcción*, 48, 60.
- MALHOTRA, V. M. & MEHTA, P. K. 2002. *High-performance, high-volume fly ash concrete: materials, mixture proportioning, properties, construction practice, and case histories*, Supplementary Cementing Materials for Sustainable Development Ottawa.
- MANGAT, P. & GURUSAMY, K. 1988. Corrosion resistance of steel fibres in concrete under marine exposure. *Cement and Concrete Research*, 18, 44-54.
- MANSUR, M., ONG, K. & PARAMASIVAM, P. 1986. Shear strength of fibrous concrete beams without stirrups. *Journal of structural engineering*, 112, 2066-2079.
- MARKESSET, G. 1993. Failure of concrete under compressive strain gradients. *Doctoral Thesis, University of Trondheim, Norway*.
- MARTIN, H. 1973. Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 228; 50 S.
- MARTINIE, L., ROSSI, P. & ROUSSEL, N. 2010. Rheology of fiber reinforced cementitious materials: classification and prediction. *Cement and Concrete Research*, 40, 226-234.
- MARTINIE, L. & ROUSSEL, N. 2011. Simple tools for fiber orientation prediction in industrial practice. *Cement and Concrete research*, 41, 993-1000.
- MATTOCK, A. H. & HAWKINS, N. M. 1972. Shear transfer in reinforced concrete-recent research. *PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. JOURNAL*, 17.
- MATTOCK, A. H. 1974. Shear transfer in concrete having reinforcement at an angle to the shear plane. *Special Publication*, 42, 17-42.
- MATTOCK, A. H., LI, W. & WANG, T. 1976. Shear transfer in lightweight reinforced concrete. *PCI journal*, 21, 20-39.
- MEDA, A., MINELLI, F., PLIZZARI, G. & RIVA, P. 2005. Shear behaviour of steel fibre reinforced concrete beams. *Materials and structures*, 38, 343-351.
- MEZQUIDA, E. J. 2015. Estudio experimental y modelización numérica del comportamiento frente a tensiones tangenciales de elementos de hormigón armado y hormigón armado y reforzado con fibras de acero. Ph. D. Thesis, Universidad Politécnica de Valencia, Spain.

- MICHELIS, J., WALDMANN, D., MAAS, S. & ZÜRBES, A. 2012. Steel fibers as only reinforcement for flat slab construction—Experimental investigation and design. *Construction and Building Materials*, 26, 145-155.
- MILLARD, S. & JOHNSON, R. 1984. Shear transfer across cracks in reinforced concrete due to aggregate interlock and to dowel action. *Magazine of concrete research*, 36, 9-21.
- MINDESS, S., YOUNG, J. F. & DARWIN, D. 2003. Concrete, 2003. *Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ*.
- MINELLI, F. & PLIZZARI, G. A. 2013. On the effectiveness of steel fibers as shear reinforcement. *ACI Structural Journal*, 110, 379.
- MINELLI, F., CONFORTI, A., CUENCA, E. & PLIZZARI, G. 2014. Are steel fibres able to mitigate or eliminate size effect in shear? *Materials and structures*, 47, 459-473.
- MINISTERIO DE FOMENTO, M. F. 2008. *Instrucción de hormigón estructural. EHE-08*.
- MIRSAYAH, A. A. & BANTHIA, N. 2002. Shear strength of steel fiber-reinforced concrete. *Materials Journal*, 99, 473-479.
- MIRZAZADEH, M. M. & GREEN, M. F. 2018. Fiber Optic Sensors and Digital Image Correlation for Measuring Deformations in Reinforced Concrete Beams. *Journal of Bridge Engineering*, 23.
- MONTOYA, P. J., MESEGUER, Á. G. & MORÁN, F. 2010. Hormigón armado. *Gustavo Gili, ISBN, 194755491*.
- MÖRSCH, E. 1909. *Concrete-steel Construction:(Der Eisenbetonbau)*, Engineering News Publishing Company.
- NAAMAN, A. E. 2003. Engineered steel fibers with optimal properties for reinforcement of cement composites. *Journal of advanced concrete technology*, 1, 241-252.
- NANNI, A. 1991. Fatigue behaviour of steel fiber reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, 13, 239-245.
- NAVARRO-GREGORI, J., MEZQUIDA-ALCARAZ, E. J., SERNA-ROS, P. & ECHEGARAY-OVIEDO, J. 2016. Experimental study on the steel-fibre contribution to concrete shear behaviour. *Construction and Building Materials*, 112, 100-111.
- NAWY, E. G. 2008. *Concrete construction engineering handbook*, CRC press.
- NCSE-02 2002. Norma de Construcción Sismorresistente Española. *Parte General y de Edificación, Comisión Permanente de Normas Sismorresistente, Real Decreto 997/2002 del 27 de septiembre de 2002, Boletín Oficial del Estado nº 244, viernes 11 de octubre de 2002, 35898-987*.
- NEVILLE, A. 1981. Properties of concrete Pitman. *London*, 304.
- NEWMAN, J. & CHOO, B. S. 2003. *Advanced concrete technology 3: processes*, Elsevier.
- NGO, T. T., PARK, J. K., PYO, S. & KIM, D. J. 2017. Shear resistance of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 151, 246-257.
- NOGUEIRA, C. L. & RENS, K. L. 2018. Experimental analysis of cement-based materials under shear stress. *Construction and Building Materials*, 170, 392-401.
- OKAMURA, H., OZAWA, K. & OUCHI, M. 2000. Self-compacting concrete. *structural Concrete*, 1, 3-17.
- OKAMURA, H. & OUCHI, M. 2003. Self-compacting concrete. *Journal of advanced concrete technology*, 1, 5-15.
- PAJAŁ, M. & PONIKIEWSKI, T. 2013. Flexural behavior of self-compacting concrete reinforced with different types of steel fibers. *Construction and Building Materials*, 47, 397-408.

- PARRA, C., VALCUENDE, M. & GOMEZ, F. 2011. Splitting tensile strength and modulus of elasticity of self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 25, 201-207.
- PAULAY, T., PARK, R. & PHILLIPS, M. 1974. Horizontal construction joints in cast-in-place reinforced concrete. *Special Publication*, 42, 599-616.
- PETERS, W. & RANSON, W. 1982. Digital imaging techniques in experimental stress analysis. *Optical engineering*, 21, 213427.
- PETERSSON, P.-E. 1981. Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials. Ph. D. Thesis, Lund University, Sweden.
- PICAZO, Á. 2010. *Estudio experimental del comportamiento a esfuerzo cortante de vigas de hormigón reforzadas con fibra de carbono*. TFM, Universidad Politécnica de Madrid, Spain.
- PICAZO, Á., ALBERTI, M. G., ENFEDAQUE, A. & GÁLVEZ, J. C. 2017. *Assessment of the shear strength of Steel fibre-reinforced concrete, fib symposium*. The Netherlands, Springer.
- PICAZO, Á., GÁLVEZ, J. C., ALBERTI, M. G. & ENFEDAQUE, A. 2018. Assessment of the shear behaviour of polyolefin fibre reinforced concrete and verification by means of digital image correlation. *Construction and Building Materials*, 181, 565-578.
- POMPO, A., STUPAK, P., NICOLAIS, L. & MARCHESE, B. 1996. Analysis of steel fibre pull-out from a cement matrix using video photography. *Cement and Concrete Composites*, 18, 3-8.
- PUJADAS, P., BLANCO, A., CAVALARO, S., AGUADO, A., GRÜNEWALD, S., BLOM, K. & WALRAVEN, J. C. 2014a. Plastic fibres as the only reinforcement for flat suspended slabs: Parametric study and design considerations. *Construction and Building Materials*, 70, 88-96.
- PUJADAS, P., BLANCO, A., CAVALARO, S., DE LA FUENTE, A. & AGUADO, A. 2014b. Fibre distribution in macro-plastic fibre reinforced concrete slab-panels. *Construction and Building Materials*, 64, 496-503.
- RAE 2014. Diccionario de la lengua española.
- REHM, G. 1961. Ueber die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (DAf St), 138. German.
- RILEM 2002. Bending Test: Final Recommendations; RILEM TC-162-TDF.
- RITTER, W. 1899. Die bauweise hennebique. *Schweizerische Bauzeitung*, 33, 59-61.
- ROBINS, P., AUSTIN, S. & JONES, P. 2002. Pull-out behaviour of hooked steel fibres. *Materials and structures*, 35, 434-442.
- ROCCO, C., GUINEA, G. V., PLANAS, J. & ELICES, M. 1999. Size effect and boundary conditions in the Brazilian test: experimental verification. *Materials and Structures*, 32, 210.
- RODRÍGUEZ, I. 2013. Diseño y caracterización de hormigones autocompactantes reforzados con fibras de acero. TFM. Universidad Politécnica de Madrid, Spain.
- ROMEA, C. 2014. El hormigón: Breve reseña histórica de un material milenario. *OmniaScience Monographs*.
- ROMUALDI, J. P. & MANDEL, J. A. Tensile strength of concrete affected by uniformly distributed and closely spaced short lengths of wire reinforcement. *Journal Proceedings*, 1964. 657-672.
- ROZIÈRE, E., GRANGER, S., TURCRY, P. & LOUKILI, A. 2007. Influence of paste volume on shrinkage cracking and fracture properties of self-compacting concrete. *Cement and concrete composites*, 29, 626-636.

- SAEMANN, J. & WASHA, G. W. Horizontal shear connections between precast beams and cast-in-place. *Journal Proceedings*, 1964. 1383-1410.
- SERNA, P., ARANGO, S., RIBEIRO, T., NÚÑEZ, A. & GARCIA-TAENGUA, E. 2009. Structural cast-in-place SFRC: technology, control criteria and recent applications in Spain. *Materials and structures*, 42, 1233-1246.
- SERNA, P., LÓPEZ, J. Á., COLL, H., CAMACHO, E., NAVARRO-GREGORI, J. & GALÁN, F. 2015. Pasarela de hormigón de muy alto rendimiento sobre el Barranco de las Ovejas (Alicante). *Hormigón y acero*, 66, 23-42.
- SHAH, S. P. & RANGAN, B. V. Fiber reinforced concrete properties. *Journal Proceedings*, 1971. 126-137.
- SHARMA, A. Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams. *Journal Proceedings*, 1986. 624-628.
- SOETENS, T. & MATTHYS, S. 2017. Shear-stress transfer across a crack in steel fibre-reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, 82, 1-13.
- SOLTANZADEH, F., BARROS, J. A. & SANTOS, R. 2015. High performance fiber reinforced concrete for the shear reinforcement: experimental and numerical research. *Construction and Building Materials*, 77, 94-109.
- SONEBI, M. 2004. Medium strength self-compacting concrete containing fly ash: Modelling using factorial experimental plans. *Cement and Concrete research*, 34, 1199-1208.
- SONG, P., HWANG, S. & SHEU, B. 2005. Strength properties of nylon-and polypropylene-fiber-reinforced concretes. *Cement and Concrete Research*, 35, 1546-1550.
- SORENSEN, C., BERGE, E. & NIKOLAISEN, E. B. 2014. Investigation of fiber distribution in concrete batches discharged from ready-mix truck. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 8, 279-287.
- SOROUSHIAN, P. & LEE, C.-D. 1990. Distribution and orientation of fibers in steel fiber reinforced concrete. *Materials Journal*, 87, 433-439.
- SOUTSOS, M., LE, T. & LAMPROPOULOS, A. 2012. Flexural performance of fibre reinforced concrete made with steel and synthetic fibres. *Construction and building materials*, 36, 704-710.
- SPIRATOS, N., PAGÉ, M., MAILVAGANAM, N. P., MALHOTRA, V. & JOLICOEUR, C. 2003. *Superplasticizers for Concrete: fundamentals, technology, and practice*.
- STÄHLI, P., CUSTER, R. & VAN MIER, J. G. 2008. On flow properties, fibre distribution, fibre orientation and flexural behaviour of FRC. *Materials and Structures*, 41, 189-196.
- STÄHLI, P. & VAN MIER, J. G. 2007. Manufacturing, fibre anisotropy and fracture of hybrid fibre concrete. *Engineering fracture mechanics*, 74, 223-242.
- SU, Y. & ZHANG, Q. 2017. Quality Assessment of Speckle Patterns by Estimating RMSE. *International Digital Imaging Correlation Society*. Springer.
- SUÁREZ, F. 2013. *Estudio de la rotura en barras de acero. Aspectos experimentales y numéricos*. Ph. D. Thesis, Universidad Politécnica de Madrid, Spain.
- SWAMY, R. & MANGAT, P. 1974. Influence of fibre-aggregate interaction on some properties of steel fibre reinforced concrete. *Matériaux et Construction*, 7, 307-314.
- TALBOT, A. N. 1909. Tests of reinforced concrete beams:: resistance to web stresses. University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering Illinois, USA.
- TAN, K., MURUGAPPAN, K. & PARAMASIVAM, P. 1994. Constitutive relation for steel fibre concrete under biaxial compression. *Cement and Concrete Composites*, 16, 9-14.
- TASSIOS, T. P. & VINTZÉLEOU, E. N. 1987. Concrete-to-concrete friction. *Journal of Structural Engineering*, 113, 832-849.

- TAYLOR, M. A. & BROMS, B. B. Shear bond strength between coarse aggregate and cement paste or mortar. *Journal Proceedings*, 1964, 939-958.
- TAYLOR, H. P. 1974. The fundamental behavior of reinforced concrete beams in bending and shear. *Special Publication*, 42, 43-78.
- THOMAS, J. & RAMASWAMY, A. 2007. Mechanical properties of steel fiber-reinforced concrete. *Journal of materials in civil engineering*, 19, 385-392.
- TIBERTI, G., MINELLI, F. & PLIZZARI, G. 2014. Reinforcement optimization of fiber reinforced concrete linings for conventional tunnels. *Composites Part B: Engineering*, 58, 199-207.
- TOLEDO FILHO, R. D., SCRIVENER, K., ENGLAND, G. L. & GHAVAMI, K. 2000. Durability of alkali-sensitive sisal and coconut fibres in cement mortar composites. *Cement and concrete composites*, 22, 127-143.
- TORRIJOS, M. C., BARRAGÁN, B. E. & ZERBINO, R. L. 2010. Placing conditions, mesostructural characteristics and post-cracking response of fibre reinforced self-compacting concretes. *Construction and Building Materials*, 24, 1078-1085.
- TORROJA, E. 2007. *Razón y ser de los tipos estructurales*, Madrid, Spain, Editorial CSIC-CSIC Press.
- TUNG, N. D. & TUE, N. V. 2018. Shear resistance of steel fiber-reinforced concrete beams without conventional shear reinforcement on the basis of the critical shear band concept. *Engineering Structures*, 168, 698-707.
- UCHIDA, Y., KUNIEDA, M. & ROKUGO, K. 2017. FRCC: design and application in Japan. *Special Publication*, 310, 51-60.
- UGBOLUE, S. 2009. Testing and quality control of polyolefins. *Polyolefin Fibres*. Elsevier.
- ULZURRUN, G. S. & ZANUY, C. 2017. Enhancement of impact performance of reinforced concrete beams without stirrups by adding steel fibers. *Construction and Building Materials*, 145, 166-182.
- VAN GYSEL, A. 2000. Studie van het uittrekgedrag van staalvezels ingebed in een cementgebonden matrix met toepassing op staalvezelbeton onderworpen aan buiging.
- VECCHIO, F. J. & COLLINS, M. P. 1986. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI J.*, 83, 219-231.
- VIEIRA, M. & BETTENCOURT, A. Deformability of hardened SCC. International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, 2003. RILEM Publications SARL, 637-644.
- VINTZÉLEOU, E. & TASSIOS, T. 1986. Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions. *Magazine of concrete research*, 38, 13-22.
- VOO, Y. L., POON, W. K. & FOSTER, S. J. 2010. Shear strength of steel fiber-reinforced ultrahigh-performance concrete beams without stirrups. *Journal of structural engineering*, 136, 1393-1400.
- WAFI, F. F. & ASHOUR, S. A. 1992. Mechanical properties of high-strength fiber reinforced concrete. *Materials Journal*, 89, 449-455.
- WALRAVEN, J. C. 1980. Aggregate interlock: a theoretical and experimental analysis. Ph. D. Thesis, TU Delft, Delft University of Technology, Netherlands.
- WALRAVEN, J. C. & REINHARDT, H. 1981. Concrete mechanics. Part A: Theory and experiments on the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading. *NASA STI/Recon Technical Report N*, 82.
- WALRAVEN, J. C. & STROBAND, J. 1994. Shear friction in high-strength concrete. *Special Publication*, 149, 311-330.

- WANG, B., ZHANG, X.-F., DAI, J.-G. & XU, S.-L. 2011. Critical crack tip opening displacement of different strength concrete. *Journal of Central South University of Technology*, 18, 1693.
- WEIBULL, W. 1939. A statistical theory of strength of materials. *IVB-Handl.*
- WIMPENNY, D., ANGERER, W., COOPER, T. & BERNARD, S. The use of steel and synthetic fibres in concrete under extreme conditions. 24th Biennial Conference of the Concrete Institute of Australia, Sydney, Australia, 2009.
- WU, J. & CHUNG, D. 2005. Pastes for electromagnetic interference shielding. *Journal of electronic materials*, 34, 1255-1258.
- XU, B. & SHI, H. 2009. Correlations among mechanical properties of steel fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 23, 3468-3474.
- YAOFENG, S. & PANG, J. H. 2007. Study of optimal subset size in digital image correlation of speckle pattern images. *Optics and lasers in engineering*, 45, 967-974.
- YAZICI, Ş., İNAN, G. & TABAK, V. 2007. Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC. *Construction and Building Materials*, 21, 1250-1253.
- YEHA, S. & TUAN, C. Y. 1999. Conductive concrete overlay for bridge deck deicing. *Materials Journal*, 96, 382-390.
- YIN, S., TULADHAR, R., SHI, F., COMBE, M., COLLISTER, T. & SIVAKUGAN, N. 2015. Use of macro plastic fibres in concrete: a review. *Construction and Building Materials*, 93, 180-188.
- YOO, D.-Y., KANG, S.-T. & YOON, Y.-S. 2014. Effect of fiber length and placement method on flexural behavior, tension-softening curve, and fiber distribution characteristics of UHPFRC. *Construction and Building Materials*, 64, 67-81.
- YOO, D.-Y., BANTHIA, N., YANG, J.-M. & YOON, Y.-S. 2016. Size effect in normal-and high-strength amorphous metallic and steel fiber reinforced concrete beams. *Construction and Building Materials*, 121, 676-685.
- YOO, D.-Y., YUAN, T., YANG, J.-M. & YOON, Y.-S. 2017. Feasibility of replacing minimum shear reinforcement with steel fibers for sustainable high-strength concrete beams. *Engineering Structures*, 147, 207-222.
- ZERANKA, S. 2017. *Steel fibre-reinforced concrete: multi-scale characterisation towards numerical modelling*. Ph. D. Stellenbosch University, South Africa.
- ZERBINO, R., BARRAGÁN, B. E., AGULLÓ FITÉ, L., GARCÍA VICENTE, T. & GETTU, R. 2006. Reología de hormigones autocompactables.
- ZERBINO, R., TOBES, J., BOSSIO, M. & GIACCIO, G. 2012. On the orientation of fibres in structural members fabricated with self compacting fibre reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, 34, 191-200.
- ZOLLO, R. F. 1997. Fiber-reinforced concrete: an overview after 30 years of development. *Cement and Concrete Composites*, 19, 107-122.

PUBLICACIONES DERIVADAS DE ESTA TESIS

Publicaciones derivadas de esta Tesis

Libro

Gálvez, J. C., Alberti, M. G., Enfedaque, A. y Picazo, Á., Fundamentos de hormigón reforzado con fibras, García-Maroto editores, ISBN 9788417969189, http://www.ingebook.com/ib/NPcd/IB_BooksVis?cod_primaria=1000187&codigo_libro=8455.

Artículos publicados en revistas del índice JCR

Picazo, Á., Alberti, M. G., Enfedaque, A., y Gálvez, J. C., Assessment of shear strength of polyolefin and steel fibre reinforced concrete, DYNA Ingeniería e Industria, volumen 93(2), 2018, páginas 211-215, ISSN 0012-7361, <http://dx.doi.org/10.6036/8485>.

Picazo, Á., Gálvez, J. C., Alberti, M. G. y Enfedaque, A., Assessment of the shear behaviour of polyolefin fibre reinforced concrete and verification by means of digital image correlation, Construction and Building Materials, volumen 181, 2018, páginas 565-578, ISSN 0950-0618, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.235>.

Picazo, Á., Alberti, M. G., Gálvez, J. C., Enfedaque, A. y Vega, A. C., The size effect on flexural fracture of polyolefin fibre-reinforced concrete, Applied Sciences, volumen 9, 2019, página 1762 (15 páginas), ISSN 2076-3417, <https://doi.org/10.3390/app9091762>.

Picazo, Á., Alberti, M. G., Enfedaque, A. y Gálvez, J. C., Experimental assessment of the tensile and shear strength behaviour of polyolefin fibre reinforced concrete, DYNA Ingeniería e Industria, volumen 94(4), 2019, páginas 437-441, ISSN 0012-7361, <http://dx.doi.org/10.6036/9022>.

Alberti, M. G., Enfedaque, A., Gálvez, J. C. y Picazo, Á., Recent advances in structural fibre-reinforced concrete focused on polyolefin-based macro-synthetic fibres, Materiales de Construcción, volumen 70, Issue 337, 2020, página e206 (28 páginas), ISSN-E 1988-3226, ISSN-L 0465-2746, <https://doi.org/10.3989/mc.2020.12418>.

Contribuciones a conferencias y congresos

Picazo, Á., Alberti, M. G., Enfedaque, A. y Gálvez, J. C., Comportamiento a cortante de hormigones reforzados con fibras de acero y poliolefina, I Congreso Nacional PRE-CONPAT 16, ISBN 9788461766758, 2016, Madrid, España.

Picazo, Á., Alberti, M. G., Enfedaque, A. y Gálvez, J. C., Evaluación de la resistencia a cortante de hormigones reforzados con fibras de poliolefina y acero, 2º Congreso Internacional de Innovación Tecnológica en la Edificación, ISBN 9788416397563, 2017, Madrid, España.

Picazo, Á., Alberti, M. G., Enfedaque, A. y Gálvez, J. C., Comportamiento a cortante de hormigones reforzados con fibras de poliolefina, XXXIV Encuentro del Grupo Español de Fractura (Nacional), ISSN 0213-3725, 2017, Santander, España.

Picazo, Á., Alberti, M. G., Enfedaque, A. y Gálvez, J. C., Assessment of the shear strength of steel fibre-reinforced concrete, fib Symposium 2017 (Internacional), ISBN 9783319594705, 2017, Maastricht, The Netherlands.

Alberti, M. G., Enfedaque, A., Gálvez, J. C. y Picazo, Á., Evaluación de la resistencia a cortante de hormigón reforzado con fibras de acero, VII Congreso de ACHE (Internacional), ISSN 0439-5689, 2017, A Coruña, España.

Picazo, Á., Alberti, M. G., Enfedaque, A. y Gálvez, J. C., Normative approach to the mechanical behaviour of polyolefin fibre reinforced concrete, 4th International Conference on Mechanical Models in Structural Engineering. CMMoST, 2017, ISBN 9788417293123, 2017, Madrid, España.

Picazo, Á., Alberti, M. G., Enfedaque, A. y Gálvez, J. C., Comportamiento a cortante de hormigones reforzados con fibras de poliolefina, 3er Congreso Internacional de Innovación Tecnológica en la Edificación, ISBN 9788416397716, 2018, Madrid, España.

Picazo, Á., Alberti, M. G., Enfedaque, A. y Gálvez, J. C., Enfoque normativo en el comportamiento mecánico del hormigón reforzado con fibras de poliolefina, XXXV Encuentro del Grupo Español de Fractura (Nacional), ISSN 0213-3725, 2018, Málaga, España.

Picazo, Á., Alberti, M. G., Enfedaque, A. y Gálvez, J. C., Estudio comparativo del comportamiento a cortante de hormigones reforzados con fibras de poliolefina y fibras de acero, XXXV Encuentro del Grupo Español de Fractura (Nacional), ISSN 0213-3725, 2018, Málaga, España.

Picazo, Á., Alberti, M. G., Enfedaque, A. y Gálvez, J. C., Ensayos no normalizados para evaluar el comportamiento estructural del hormigón reforzado con fibras de poliolefina, I Jornadas de jóvenes científicos en materiales de construcción (Nacional), 2018, Madrid, España.

Picazo, Á., Alberti, M. G., Enfedaque, A. y Gálvez, J. C., Evaluación del comportamiento a cortante de hormigón reforzado con fibras de poliolefina, International conference on construction research / Eduardo Torroja, ISBN 9788494182082, 2018, Madrid, España.

Picazo, Á., Pérez, R., Alberti, M. G., Enfedaque, A. y Gálvez, J. C., Direct tensile strength of polyolefin fibre reinforced concrete, 4º Congreso Internacional de Innovación Tecnológica en la Edificación, ISBN 9788416397884, 2019, Madrid, España.

Picazo, Á., Alberti, M. G., Enfedaque, A. y Gálvez, J. C., Digital image correlation on post-cracking fibre reinforced concrete shear behaviour, XXXVI Encuentro del Grupo Español de Fractura (Nacional), ISSN 0213-3725, 2019, Sevilla, España.

Alberti, M. G., Picazo, Á., Enfedaque, A. y Gálvez, J. C., Shear behavior of polyolefin and steel fibre-reinforced concrete, 10th International Conference on Fracture Mechanics of

Concrete and Concrete Structures, FraMCoS-X, doi:10.21012/FC10.235614, 2019, Bayonne, France.

Alberti, M. G., Picazo, Á., Enfedaque, A. y Gálvez, J. C., Determination shear cracking patterns of fibre reinforced concrete, 10th International Conference Fibre Concrete, doi:10.1088/1757-899X/596/1/012XXXX, 2019, Prague, Czech Republic.

APÉNDICES

APÉNDICE A. GRÁFICAS DEL ESTUDIO PARAMÉTRICO DEL REFUERZO A CORTANTE CON FIBRAS EN VIGAS DE HORMIGÓN CONVENCIONALMENTE ARMADAS

A.1 Gráficas carga mayorada – peso de refuerzo. Refuerzo a flexión y cortante

A.2 Gráficas carga mayorada – peso de refuerzo. Refuerzo a cortante

A.3 Gráficas carga mayorada – precio de materiales. Refuerzo a flexión y cortante

A.4 Gráficas carga mayorada – precio de materiales. Refuerzo a cortante

A.5 Gráficas carga mayorada – precio de mano de obra.

Refuerzo a flexión y cortante

A.6 Gráficas carga mayorada – precio de mano de obra.

Refuerzo a cortante

A.7 Gráficas carga mayorada – precio de material y mano de obra. Refuerzo a flexión y cortante

A.8 Gráficas carga mayorada – precio de material y mano de obra. Refuerzo a cortante

A.9 Gráficas carga mayorada – tiempo. Refuerzo a flexión y cortante

A.10 Gráficas carga mayorada – tiempo. Refuerzo a cortante

**APÉNDICE B. LISTADO DEL PROGRAMA DE CÁLCULO
POR ORDENADOR DEL MODELO ANALÍTICO DE CORTE-
FRICCIÓN EN HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS DE
ACERO**

Listado del programa de cálculo por ordenador del modelo analítico de corte-fricción en hormigón reforzado con fibras de acero realizado en Visual Basic

```

' *****
' PROGRAMA PARA EL CALCULO DE TENSIONES RASANTES EN HRFA SEGÚN EL MODELO DE WALRAVEN-GÁLVEZ
' *****
'
'
' LISTA DE VARIABLES
'
' Acerobar: Resistencia de las barras (N/mm2).
' Acerofib: Resistencia de las fibras (N/mm2).
' Adherencia: Tensión de adherencia de las fibras (N/mm2). Laranjeira "Predicting the pullout... steel fibers"
(2010).
' Alfa: Auxiliar ( $0.822 \cdot F_{cub}^{0.406}$ ). Walraven pag. 147.
' Areabar: Área de una barra ( $\pi \cdot D_{iabar}^2 / 4$ ) (mm2).
' Areafib: Área de una fibra ( $\pi \cdot D_{iafib}^2 / 4$ ) (mm2).
' Ax: Área proyectada de contacto en x. Walraven ec. (3.47) y (3.49) (mm2).
' Ay: Área proyectada de contacto en y. Walraven ec. (3.46) y (3.48) (mm2).
' Beta: Auxiliar ( $0.159 \cdot F_{cub}^{0.303}$ ). Walraven pag. 147.
' Coofib: Coeficiente de orientación de las fibras (fibras reales / fibras teóricas).
' Delta: Deslizamiento a cortante (mm).
' Diafib: Diámetro de una fibra (mm).
' Diabar: Diámetro de una barra (mm).
' Dmax: Tamaño máximo del árido (mm).
' E: Error.
' Fck: Resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica (N/mm2).
' Fcub: Resistencia a compresión del hormigón en probeta cúbica ( $F_{ck} / 0.8$ ) (N/mm2).
' Fdowel: Fuerza total del efecto pasador (N/mm2).
' Fdowelbar: Fuerza del efecto pasador en barras (N/mm2).
' Fdowelfib: Fuerza del efecto pasador en fibras (N/mm2).
' Fibsec: Número de fibras teóricas en la sección;  $Fibsec = Sechor \cdot FracVol / Areafib$  (Uds).
' FracVol: Fracción volumétrica de fibras (%).
' Fripi: ¿Se forman bielas de compresión? (1=Si, 0=No).
' Fsy: Resistencia de cálculo de las fibras, la menor entre resistencia y adherencia (N/mm2).
' N: Número de intervalos de integración.
' Nu: Coeficiente de fricción hormigón-hormigón de valor variable. Walraven pag. 110 ( $Nu = 0.5$ ).
' Numbar: Número de barras (Uds).
' Pi: Constante (3.141592).
' Pk: Relación volumen de áridos entre volumen de hormigón; ( $V_a = Párido / Densidad = Párido / 2600$ , para 1m3).
' Ro: Cuantía total.
' Robar: Cuantía de barras ( $Numbar \cdot Areabar / Sechor$ ).
' Rofib: Cuantía de fibras ( $Fibsec \cdot Areafib / Sechor \cdot Coofib$ ).
' Sechor: Sección resistente de hormigón ( $A_c$ ) (mm2).
' Sigma: Tensión en el hormigón (por unidad de superficie) (N/mm2).
' Sis: Tensión del acero (por unidad de superficie) (N/mm2).
' Tau: Tensión rasante (N/mm2).
' Tenaplast: Tensión de aplastamiento de la matriz. Walraven ec. (5.1); ( $5.83 \cdot F_{cub}^{0.63}$ ) (N/mm2).
' Tmax: Auxiliar ( $Alfa \cdot W_s^{Beta}$ ). Walraven pag. 147.
' Tnt: Auxiliar; derivada de Delta.
' Valores: Número de valores a obtener.
' W: Abertura de fisura ( $W = K \cdot Delta^A$ ); depende de valores experimentales y varía en función del hormigón
empleado (mm).

```

```
' Wc: Abertura crítica del hormigón (mm).
' Wf: Longitud recta inicial de la fibra (longitud de la fibra menos patillas (mm).
' Ws: Resistencia de todo el refuerzo de la sección (N/mm2).
' Wsbar: Resistencia de todas las barras de la sección (Robar*Acerobar) (N/mm2).
' Wsfib: Resistencia de todas las fibras de la sección (Rofib*Fsy) (N/mm2).
,
,
' DIMENSIONADO DE VARIABLES
,
Option Explicit
Dim A As Double, Acerobar As Double, Acerofib As Double, Adherencia As Double, Areabar As Double, Areafib
As Double, Ax As Double, Ay As Double
Dim Coofib As Double
Dim Delta As Double, Diabar As Double, Diafib As Double, Dmax As Double
Dim Fck As Double, Fcub As Double, Fdowel As Double, Fdowelbar As Double, Fdowelfib As Double, Fibsec As
Double, Fsy As Double
Dim H As Double, K As Double
Dim N As Integer, Numbar As Double, Nu As Double
Dim Pk As Double
Dim Ro As Double, Robar As Double, Rofib As Double
Dim Sechor As Double, Sigma As Double, Sigx As Double
Dim Tau As Double, Tenaplast As Double, Tmax As Double
Dim Valores As Double
Dim W As Double, Wc As Double, Ws As Double, Wsbar As Double, Wsfib As Double
Dim Xo As Double
Dim Yo As Double
Const Pi = 3.1415926535898

Private Sub CmdCalculo_Click()
    Dim Alfa As Double, Ar As Integer
    Dim Beta As Double
    Dim Cuenta As Integer
    Dim Dw As Double
    Dim E As Double
    Dim Fdmin As Double, Frip As Integer
    Dim lLin As Long, lter As Integer
    Dim J As Integer
    Dim Sigmin As Double, Sis As Double
    Dim Taut As Double, Tmin As Double, Tnt As Double
,
,
' LECTURA DE DATOS
,
With Worksheets("Cálculo")
    Dmax = .Cells(3, 4)
    Pk = .Cells(4, 4)
    Fck = .Cells(5, 4)
    Wc = .Cells(6, 4)
    Nu = .Cells(7, 4)
    Sechor = .Cells(8, 4)
    K = .Cells(9, 4)
    A = .Cells(10, 4)
    N = .Cells(11, 4)
    Valores = .Cells(12, 4)
    Diafib = .Cells(4, 7)
    Fibsec = .Cells(5, 7)
```


**APÉNDICE B. Listado del programa de cálculo por ordenador del modelo analítico de corte-fricción en
hormigón reforzado con fibras de acero**

```

Coofib = .Cells(6, 7)
Acerofib = .Cells(7, 7)
Adherencia = .Cells(8, 7)
Diabar = .Cells(10, 7)
Numbar = .Cells(11, 7)
Acerobar = .Cells(12, 7)
,
' Limpieza Hoja resultados
  .Range("A14", "P34600").ClearContents
  .Range("A14", "P34600").ClearFormats
End With
,
,
' CONSTANTES Y CÁLCULOS
,
ILin = 14
Fck = Fck * 10.2
Robar = Numbar * Pi * Diabar ^ 2 / (4 * Sechor)
Rofib = Fibsec * Pi * Diafib ^ 2 * Coofib / (4 * Sechor)
Ro = Robar + Rofib
W = 0: Delta = 0
  If Acerofib >= Adherencia Then Acerofib = Adherencia
    Fsy = Acerofib
    Wsbar = Robar * Acerobar
    Wsfib = Rofib * Fsy
    Ws = Wsbar + Wsfib
    Fcub = Fck / (0.8 * 10.2)
    Tenaplast = 5.83 * (Fcub / 10.2) ^ 0.63
    Alfa = 0.822 * (Fcub / 10.2) ^ 0.406
    Beta = 0.159 * (Fcub / 10.2) ^ 0.303
    Tmax = Alfa * Wsbar ^ Beta + Alfa * Wsfib ^ Beta
    Fripp = 0
    For J = 1 To Valores
      Delta = Delta + 0.05
      If Fripp = 1 Then GoTo 155
      W = K * Delta ^ A
      E = 0.3: Cuenta = 0
      Do While Abs(E) > 0.01
        Arwal
        If W <= Wc Then Sis = W / Wc * Ws
        If W > Wc Then Sis = Ws
        E = Sis - Sigma
        Cuenta = Cuenta + 1
        If Cuenta > 200 Then GoTo 151
        Dw = 0.1 * E * Wc / Ws
        W = W - Dw
      Loop
151      If Delta < (W / K) ^ (1 / A) Then GoTo 160
      If Ro < 0.006 Then GoTo 160
155      Delta = (W / K) ^ (1 / A)
      Arwal
      If W <= Wc Then Sis = W / Wc * Ws
      If W > Wc Then Sis = Ws
      E = Sis - Sigma
      Fripp = 1

```

```

W = W + 0.05
160   Tnt = W ^ (1 / A - 1) / (A * K ^ (1 / A))
      If Ro < 0.006 Then Tnt = 0
      If E < 0 Then E = 0
      Taut = Tau + Fdowel + E * Tnt
      If Taut > Tmax Then Taut = Tmax
      Tmin = Tau: Sigmin = Sigma: Fdmin = Fdowel
,
,
' PRESENTACIÓN DE RESULTADOS
,

With Worksheets("Cálculo")
  If J > 1 Then GoTo 170
  ILin = ILin + 2
  .Cells(ILin, 1) = " RESULTADOS TENSIONES RASANTES "
  ILin = ILin + 1
  .Cells(ILin, 4).HorizontalAlignment = xlRight
  .Cells(ILin, 4) = " Resistencia del hormigón (N/mm²):"
  .Cells(ILin, 5).HorizontalAlignment = xlCenter
  .Cells(ILin, 5).NumberFormat = "##0.00"
  .Cells(ILin, 5) = Fck / 10.2
  ILin = ILin + 1
  .Cells(ILin, 4).HorizontalAlignment = xlRight
  .Cells(ILin, 4) = " Cuantía geométrica de cosido (%):"
  .Cells(ILin, 5).HorizontalAlignment = xlCenter
  .Cells(ILin, 5).NumberFormat = "##0.00"
  .Cells(ILin, 5) = Ro * 100
  .Cells(ILin, 6).HorizontalAlignment = xlLeft
  ILin = ILin + 1
  .Cells(ILin, 4).HorizontalAlignment = xlRight
  .Cells(ILin, 4) = " Diámetro máx de árido (mm):"
  .Cells(ILin, 5).HorizontalAlignment = xlCenter
  .Cells(ILin, 5).NumberFormat = "##0.0"
  .Cells(ILin, 5) = Dmax
  ILin = ILin + 1
  .Cells(ILin, 4).HorizontalAlignment = xlRight
  .Cells(ILin, 4) = " Vol. áridos / Vol. hormigón:"
  .Cells(ILin, 5).HorizontalAlignment = xlCenter
  .Cells(ILin, 5).NumberFormat = "##0.00"
  .Cells(ILin, 5) = Pk
  ILin = ILin + 2
  .Cells(ILin, 1).HorizontalAlignment = xlCenter
  .Cells(ILin, 1) = "Delta"
  .Cells(ILin, 2).HorizontalAlignment = xlCenter
  .Cells(ILin, 2) = "W"
  .Cells(ILin, 3).HorizontalAlignment = xlCenter
  .Cells(ILin, 3) = "Tau"
  .Cells(ILin, 4).HorizontalAlignment = xlCenter
  .Cells(ILin, 4) = "Sigma"
  .Cells(ILin, 5).HorizontalAlignment = xlCenter
  .Cells(ILin, 5) = "Sis"
  .Cells(ILin, 6).HorizontalAlignment = xlCenter
  .Cells(ILin, 6) = "Fdowel"
  .Cells(ILin, 7).HorizontalAlignment = xlCenter
  .Cells(ILin, 7) = "Tautot"
  .Cells(ILin, 8).HorizontalAlignment = xlCenter

```

```

.Cells(ILin, 8) = "Tmax"
.Cells(ILin, 9).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 9) = "¿Bielas?"
.Cells(ILin, 10).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 10) = "Ax"
.Cells(ILin, 11).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 11) = "Ay"
.Cells(ILin, 12).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 12) = "Tenaplast"
ILin = ILin + 1
.Cells(ILin, 1).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 1) = "mm"
.Cells(ILin, 2).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 2) = "mm"
.Cells(ILin, 3).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 3) = "N/mm2"
.Cells(ILin, 4).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 4) = "N/mm2"
.Cells(ILin, 5).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 5) = "N/mm2"
.Cells(ILin, 6).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 6) = "N/mm2"
.Cells(ILin, 7).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 7) = "N/mm2"
.Cells(ILin, 8).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 8) = "N/mm2"
.Cells(ILin, 9).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 9) = "1=Si, 0=No"
.Cells(ILin, 10).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 10) = "mm2"
.Cells(ILin, 11).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 11) = "mm2"
.Cells(ILin, 12).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 12) = "N/mm2"
ILin = ILin + 1
.Cells(ILin, 1).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 1).NumberFormat = "#0.0000"
.Cells(ILin, 1) = Delta
.Cells(ILin, 2).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 2).NumberFormat = "#0.0000"
.Cells(ILin, 2) = W
.Cells(ILin, 3).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 3).NumberFormat = "###0.000"
.Cells(ILin, 3) = Tau
.Cells(ILin, 4).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 4).NumberFormat = "###0.000"
.Cells(ILin, 4) = Sigma
.Cells(ILin, 5).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 5).NumberFormat = "###0.000"
.Cells(ILin, 5) = Sis
.Cells(ILin, 6).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 6).NumberFormat = "###0.000"
.Cells(ILin, 6) = Fdowel
.Cells(ILin, 7).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 7).NumberFormat = "###0.000"

```

```

.Cells(ILin, 7) = Taut
.Cells(ILin, 8).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 8).NumberFormat = "###0.000"
.Cells(ILin, 8) = Tmax
.Cells(ILin, 9).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 9).NumberFormat = "##0"
.Cells(ILin, 9) = FriP
.Cells(ILin, 10).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 10).NumberFormat = "###0.000"
.Cells(ILin, 10) = Ax
.Cells(ILin, 11).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 11).NumberFormat = "###0.000"
.Cells(ILin, 11) = Ay
.Cells(ILin, 12).HorizontalAlignment = xlCenter
.Cells(ILin, 12).NumberFormat = "###0.000"
.Cells(ILin, 12) = Tenaplast
End With
Next J
End Sub

Private Function Arcsin(x)
    Dim Ar As Double
    Ar = x + x ^ 3 / 6 + 0.075 * x ^ 5
    Arcsin = Ar
End Function

Private Sub Arwal()
    Dim Ax1 As Double, Ay1 As Double, Ax2 As Double, Ay2 As Double
    Dim B As Double, C As Double, D As Double, Fd As Double, Fdbar As Double, Fdfib As Double, I As Integer
    Dim E As Double, F As Double, G As Double, H As Double, J As Double, K As Double, L As Double, M As Double
    '
    If Delta >= W Then GoTo 110
    ' Caso Delta < W (Walraven (3.46) y (3.47))
    Yo = (W ^ 2 + Delta ^ 2) / Delta
    H = (Dmax - Yo) / N
    Ay = F1(Delta, Yo, Dmax)
    Ax = F2(Delta, Yo, Dmax)
    D = Yo
    For I = 2 To N - 1
        D = D + H
        B = F1(Delta, D, Dmax)
        C = F2(Delta, D, Dmax)
        If Int(I / 2) = I / 2 Then Ay = Ay + 4 * B Else Ay = Ay + 2 * B
        If Int(I / 2) = I / 2 Then Ax = Ax + 4 * C Else Ax = Ax + 2 * C
    Next I
    Ay = (Ay + F1(Delta, Dmax, Dmax)) * H / 3
    Ax = (Ax + F2(Delta, Dmax, Dmax)) * H / 3
    GoTo 200
110 ' Caso Delta > W (Walraven (3.48) y (3.49))
    '
    ' Primer sumando
    Xo = 2 * W
    K = (W ^ 2 + Delta ^ 2) / W
    L = (K - Xo) / N
    Ay1 = F3(Delta, Xo, K)
    Ax1 = F4(Delta, Xo, K)

```

**APÉNDICE B. Listado del programa de cálculo por ordenador del modelo analítico de corte-fricción en
hormigón reforzado con fibras de acero**

```

D = Xo
For I = 2 To N - 1
    D = D + L
    B = F3(Delta, D, K)
    C = F4(Delta, D, K)
    If Int(I / 2) = I / 2 Then Ay1 = Ay1 + 4 * B Else Ay1 = Ay1 + 2 * B
    If Int(I / 2) = I / 2 Then Ax1 = Ax1 + 4 * C Else Ax1 = Ax1 + 2 * C
Next I
'
' Segundo sumando
M = (Dmax - K) / N
Ay2 = F1(Delta, K, Dmax)
Ax2 = F1(Delta, K, Dmax)
For J = 2 To N - 1
    E = E + K
    F = F1(Delta, K, Dmax)
    G = F1(Delta, K, Dmax)
    If Int(J / 2) = J / 2 Then Ay2 = Ay2 + 4 * F Else Ay2 = Ay2 + 2 * F
    If Int(J / 2) = J / 2 Then Ax2 = Ax2 + 4 * G Else Ax2 = Ax2 + 2 * G
Next J
'
' Sumatorio
Ay = (Ay1 + F3(Delta, Dmax, Dmax)) * L / 3 + (Ay2 + F1(Delta, Dmax, Dmax)) * M / 3
Ax = (Ax1 + F4(Delta, Dmax, Dmax)) * L / 3 + (Ax2 + F1(Delta, Dmax, Dmax)) * M / 3
'
200 If Ay < 0 Then Ay = 0
    If Ax < 0 Then Ax = 0
    Tau = Tenaplast * (Ay + Nu * Ax)
    Sigma = Tenaplast * (Ax - Nu * Ay)
'
    If Tau > Tmax Then Tau = Tmax
    If Tau < 0 Then Tau = 0
    If Sigma < 0 Then Sigma = 0
    Fdbar = 10 * Delta ^ 0.36 * Diabar ^ 1.75 * Fcub ^ 0.38 / (W + 0.2)
    Fdfib = 10 * Delta ^ 0.36 * Diafib ^ 1.75 * Fcub ^ 0.38 / (W + 0.2)
    Fdowelbar = Numbar * Fdbar / Sechor
    Fdowelfib = Fibsec * Fdfib * Coofib / Sechor
    Fdowel = Fdowelbar + Fdowelfib
'
End Sub

Private Function F0(D, Dmax)
    Dim A As Double
    A = D / Dmax
    F0 = 0.532 * A ^ 0.5 - 0.212 * A ^ 4 - 0.072 * A ^ 6 - 0.036 * A ^ 8 - 0.025 * A ^ 10
End Function

Private Function F1(Delta, D, Dmax)
    F1 = Pk * 1.2732 * F0(D, Dmax) * G1(Delta, D)
End Function

Private Function F2(Delta, D, Dmax)
    F2 = Pk * 1.2732 * F0(D, Dmax) * G2(Delta, D)
End Function

```

Private Function F3(Delta, D, Dmax)

F3 = Pk * 1.2732 * F0(D, Dmax) * G3(Delta, D)

End Function

Private Function F4(Delta, D, Dmax)

F4 = Pk * 1.2732 * F0(D, Dmax) * G4(Delta, D)

End Function

Private Function G1(Delta, D)

Dim A As Double, B As Double, C As Double, L As Double

A = W ^ 2 + Delta ^ 2

L = Umax(Delta, D)

B = Sqr(Abs(D ^ 2 - A)) * Delta * L / Sqr(Abs(A))

C = B - W * L - L ^ 2

G1 = C / D ^ 3

End Function

Private Function G2(Delta, D)

Dim A As Double, B As Double, C As Double

Dim E As Double, L As Double, M As Double, V As Double

A = W ^ 2 + Delta ^ 2

L = Umax(Delta, D)

B = (Delta - Sqr(Abs(D ^ 2 - A)) * W / Sqr(Abs(A))) * L

C = (L + W) * Sqr(Abs(0.25 * D ^ 2 - (W + L) ^ 2))

V = -W * Sqr(Abs(0.25 * D ^ 2 - W ^ 2))

E = 0.25 * D ^ 2 * Arcsin((W + L) / (0.5 * D))

M = -0.25 * D ^ 2 * Arcsin(2 * W / D)

G2 = (B + C + V + E + M) / D ^ 3

End Function

Private Function G3(Delta, D)

G3 = (0.5 * D - W) ^ 2 / D ^ 3

End Function

Private Function G4(Delta, D)

Dim A As Double, B As Double, C As Double

A = 3.141592 * D ^ 2 / 8

B = -W * Sqr(Abs(0.25 * D ^ 2 - W ^ 2))

C = -0.25 * D ^ 2 * Arcsin(2 * W / D)

G4 = (A + B + C) / D ^ 3

End Function

Private Function Umax(Delta, D)

Dim A As Double, B As Double, C As Double, K As Double

Dim Ox As Double, Parte As Double

A = W ^ 2 + Delta ^ 2

B = W * A

C = B * A * B * A

Ox = A * (A * A - (Delta * D) * (Delta * D))

K = Abs(C - Ox)

Parte = Abs(0.5 * Sqr(K) - 0.5 * B)

Umax = Parte / A

End Function