UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

CAPACIDAD RESISTENTE DE ELEMENTOS LINEALES DE
HORMIGÓN ARMADO REFORZADO CON FIBRAS BAJO CARGAS
DE IMPACTO

TESIS DOCTORAL

GONZALO SANZ-DIEZ DE ULZURRUN CASALS
INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

2019

© Gonzalo Sanz-Diez de Ulzurrun Casals, 2019.

g.ulzurrun@upm.es

Esta obra está protegida bajo una licencia Creative Commons.

Reconocimiento - No Comercial - Sin Obra Derivada - 4.0 Internacional.

CC BY-NC-ND 4.0.

MECÁNICA DE MEDIOS CONTINUOS Y TEORÍA DE ESTRUCTURAS
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

CAPACIDAD RESISTENTE DE ELEMENTOS LINEALES DE
HORMIGÓN ARMADO REFORZADO CON FIBRAS BAJO CARGAS
DE IMPACTO

GONZALO SANZ-DIEZ DE ULZURRUN CASALS
INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DIRECTOR DE TESIS

CARLOS ZANUY SÁNCHEZ
DOCTOR INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

2019

Tribunal nombrado por el Mgfco. y Excmo. Sr. Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, el día de de 20 .

Presidente:

Vocal:

Vocal:

Vocal:

Secretario:

Secretario:

Suplente:

Suplente:

Realizado el acto de defensa y lectura de la Tesis el día de de 20 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 y hermanos

Índice general

Resumen	VII
Abstract	IX
Agradecimientos	XI
Publicaciones	XIII
Notación	XV
Índice de Tablas	XXX
Índice de Figuras	XXXIII
1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	4
1.3. Metodología y organización de la tesis	6
2. Planteamiento del problema	9
2.1. Introducción	9
2.1.1. Generalidades	9
2.2. Comportamiento del hormigón y el acero en régimen de alta velocidad de deformación	16
2.2.1. Hormigón en masa	17
2.2.2. Acero	21
2.2.3. Hormigón reforzado con fibras de acero	23
2.3. Comportamiento de elementos de hormigón armado sometidos a impacto	26
2.3.1. Trabajos experimentales	26
2.3.2. Modelos de cálculo	34

2.4. Comportamiento de elementos de hormigón armado reforzado con fibras de acero	50
2.4.1. Comportamiento estático	50
2.4.2. Comportamiento bajo impacto	53
3. Parte experimental	57
3.1. Introducción	57
3.2. Objetivos	58
3.3. Descripción general	58
3.3.1. Caracterización de los materiales	60
3.3.2. Denominación de los ensayos	65
3.3.3. Equipo de aplicación de carga en los ensayos cuasi-estáticos	66
3.3.4. Torre de caída libre instrumentada para ensayos de impacto	66
3.3.5. Instrumentación, toma de datos y control	71
3.4. Ensayos de material	75
3.4.1. Planteamiento	75
3.4.2. Resultados	77
3.5. Ensayos estructurales	87
3.5.1. Planteamiento	87
3.5.2. Resultados	89
4. Parte teórica	107
4.1. Introducción	107
4.2. Modelo para el estudio del comportamiento a tracción del SFRC en régimen dinámico	108
4.2.1. Estudio de arrancamiento de una fibra de acero	109
4.2.2. Estudio del comportamiento en tracción de una sección de SFRC en régimen cuasi-estático	121
4.2.3. Estudio del comportamiento en tracción de una sección de SFRC en régimen dinámico	131
4.3. Modelos de análisis estructural en régimen de impacto	132
4.3.1. Modelo seccional a flexión en condiciones dinámicas	133

4.3.2.	Modelo de interacción flexión-cortante en vigas de SFRC sin armadura transversal bajo cargas dinámicas	137
4.3.3.	Modelo de viga continuo	155
4.3.4.	Modelo de dos grados de libertad	157
4.4.	Modelo global	167
5.	Análisis de los resultados a nivel de material	171
5.1.	Introducción	171
5.2.	Análisis paramétrico del modelo teórico propuesto a nivel material	171
5.2.1.	Consideraciones previas	172
5.2.2.	Estudio del arrancamiento de una sola fibra	174
5.2.3.	Integración de las fibras	179
5.2.4.	Factores que influyen en la absorción de energía de las fibras arrancadas	185
5.2.5.	Comportamiento del SFRC	189
5.3.	Análisis de los resultados experimentales	194
5.3.1.	Sensibilidad a la velocidad de carga	195
5.3.2.	Determinación experimental de la velocidad de deformación	195
5.4.	Discusión de los resultados a nivel material	198
5.4.1.	Sensibilidad de la resistencia pico a la velocidad de deformación	198
5.4.2.	Sensibilidad de la energía de fractura a la velocidad de deformación	203
5.4.3.	Análisis sensibilidad dinámica de cada fibra	205
5.4.4.	Análisis de los parámetros que definen la interacción fibra-matriz	207
6.	Análisis de los resultados a nivel estructural	211
6.1.	Introducción	211
6.2.	Análisis paramétrico de los modelos teóricos propuestos a nivel estructural	211
6.2.1.	Modelo seccional del comportamiento a flexión	212
6.2.2.	Modelo seccional de interacción flexión-cortante	214
6.2.3.	Modelo de viga continuo	228
6.2.4.	Modelo de viga de dos grados de libertad	240
6.3.	Discusión de los resultados a nivel estructural	245

6.3.1. Verificación experimental y análisis de los modelos propuestos	245
6.3.2. Análisis de la sensibilidad a desarrollar fallos frágiles	260
7. Conclusiones y líneas futuras de investigación	269
7.1. Conclusiones	270
7.1.1. Estado del arte	270
7.1.2. Estudio del SFRC a nivel material	272
7.1.3. Estudio del SFRC a nivel estructural	274
7.2. Recomendaciones prácticas y líneas futuras de investigación	277
7.2.1. Recomendaciones prácticas	277
7.2.2. Líneas futuras de investigación	278
8. Extended summary and conclusions	283
8.1. Introduction	283
8.2. State of the Art	285
8.3. Study of SFRC at the material level	287
8.3.1. Experimental study	287
8.3.2. Analytical study	289
8.4. Study at the structural level: reinforced SFRC beams	292
8.4.1. Experimental study	292
8.4.2. Analytical and numerical study	293
8.4.3. Discussion	297
8.5. Practical recommendations and future work	298
8.5.1. Practical recommendations	298
8.5.2. Future work	299

Bibliografía

Apéndices

A. Mapa de fisuras de las vigas ensayadas	317
--	------------

B. Cálculos detallados modelo de comportamiento a tracción del SFRC	327
--	------------

Resumen

La sociedad actual está muy concienciada sobre la importancia de garantizar la seguridad estructural bajo cargas extremas que, causadas por catástrofes naturales o por acciones humanas, captan una atención mediática y social considerable, por su carácter súbito, devastador y arbitrario. Entre dichas cargas, los impactos de cuerpos rígidos a velocidades moderadas pueden resultar especialmente dañinos. Estos se pueden producir por desprendimientos, impacto de vehículos, y choques de proyectiles aéreos, causados por explosiones o por vientos huracanados, entre otras causas.

A nivel de diseño es común considerar estas acciones dinámicas como cargas estáticas equivalentes. Sin embargo, los impactos presentan una naturaleza muy distinta, caracterizada por cargas pico elevadas, velocidades de carga considerables y grandes cantidades de energía liberada súbitamente. El análisis mediante cargas estáticas equivalentes puede ser poco riguroso para caracterizar los efectos dinámicos del impacto, como el desarrollo de fuerzas de inercia (que modifican significativamente la distribución de esfuerzos), la propagación de sus efectos, que los impactos demandan una cierta capacidad de disipación de energía, las propiedades del contacto estructura-proyectil y de la inercia de ambos. Por otra parte, las características mecánicas de los materiales presentan sensibilidad a la velocidad de deformación, que habitualmente se caracteriza mediante factores de incremento dinámico (DIF), que pueden ser diferentes para cada mecanismo de rotura implicado en el fallo global.

La suma de estos efectos es especialmente crítica en estructuras de hormigón armado, las cuales tienden a fallar frágilmente por cortante o punzonamiento bajo cargas de impacto, con una capacidad de absorción de energía muy limitada. Esto se ha observado incluso en estructuras con armadura transversal y un modo de rotura estático dúctil. Una de las opciones más interesantes para evitar dicha fragilidad es aumentar la capacidad de absorción de energía del hormigón mediante la adición de fibras de acero. Gracias a su capacidad de transmitir tensiones a través de las fisuras, el hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC) reduce la tendencia a desarrollar fallos frágiles en régimen dinámico. Sin embargo, la sensibilidad del SFRC a la velocidad de deformación no está completamente caracterizada.

En la investigación expuesta en la presente Tesis Doctoral se aborda el problema a diferentes niveles (material y estructural) desde distintas perspectivas (experimental y analítica). El estudio propuesto pretende explicar el comportamiento a impacto de vigas de SFRC armadas longitudinalmente, sin cercos, y evaluar la relevancia de la adición de fibras evitando el desarrollo de fallos frágiles en dichas estructuras en el rango dinámico. Para ello se analizan varias mezclas de SFRC, incluyendo tres tipos de fibras (prismáticas, con anclajes y

rectas) en varias dosificaciones (0.5 y 1.0 %), además de una serie de referencia de hormigón convencional.

La campaña experimental propuesta consistió en ensayos de material, sobre probetas prismáticas sin entallar, y ensayos estructurales, ejecutados en vigas de $2000 \times 250 \times 125$ mm armadas longitudinalmente, ambos realizados a flexión en tres puntos. Para cada una de las siete mezclas ensayadas se ejecutaron varios ensayos de impacto y uno cuasi-estático complementario, tanto en los ensayos de material como los estructurales. Los primeros ensayos mostraron, por lo general, una mejora de las propiedades del SFRC con la velocidad de deformación. La sensibilidad a la velocidad varía en función del tipo de fibras empleado y su dosificación. Por ejemplo, el DIF de la energía de fractura mostró una tendencia a disminuir en las mezclas en las que se observó roturas de fibras, con anclaje y prismáticas. Por su parte, los ensayos estructurales mostraron que ciertas mezclas de SFRC, las que contenían fibras rectas o una dosificación del 1.0 %, evitaron el desarrollo del fallo por cortante, cosiendo las finas fisuras diagonales observadas en las almas.

Los resultados experimentales se han discutido analizando modelos teóricos, desarrollados ad-hoc. A nivel material se propone un modelo que define el comportamiento a tracción de las mezclas de SFRC en el rango dinámico. A nivel seccional se plantean dos modelos, uno que estudia el comportamiento en flexión en función de la velocidad de curvatura y un modelo de interacción flexión-cortante en vigas de SFRC sin armadura transversal bajo cargas dinámicas. Por último, se han propuesto dos modelos estructurales no lineales, un modelo continuo de elementos finitos con elementos viga elasto-plásticos y otro modelo de dos grados de libertad considerando el contacto como elasto-plástico, la propagación del vano efectivo y la formación de rótulas plásticas.

La interacción entre estos modelos ha permitido analizar y discutir detalladamente las observaciones experimentales, las cuales verificaron la coherencia de los modelos. Entre los temas tratados destacan la caracterización mecánica de diferentes SFRC en régimen dinámico, la descripción de la fuerza de impacto, la propagación del vano efectivo y la sensibilidad a la velocidad de cada modo de fallo, entre otros. Por su parte, el uso del modelo de interacción flexión-cortante con la distribución de esfuerzos del modelo continuo ha aclarado el desarrollo de los fallos por cortante en vigas de SFRC. En resumen, los resultados han mostrado que la eficacia de la adición de fibras evitando el desarrollo de fallos frágiles depende del tipo de fibra empleado, dosificación y, en especial, la tendencia de este tipo de fibra a romperse durante su arrancamiento dinámico.

Abstract

The current society is aware about the relevance of guaranteeing the safety of structures under extreme loading cases, which might be caused by natural catastrophes or human action. Those have a significant media and social impact due to their sudden, destructive and arbitrary character. Among extreme loads, impacts of rigid bodies at moderated speeds could result especially harmful. Impact events can be due to rockfall, vehicles impact, and collision of debris, caused by explosions or hurricanes, among other causes.

At the design stage it is common to consider dynamic actions as quasi-static equivalent loads. However, impacts are characterized by high peak loads, considerable strain rates and large energy release suddenly. Analysis based on equivalent loads might underestimate the dynamic effect of impacts, such as the development of inertia forces (that modify substantively the internal forces distribution), the propagation of their effects or that the impacts demand an energy dissipation capacity, being the impact force a consequence of the structure-projectile contact properties and of the inertia of both. Additionally, the mechanical properties of the material are sensible to the strain-rate (typically characterized by the dynamic increase factors — DIF — that could be different for each failure mechanism involved in the global failure).

The sum of these effects can be especially critical in concrete structures, which trend to develop brittle failure by shear or punching, with a limited capacity of energy absorption. This has been observed even in structures designed with flexure-governed failure and with transverse reinforcement. An interesting option to improve the impact performance of concrete structures is to enhance its energy capacity absorption by fiber addition. Thanks to its capacity to bridge tensions across crack surfaces, steel fiber-reinforced concrete (SFRC) reduces the tendency to fail in a brittle mode in dynamic range. Nevertheless, the rate sensibility of SFRC has not been completely characterized, so far.

The research presented in this Ph.D. Thesis is addressed at various levels (material and structural) from different perspectives (experimental and analytical). The proposed study is focused on the impact behavior of longitudinally reinforced SFRC beams, without stirrups, and to evaluate fiber addition role avoiding the development of brittle shear failure in dynamic range. For that purpose various mixes of SFRC are analyzed, including three types of fibers (prismatic, hooked-end and straight) in various amounts (0.5 and 1.0 %), besides a reference series with conventional concrete.

The experimental campaign has consisted of material tests, on unnotched prismatic specimens, and structural tests, performed on $2000 \times 250 \times 125$ mm beams reinforced longitu-

dinally, both in a three-point bending configuration. For each of the seven mixes, various impact tests were performed as well as companion static tests, in both the material and structural tests. The experimental results showed an enhancement of SFRC properties with the strain-rate, with dependence on the type of fibers and its volumetric fraction. For instance, fracture energy DIF showed a tendency to decrease in mixes with fiber ruptures observed in case of prismatic and hooked-end fibers. In structural tests, certain SFRC mixes avoided shear failure, such as those with straight fibers or 1.0 % of fiber amount, which were able to stitch thin diagonal cracks in the shear span.

Tests results have been discussed with theoretical models developed ad-hoc. At the material level, a model for tensile behavior of SFRC mixes in the dynamic range is presented. At the sectional level two models are proposed, one that studies the bending response as function of the curvature rate and a dynamic flexure-shear interaction model for reinforced SFRC beams without stirrups. Lastly, two structural models are presented, a finite element model with elasto-plastic beam elements and a two-degree-of-freedom model, which considers the contact non linearities, the effective span propagation and the formation of plastic hinges.

The interplay of these models has enabled the author to analyze and discuss the experimental observations in detail. Besides that, the experimental results have allowed to verify the models. The results are discussed with emphasis on the mechanical characterization of various mixes of SFRC in the dynamic range, the description of impact force, the propagation of the effective span and the rate sensibility of each mode of failure, among others. The evolution of internal forces distribution and the use of the flexure-shear interaction model has clarified the development of shear failure in SFRC beams. In essence, the results have shown that fiber addition effectiveness avoiding shear failure depends of the fiber amount and type, and especially, of its tendency to rupture in the dynamic pull-out.

For an extended and comprehensive description of the research presented in this Ph.D. Thesis please refer to Chapter 8. In that Chapter the reader will find an extended summary of this document together with the conclusions, both written in English.

Agradecimientos

La presente Tesis es la culminación de un trabajo de investigación que no habría sido posible sin la colaboración de un gran número de personas e instituciones. En especial se debe mencionar la institución donde se ha desarrollado el presente trabajo, el Grupo de Ingeniería Estructural de la Universidad Politécnica de Madrid.

En primer lugar, querría agradecer al profesor Carlos Zanuy su dedicación como director de esta Tesis. Su orientación, disponibilidad y consejos han sido claves en la culminación de los objetivos previstos. En especial querría agradecerle su implicación en buscar fórmulas que posibilitaran la conclusión exitosa de la investigación.

El trabajo de investigación realizado en Laboratorio de Estructuras, de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, no habría sido posible sin el apoyo profesional y la predisposición de Isidro García y Miguel Ángel Peña en la parte experimental. A ellos les quisiera agradecer su optimismo y creatividad en su labor, además de su humor y amistad en los descansos.

Quería agradecer la ayuda prestada en todo momento por los profesores que han participado o motivado el trabajo presentado. En particular quería mostrar mi agradecimiento a Luis Albajar y Pablo de la Fuente por su papel fundamental en la concepción de la presente Tesis. Por otra parte, la ayuda prestada por David Cendón en las primeras fases de la investigación es más que reconocible, y además resultó imprescindible para la comprensión del fenómeno del impacto. Además, quería agradecer a los profesores como Hugo Corres, Rafael Díaz-Munio, Javier León, Alejandro Pérez y Leonardo Todisco por haber motivado mi interés y curiosidad por la ingeniería estructural durante mi formación. Asimismo, cabe mencionar a los profesores Iván Muñoz, Jaime Palacios y Javier Jiménez, su confianza, consejos y proximidad ha sido fundamentales en el desarrollo de la presente Tesis Doctoral.

Otra mención especial la merecen mis compañeros del Laboratorio de Estructuras. Agradezco a Alejandro de Miguel, Francesco Marchetto y Freddy Ariñez por darme mis primeros consejos como investigador y mostrarme lo que aporta, a nivel personal, realizar una Tesis Doctoral. También, reconozco la ayuda y compañía de José Soria, Xidong Wang, Carlos Lara, Cristian Barrera, Carlos Martín, Rocío García, M. Alejandra Sánchez, Rafael Ruiz y Pablo Fernández; no sin olvidar a Beatriz Gutiérrez, de Ache, y Julia Chamorro.

Mis tres primeros años de investigador predoctoral los compatibilicé con mi actividad profesional en la empresa Siegrist & Moreno S.L., donde adquirí unos conocimientos y un enfoque

imprescindibles para los objetivos alcanzados. Agradezco la comprensión y flexibilidad de los socios, Carlos Siegrist, Miguel Ángel Utrilla y Guillermo Siegrist, durante dicho periodo. Adicionalmente, quería mencionar a Belén Ortiz, Jesús Ortiz, Pedro Díaz y Enrique Sánchez, por la atención con la que me trataron tanto a nivel personal como profesional.

Posteriormente, el año 2018 los profesores Morgan Johansson y Rasmus Rempling me ofrecieron la oportunidad de realizar una estancia investigadora de tres meses en la División de Ingeniería Estructural de Universidad Tecnológica Chalmers (Gotemburgo, Suecia), la cual les agradezco. Por otra parte, querría extender dicho agradecimiento al resto del equipo y colaboradores, en especial a Carlos Gil Berrocal por su interés en facilitar la colaboración investigadora.

Durante los dos últimos años de la investigación he disfrutado del soporte económico de la Beca de Fomento de la Investigación de la Fundación José Entrecanales Ibarra. Además, también agradezco el apoyo financiero de los proyectos de investigación del Ministerio Economía y Competitividad, que han hecho posible el desarrollo de esta línea de investigación: "*Seguridad de estructuras de hormigón para protección frente a impactos por bloques de rocas*"(referencia BIA2012-30998) y "*Resistencia frente a impacto de estructuras compuestas RC-UHPFRC*"(referencia BIA2016-74960-R). Otra ayuda que quiero agradecer es la de Bekaert, por su amabilidad proveyendo las fibras rectas y con anclaje empleadas en este estudio.

Además, querría aprovechar la ocasión para ampliar el reconocimiento a la labor y el apoyo prestado por otras tantas personas y entidades, no citadas en los párrafos anteriores en aras de la concisión. Pese a su ausencia en estas líneas, se agradece su desinteresada ayuda, la cual ha sido fundamental.

Por último, aunque no por ello menos importante, quería agradecer a todas las personas que no han estado implicados directamente en el desarrollo de la Tesis, amigos, familia y mi pareja, Elena. Aunque en diferentes grados, todos imprescindibles para enfrentarse al reto personal que supone realizar una Tesis Doctoral. A mi familia querría agradecerle su incondicional apoyo, afecto y su filosofía vital, que han tenido un efecto inspirador durante este proceso. Especialmente quiero reconocer a mis padres todas las oportunidades que me han brindado y sus consejos tan imprescindibles. A Elena le agradezco su cariño, paciencia, apoyo e ilusión, compartida, por los proyectos que nos quedan por vivir.

Publicaciones

El autor de la presente Tesis Doctoral, junto con otros investigadores, ha realizado una serie de publicaciones las cuales pueden resultar de interés para el lector. Estas complementan los estudios presentados en la Tesis, ampliando contenidos y explicando nuevas técnicas para estudiar o mejorar el comportamiento del hormigón a impacto. Los artículos publicados en revistas científico-técnicas se describen a continuación:

- Zanuy, C. & Ulzurrún, G. S.D. (2019). Residual behavior of reinforced SFRC beams damaged by impact. *Structural Concrete*, 20(2):597–613.
- S.D. Ulzurrún, G. & Zanuy, C. (2017). Enhancement of impact performance of reinforced concrete beams without stirrups by adding steel fibers. *Construction and Building Materials*, 145:166–182.
- Sanz-Diez de Ulzurrún Casals, G. & Zanuy Sánchez, C. (2017). Caracterización del comportamiento en flexión del hormigón reforzado con fibras sometido a impacto. *Hormigón y Acero*, 68(282):139–145.
- Zanuy, C. & Ulzurrún, G. (2017). Discussion of “Simplified Approach for Assessing Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams under Impact Loads” (Paper by Wei-Jian Yi, De-Bo Zhao and Sashi K. Kunnath). *ACI Structural Journal*, 114(3):789–791.
- Ulzurrún, G. & Zanuy, C. (2017). Flexural response of SFRC under impact loading. *Construction and Building Materials*, 134:397–411.

Así mismo, se han presentado los siguientes artículos en ponencias internacionales:

- Zanuy, C., S.D. Ulzurrún, G. & M. Díaz, I. (2019). Analysis of interfacial interaction in UHPFRC-strengthened reinforced concrete beams. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, Vol. 596, 10th International Conference FIBRE CONCRETE 2019 Prague, Czech Republic, September 17–20.
- S.D. Ulzurrún, G., Zanuy Sánchez, C., Johansson, M. & Rempling, R. (2019). Impact propagation effects along reinforced concrete beams. In *Proceedings of the IABSE Symposium 2019*, Guimarães, Portugal, March 27–29.

- Johansson, M., Rempling, R., S.D. Ulzurrún, G. & Zanuy Sánchez, C. (2019). Key aspects of digital image correlation in impact tests of reinforced concrete beams. In *Proceedings of the IABSE Symposium 2019*, Guimarães, Portugal, March 27–29.
- Zanuy Sánchez, C. & S.D. Ulzurrún, G. (2017). Impact Performance of Low-Fiber Content HPRCC: From Material to Structural Behavior. In *Proceedings of the Int. Conference: SHCC 4*, Dresden, Germany, September 18–20.
- Zanuy Sánchez, C. & S.D. Ulzurrún, G. (2017). Rate Effects of Fiber-reinforced Concrete Specimens in Impact Regime. In *Proceedings of the International Conference on Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures*, Gliwice, Poland, June 5–7.
- Zanuy Sánchez, C., S.D. Ulzurrún, G. & M. Díaz, I. (2016). Utilization of the capacity for energy absorption of concrete structures under impact. In *Proceedings of the 8th International Conference on Concrete Under Severe Conditions-Environment & Loading*, Lecco, Italy, September 12–14.
- Ulzurrún, G. & Zanuy, C. (2016). Energy absorption of steel fiber-reinforced concrete beams under impact loads. In *Proceedings of the 11th fib International PhD Symposium in Civil Engineering*, Tokyo, Japan, August 29–31.

Notación

Mayúsculas latinas

A	Área.
A_c	Área bruta de la sección de una pieza de hormigón.
$A_{c,i}$	Área de la banda i .
A_f	Área de la sección de una fibra.
A_{imp}	Área de la zona de contacto viga-proyectil.
A_k	Área de una zona en las que se divide la sección de SFRC para la obtención de los factores de orientación locales.
A_s	Área de armadura longitudinal inferior.
A'_s	Área de armadura longitudinal superior.
A_{Sc}	Área lateral de la lámina desprendida de la matriz en torno al punto de salida de una fibra al aumentar la profundidad de desprendimiento.
$A_{Sc,1}$	Área lateral del medio cono que forma parte de la superficie del desprendimiento de la matriz, en torno al punto de salida de una fibra.
$A_{Sc,2}$	Área lateral desprendida de la pirámide, que forma parte de la superficie del desprendimiento de la matriz, en torno al punto de salida de una fibra.
$A_{Sc,i}$	Área A_{Sc} en el paso i del proceso iterativo.
A_{st}	Área de armadura transversal por unidad de longitud.
A_V	Área del volumen de influencia de un extremo de una fibra.
$A_{V,1}$	Área del volumen de influencia del extremo arrancado de una fibra.
$A_{V,2}$	Área del volumen de influencia del extremo fijo de una fibra.
B	Coefficiente del efecto tamaño.
C	Fuerza axil resultante en la cabeza comprimida de una viga de hormigón.
D_c	Diámetro del cilindro de hormigón equivalente que embebe a una sola fibra.
DIF_B	Factor de incremento dinámico de la factor del efecto tamaño B .
DIF_{f_c}	Factor de incremento dinámico de la resistencia a compresión del hormigón.
$DIF_{f_{ct}}$	Factor de incremento dinámico de la resistencia a tracción del hormigón.
$DIF_{f'_{ct}}$	Factor de incremento dinámico de la resistencia a tracción indirecta del hormigón.
DIF_{f_u}	Factor de incremento dinámico de la tensión última del acero.
DIF_{f_y}	Factor de incremento dinámico del límite elástico de acero.
$DIF_{f_{yf}}$	Factor de incremento dinámico del límite elástico de las fibras de acero.
DIF_{G_f}	Factor de incremento dinámico de la energía de fractura.

DIF_{h_0}	Factor de incremento dinámico del canto de referencia h_0 .
$DIF_{\tau_{b,max}}$	Factor de incremento dinámico de la adherencia fibra-matriz.
E	Módulo de Young.
$E_{abs,c}$	Capacidad de absorción de energía.
E_c	Módulo de Young del hormigón.
$E_{c,sec}$	Módulo de elasticidad secante del hormigón, correspondiente a la tensión máxima.
$E_{c,tg}$	Módulo de elasticidad tangente del hormigón.
$E_{c,tg,din}$	Módulo de elasticidad tangente del hormigón en régimen dinámico.
E_s	Módulo de elasticidad del acero.
E_{sp}	Módulo de elasticidad de la rama plástica del acero.
$E_{st,eq}$	Energía absorbida en régimen estático para una flecha equivalente a la máxima observada en régimen dinámico.
$Error, S_{c,i}$	Error en el parámetro $S_{c,i}$, propuesto en el paso de iteración i .
$Error, T_{f,i}$	Error en el parámetro $T_{f,i}$, propuesto en el paso de iteración i .
F	Fuerza. Factor de fibras definido por Kwak et al. (2002).
F_c	Fuerza de contacto viga-proyectil.
$F_{c,des}$	Fuerza de contacto viga-proyectil al comenzar la descarga del contacto.
F_{imp}	Fuerza de impacto.
$F_{imp,x}$	Fuerza de impacto de un vehículo en dirección longitudinal.
$F_{imp,y}$	Fuerza de impacto de un vehículo en dirección transversal.
F_{lim}	Fuerza de agotamiento del contacto.
F_{max}	Fuerza máxima de impacto.
F_θ	Función de distribución acumulada de la inclinación de las fibras en una sección de SFRC.
G	Módulo de deformación transversal $G = E/2(1 + \nu)$.
G_c	Módulo de deformación transversal del hormigón.
G_f	Energía de fractura.
$G_{f,din}$	Energía de fractura de la matriz de una mezcla de SFRC incluyendo el incremento dinámico.
$G_{f,m}$	Energía de fractura de la matriz de una mezcla de SFRC.
G_s	Módulo de deformación transversal del acero.
I	Momento de inercia. Resultante de las fuerzas de inercia.
I_a	Resultante de las fuerzas de inercia ascendentes.
I_d	Resultante de las fuerzas de inercia descendentes.
I_f	Momento de inercia de una fibra.
I_{fis}	Momento de inercia de la sección fisurada.
I_{imp}	Impulso de la carga de impacto.
$I_{imp,e}$	Impulso de la carga de impacto registrado experimentalmente.
$I_{imp,m}$	Impulso de la carga de impacto definida en el modelo de viga continuo.

K	Coefficiente de influencia del aspecto de las fibras en el DIF de la resistencia del SFRC, empleado por Yang et al. (2018).
K_b	Rigidez relativa a la adherencia de una fibra en la matriz.
$K_{f,1}$	Factor que introduce el efecto de la adición de fibras en el coeficiente δ de la formulación del DIF de la resistencia a tracción del SFRC.
$K_{f,2}$	Factor que introduce el efecto de la adición de fibras en el coeficiente β de la formulación del DIF de la resistencia a tracción del SFRC.
$K_{G,1}$	Factor que introduce el efecto de la adición de fibras en el coeficiente δ de la formulación del DIF de la energía de fractura del SFRC.
$K_{G,2}$	Factor que introduce el efecto de la adición de fibras en el coeficiente β de la formulación del DIF de la energía de fractura del SFRC.
L	Luz de una viga. Longitud entre dos puntos.
L_{AB}	Longitud la fibra comprendida entre los puntos A y B.
L_{BC}	Longitud la fibra embebida en la matriz, comprendida entre los puntos B y C.
L_{ef}	Vano o longitud efectiva del viga al propagarse el impacto.
$\dot{L}_{ef}$	Velocidad a la que aumenta el vano efectivo.
$L_{ef,0}$	Vano o longitud efectiva del viga en el instante inicial del impacto.
M	Momento flector.
$\dot{M}$	Velocidad de variación del momento flector.
M'	Momento flector en el inicio de la fisura de cortante. Momento flector negativo en los extremos del vano efectivo.
$\dot{M}'$	Velocidad de variación del momento flector en el inicio de la fisura de cortante.
M_d	Momento flector solicitante o de diseño.
M_{din}	Momento flector en una sección para una curvatura dada incluyendo el incremento dinámico.
M_{fis}	Momento flector de fisuración de una viga de hormigón armado.
$M_{fis,din}$	Momento flector de fisuración de una viga de hormigón armado incluyendo el incremento dinámico.
M_I	Par de fuerzas producido por las fuerzas de inercia en media viga.
M'_i	Momento flector en el inicio de la fisura de cortante asociada a la banda i .
M_{pl}	Momento flector de plastificación de la armadura de una viga de hormigón.
M_u	Momento flector último de una viga de hormigón armado.
N	Esfuerzo axial en una sección dada.
P	Carga puntual actuante en una viga.
$\dot{P}$	Velocidad de variación de la carga puntual P .
P_{max}	Carga o resistencia pico registrada en los ensayos.
P_u	Carga que produce el fallo de una viga.
P_θ	Frecuencia de la inclinación de las fibras en una sección de SFRC.

P_{ρ_f}	Frecuencia del coeficiente de anclaje en una sección de SFRC.
R	Reacción de uno de los apoyos.
R_p	Radio del cilindro de la cabeza del proyectil.
S_c	Profundidad del desprendimiento de la matriz en torno a una fibra al ser arrancada.
S'_c	Profundidad del desprendimiento existente previamente a alcanzar S_c .
$S_{c,0}$	Valor inicial propuesto para S_c en el proceso iterativo de resolución.
$S_{c,i}$	Valor propuesto para S_c en el paso i del proceso iterativo de resolución.
$S_{cB,i}$	Profundidad del desprendimiento S_c requerida en el paso de iteración i del proceso iterativo de resolución.
T	Fuerza axil resultante en la armadura longitudinal de inferior de una viga de hormigón.
T_{ancl}	Fuerza de arrancamiento adicional provista por los anclajes en forma de gancho.
T_F	Fuerza de arrancamiento media de las fibras en una sección de SFRC en dirección de la abertura de fisura.
T_f	Fuerza de arrancamiento de una fibra en dirección de la abertura de fisura.
$T_{f,0}$	Valor inicial propuesto para T_f en el proceso iterativo de resolución.
$T_{f,i}$	Valor propuesto para T_f en el paso i del proceso iterativo de resolución.
$T_{f,u}$	Resistencia de una fibra de acero en tracción al alcanzar su límite elástico.
T_{f,ρ_f}	Fuerza de arrancamiento media de las fibras en una sección de SFRC, con un coeficiente de anclaje ρ_f , en dirección de la abertura de fisura.
$\bar{T}_{f,\rho_f}$	Valor medio de la fuerza de arrancamiento (T_{f,ρ_f}) para un coeficiente de anclaje ρ_f .
T_{f-max}	Fuerza de arrancamiento máxima de las posibles posiciones de las en una fisura.
$\dot{V}$	Velocidad de variación del esfuerzo cortante.
V_a	Contribución del rozamiento de áridos a la resistencia a cortante V_u .
V_c	Contribución de la cabeza de compresión a la resistencia a cortante V_u .
$V_{c,i}$	Contribución de la cabeza de compresión a la resistencia a cortante $V_{u,i}$, asociada al agotamiento de la banda i .
V_d	Esfuerzo de cortante solicitante o de diseño.
V_f	Contribución de la fisura inclinada a la resistencia a cortante V_u .
$V_{f,i}$	Contribución de la fisura inclinada a la resistencia a cortante $V_{u,i}$, asociada al agotamiento de la banda i .
$V_{f,u}$	Resistencia de una fibra de acero al esfuerzo cortante.
V_l	Contribución del efecto pasador a la resistencia a cortante V_u .
V_{st}	Contribución de la armadura transversal a la resistencia a cortante V_u .
V_t	Resistencia a tracción en el alma.
$V_{t,din}$	Resistencia a tracción en el alma en régimen dinámico.

V_u	Resistencia a cortante.
$V_{u,din}$	Resistencia a cortante en régimen dinámico.
$V_{u,i}$	Resistencia a cortante asociada al agotamiento de la banda i .

Minúsculas latinas

a	Luz de cortante.
a_c	Distancia desde el punto de impacto a la generatriz donde el punzón deja de estar en contacto con la viga.
a_{crit}	Luz de cortante crítica.
b	Ancho.
c	Profundidad de la fibra neutra.
c'	Profundidad de la punta de la fisura o de la zona no fisurada.
c_c	Coefficiente de confinamiento del hormigón.
$c_{c,imp}$	Coefficiente de confinamiento del hormigón en régimen dinámico.
c'_{din}	Profundidad c' en régimen dinámico.
$c'_{din,t}$	Profundidad c' en régimen dinámico en el instante t .
$c'_{din,t-1}$	Profundidad c' en régimen dinámico en el instante anterior a t .
c_f	Coefficiente de anclaje empleado por Kwak et al. (2002).
c_p	Amortiguamiento del contacto viga-proyectil.
c_v	Amortiguamiento de la viga impactada. Coeficiente de esbeltez empleado por Kwak et al. (2002).
$c_{v,1}$	Amortiguamiento del resorte que representa el comportamiento a cortante de la viga impactada.
$c_{v,2}$	Amortiguamiento del resorte que representa el comportamiento a flexión de la viga impactada.
d	Canto útil.
d_f	Diámetro de una fibra.
e_I	Excentricidad de la resultante de las fuerza de inercia.
f_c	Resistencia a compresión del hormigón.
f_{c0}	Resistencia de referencia del hormigón para la obtención del DIF según el Código Modelo 1990 y Malvar.
$f_{c,din}$	Resistencia a compresión del hormigón incluyendo el incremento dinámico.
$f_{c,imp}$	Resistencia a compresión del hormigón en el contacto.
f_{cc}	Resistencia a compresión del hormigón confinado.
f_{ct}	Resistencia a tracción del hormigón.
f'_{ct}	Resistencia a tracción indirecta del hormigón.
$f_{ct,din}$	Resistencia a tracción del hormigón incluyendo el incremento dinámico.
$f'_{ct,din}$	Resistencia a tracción indirecta del hormigón incluyendo el incremento dinámico.

$f_{ct,u,f}$	Tensión de tracción uniforme y equivalente al comportamiento del SFRC en flexotracción.
$f_{ct,1}$	Tensión de tracción en el ablandamiento de una mezcla de SFRC para una abertura de fisura $w_{c,1}$.
$f_{ct,1,din}$	Tensión $f_{ct,1}$ incluyendo el incremento dinámico.
f_{cu}	Resistencia a compresión de probetas cúbicas de hormigón.
f_{mt}	Resistencia a tracción de la matriz de una mezcla de SFRC.
f_t	Resistencia a tracción directa de un material genérico.
f'_t	Resistencia a tracción indirecta de un material genérico.
f_y	Límite elástico del acero.
$f_{y,din}$	Límite elástico del acero incluyendo el incremento dinámico.
f_{yf}	Límite elástico de las fibras de acero.
$f_{yf,din}$	Límite elástico de las fibras de acero incluyendo el incremento dinámico.
f_u	Tensión última del acero.
$f_{u,din}$	Tensión última del acero incluyendo el incremento dinámico.
f_θ	Función de distribución de la inclinación de las fibras en una sección de SFRC.
f_{ρ_f}	Función de distribución de la longitud de anclaje de las fibras en una sección de SFRC.
h	Canto.
h_0	Canto de referencia en el cálculo del efecto tamaño.
h_p	Altura de caída del proyectil.
i	Paso de una iteración. Denominación de una de las n bandas horizontales en las que se divide la sección de una viga o la cabeza de compresión. Fuerza de inercia por unidad de longitud.
k	Número de zonas en las que se divide una sección de SFRC para el estudio de la orientación de las fibras.
k_f	Factor de reducción de la distancia entre fisuras por la adición de fibras.
k_c	Cociente de la rigidez tangente entre la rigidez secante del hormigón. Rigidez Hertziana del contacto.
$k_{c,tg}$	Rigidez del contacto tangente.
k_p	Rigidez del resorte que representa el contacto proyectil-viga.
k_v	Rigidez del resorte que representa a la viga impactada.
$k_{v,1}$	Rigidez del resorte que representa el comportamiento a cortante de la viga impactada.
$k_{v,2}$	Rigidez del resorte que representa el comportamiento a flexión de la viga impactada.
l_a	Longitud de anclaje de una fibra en la matriz, correspondiendo al segmento más corto en la que queda dividida por una fisura que la atraviesa.

$l_{a,g}$	Longitud de anclaje de una fibra con ganchos sin enderezar proyectada según el eje de la fibra.
l_c	Longitud de la zona de contacto viga–proyectil.
l_f	Longitud de una fibra.
l_g	Longitud total del gancho de las fibras con anclaje.
$l_{g,h}$	Longitud del gancho de las fibras con anclaje antes del arrancamiento proyectada según el eje de la fibra.
$l_{g,1}$	Longitud del tramo recto junto al extremo de las fibras con anclaje.
$l_{g,2}$	Longitud del tramo recto inclinado de las fibras con anclaje.
l_p	Ancho del cilindro de la cabeza del proyectil.
m	Coefficiente de influencia de la dosificación de fibras en el DIF de la resistencia del SFRC, empleado por Yang et al. (2018).
$\bar{m}$	Densidad lineal.
m_B	Momento flector en el punto B de una fibra recta inclinada.
m_p	Masa del proyectil.
m_v	Masa modal de la viga excitada por un impacto.
$m_{v,1}$	Masa modal de la zona central de la viga excitada, comprendida entre las fisuras diagonales.
$m_{v,2}$	Masa modal de los extremos de la viga, comprendida entre las fisuras diagonales y los apoyos.
n	Número de bandas en las que se divide una sección de una viga.
n_c	Cociente de la rigidez del acero de la armadura entre la rigidez del hormigón.
n_f	Número de fibras por unidad de superficie.
q	Carga genérica.
r	Recubrimiento de la armadura.
r_f	Factor que introduce el efecto de la adición de fibras en la velocidad de deformación de referencia $\dot{\epsilon}_0$ de la formulación del DIF de la resistencia a tracción del SFRC.
r_G	Factor que introduce el efecto de la adición de fibras en la velocidad de deformación de referencia $\dot{\epsilon}_0$ de la formulación del DIF de la energía de fractura del SFRC.
s	Deslizamiento de una fibra durante su arrancamiento.
s_{el}	Parte elástica del deslizamiento de una fibra durante su arrancamiento.
s_{mx}	Separación media entre fisuras en la cara inferior de la viga.
$s_{mx,f}$	Separación media entre fisuras en la cara inferior de la viga en mezclas de SFRC.
s_{pl}	Parte plástica del deslizamiento de una fibra durante su arrancamiento.
t	Tiempo.
t_A	Fuerza axil en el punto A de una fibra inclinada.

t_B	Fuerza axil en el punto B de una fibra recta, obtenida según la deformación del tramo AB.
$t_{B,\tau}$	Fuerza axil en el punto B de una fibra recta, obtenida según las tensiones en el tramo BC.
t_{imp}	Duración del primer pico del impacto.
$t_{imp,e}$	Duración del primer pico del impacto según los registros experimentales.
$t_{imp,T}$	Duración total del impacto.
$t_{imp,m}$	Tiempo que transcurre desde el inicio del impacto hasta alcanzar la fuerza máxima.
$t_{p,0}$	Tiempo que transcurre desde el comienzo del impacto hasta que los primeros efectos del impacto alcanzan los apoyos.
$t_{p,1}$	Tiempo que transcurre desde el comienzo del impacto hasta que la viga se comporta como una viga biapoyada.
v_A	Fuerza de transversal de una fibra recta inclinada en el punto A.
v_B	Fuerza de transversal de una fibra recta inclinada en el punto B.
v_p	Velocidad de propagación del impacto o de la onda producida por este.
$v_{p,m}$	Velocidad de propagación media del impacto.
w_c	Abertura de una fisura en hormigón.
$w_{c,1}$	Abertura de una fisura a partir de la cual la matriz deja de colaborar en el ablandamiento de una mezcla de SFRC.
$w_{c,u}$	Abertura de una fisura máxima en la ley de ablandamiento del hormigón con o sin fibras.
$w_{cf,i}$	Abertura de la fisura diagonal en su extremo inferior, asociada a una flexión solicitante M'_i .
$w_{s,i}$	Abertura de la fisura diagonal a la altura de la armadura a tracción, asociada a una flexión solicitante M'_i .
x	Coordenada horizontal.
x_f	Proyección horizontal de la fisura inclinada.
$x_{f,i}$	Proyección horizontal de la fisura inclinada asociada al agotamiento de la banda i .
x_I	Distancia al apoyo de la resultante de las fuerzas de inercia de la mitad de la viga $I/2$.
$x_{I,a}$	Distancia al apoyo de la resultante de las fuerzas de inercia ascendentes de la mitad de la viga $I_a/2$.
$x_{I,d}$	Distancia de la resultante de las fuerzas de inercia descendentes de la mitad de la viga $I_d/2$ al apoyo.
y	Profundidad de un punto genérico de la sección.
y_i	Profundidad del centro de gravedad de la banda i .
y_f	Distancia horizontal desde el punto de arrancamiento de una fibra al borde más próximo de una sección de SFRC.

$y_{f,i}$	Longitud, proyectada verticalmente, en la que se desarrollan las tensiones en la fisura diagonal, asociada al agotamiento de la banda i .
$y_{f1,i}$	Longitud, proyectada verticalmente, de las tensiones en la fisura diagonal en una sección de SFRC correspondientes al primer tramo de la curva de ablandamiento, asociada al agotamiento de la banda i .
$y_{f2,i}$	Longitud, proyectada verticalmente, de las tensiones en la fisura diagonal en una sección de SFRC correspondientes al segundo tramo de la curva de ablandamiento, asociada al agotamiento de la banda i .
z_f	Distancia vertical desde el punto de arrancamiento de una fibra al borde más próximo de una sección de SFRC.

Mayúsculas griegas

ΔM	Variación de momento flector en un paso temporal Δt .
$\Delta M'_i$	Variación de momento flector en el inicio de la fisura en un paso temporal Δt , asociado al agotamiento de la banda i .
ΔV	Variación de esfuerzo cortante en un paso temporal Δt .
Δt	Paso temporal.
$\Delta \sigma$	Variación de tensión en un paso temporal Δt .
$\Delta \sigma_c$	Variación de tensión axial del hormigón en un paso temporal Δt .
$\Delta \sigma_{\perp}$	Variación de tensión transversal σ en un paso temporal Δt .
$\Delta \tau$	Variación de tensión tangencial en un paso temporal Δt .
Φ	Función de forma de una viga sometida a impacto.
Ψ	Rotación de una sección de la viga Timoshenko por unidad de longitud.

Minúsculas griegas

α	Coeficiente de la calidad del hormigón para la obtención del DIF según el Código Modelo 1990.
α_C	Cociente de la contribución de la cabeza de compresión (V_c) entre la resistencia a cortante (V_u).
$\alpha_{C,i}$	Cociente α_C asociado al agotamiento de la banda i .
α_G	Coeficiente cuadrático del DIF de G_f del SFRC al producirse roturas de fibras.
α_g	Ángulo recorrido por las curvas de los anclajes de las fibras.
α_I	Cociente de la distancia de la resultante de las fuerzas de inercia en media viga ($I/2$) al extremo del vano efectivo entre la luz efectiva (L_{ef}).
α_m	Cociente de la masa de la viga excitada entre la masa de la viga comprendida dentro del vano efectivo (L_{ef}).

β	Coeficiente de la calidad del hormigón para la obtención del DIF según el Código Modelo 1990 y Malvar.
β_c	Cociente de las deformaciones límite y pico del hormigón en compresión.
β_G	Coeficiente lineal del DIF de G_f del SFRC al producirse roturas de fibras.
γ	Coeficiente de la calidad del hormigón para la obtención del DIF según el Código Modelo 1990.
γ_b	Coeficiente de que relaciona la calidad del hormigón con su adherencia máxima a las fibras.
γ_G	Término independiente del DIF de G_f del SFRC al producirse roturas de fibras.
γ_g	Coeficiente de daño de la matriz en torno al túnel del gancho de la fibra con anclajes.
δ	Coeficiente de la calidad del hormigón para la obtención del DIF según el Código Modelo 1990 y Malvar. Desplazamiento transversal al eje de la viga.
δ_c	Deformación del contacto viga-proyectil.
$\delta_{c,max}$	Deformación máxima del contacto viga-proyectil.
δ_f	Deformación transversal de una fibra embebida en la matriz.
δ_p	Desplazamiento del proyectil.
$\dot{\delta}_p$	Velocidad del proyectil.
$\ddot{\delta}_p$	Aceleración del proyectil.
δ_v	Desplazamiento del centro de vano de la viga en la dirección del impacto.
$\dot{\delta}_v$	Velocidad del centro de vano de la viga en la dirección del impacto.
$\ddot{\delta}_v$	Aceleración del centro de vano de la viga en la dirección del impacto.
$\delta_{v,1}$	Desplazamiento de la viga debido al desarrollo de las fisuras de cortante.
$\delta_{v,2}$	Desplazamiento de la viga debido a la flexión.
$\dot{\delta}_{v,max}$	Velocidad máxima en el CDV de una viga en la dirección del impacto.
ε	Deformación.
$\dot{\varepsilon}$	Velocidad de deformación.
$\dot{\varepsilon}_0$	Velocidad de deformación de referencia del hormigón para la obtención del DIF.
ε_c	Deformación del hormigón.
$\dot{\varepsilon}_c$	Velocidad de deformación del hormigón.
$\dot{\varepsilon}'_c$	Velocidad de deformación del hormigón en la fibra inferior de la sección bruta, sin fisurar.
$\dot{\varepsilon}_{c1,i}$	Velocidad de deformación correspondiente a la tensión $\sigma_{c1,i}$.
$\dot{\varepsilon}_{c2,i}$	Velocidad de deformación correspondiente a la tensión $\sigma_{c2,i}$.
$\dot{\varepsilon}_{cf,i}$	Velocidad de deformación en el inicio de fisura diagonal asociada a la variación de la flexión solicitante dM'_i/dt .
$\varepsilon_{c,lim}$	Deformación límite hormigón, correspondiente al cambio de formulación en la caracterización de su comportamiento a compresión.

$\varepsilon_{c,p}$	Deformación del hormigón correspondiente a su resistencia pico en compresión.
$\varepsilon_{c,p,din}$	Deformación pico del hormigón en régimen dinámico.
$\varepsilon_{c,sup}$	Deformación del hormigón en la fibra superior de una viga.
$\varepsilon_{ct,cr}$	Deformación del hormigón al fisurarse.
$\dot{\varepsilon}_{I,t}$	Velocidad de deformación correspondiente a la tensión principal de tracción en la fibra neutra de la sección no fisurada.
$\dot{\varepsilon}_I$	Velocidad de deformación de la tensión principal de tracción.
$\dot{\varepsilon}_{I,i}$	Velocidad de deformación de la tensión principal de tracción de la banda i .
$\dot{\varepsilon}_{imp}$	Velocidad de deformación del contacto.
$\dot{\varepsilon}_{II}$	Velocidad de deformación de la tensión principal de compresión.
$\dot{\varepsilon}_{II,i}$	Velocidad de deformación de la tensión principal de compresión de la banda i .
$\dot{\varepsilon}_{lim}$	Velocidad de deformación límite de la formulación del DIF de la energía de fractura del SFRC al producirse roturas de fibras.
ε_s	Deformación de la armadura de acero.
$\dot{\varepsilon}_s$	Velocidad de deformación del acero.
$\varepsilon_{s,i}$	Deformación del acero en el inicio de la fisura diagonal asociada a una flexión solicitante M'_i .
$\dot{\varepsilon}_{s,i}$	Velocidad de deformación de la armadura inferior en el inicio de fisura diagonal asociada a la variación de la flexión solicitante dM'_i/dt .
$\varepsilon_{sm,i}$	Deformación media del acero entre las fisuras asociada a una flexión solicitante M'_i .
ε_{su}	Deformación última del acero.
$\dot{\varepsilon}_t$	Velocidad de deformación de transición, a partir de la cual el DIF aumenta súbitamente.
ε_y	Deformación del acero al alcanzar el límite elástico.
ζ	Coeficiente de amortiguamiento.
ζ_p	Coeficiente de amortiguamiento del contacto viga-proyectil.
η	Factor de orientación de las fibras en una sección.
η_c	Cociente de la deformación del hormigón entre la deformación correspondiente a su tensión máxima.
η_k	Factor de orientación de las fibras en una de las k zonas en las que se divide una sección de SFRC.
η_m	Factor de daño en la matriz por la presión de la fibra embebida.
η_ρ	Factor de orientación de las fibras en una sección para un coeficiente de anclaje ρ_f .
$\bar{\eta}_\rho$	Valor medio del factor de orientación de las fibras η_ρ .
θ	Inclinación de una fibra embebida en la matriz respecto a la dirección de arrancamiento. Inclinación de una fisura de cortante respecto a la horizontal.

$\bar{\theta}$	Inclinación media de las fibras en una sección de SFRC.
θ_i	Inclinación de una fisura de cortante respecto a la horizontal asociada al agotamiento de la banda i .
κ	Factor de corrección de cortante.
λ	Coordenada local en la cabeza de compresión que representa la distancia relativa a la fibra neutra.
λ'	Coordenada local en la cabeza de compresión que representa la distancia relativa a la fibra más traccionada.
λ'_{crit}	Coordenada local (λ') del punto de agotamiento de la cabeza de compresión.
λ_{fis}	Coordenada local de la punta de la fisura.
λ_i	Coordenada local de la banda i en el modelo de interacción cortante-flexión.
μ	Coeficiente de fricción fibra-matriz.
μ'	Coeficiente de fricción fibra-matriz considerando daños locales en la matriz.
ν	Coeficiente de Poisson.
ν_c	Coeficiente de Poisson del hormigón.
ν_f	Fracción volumétrica de fibras en una mezcla de SFRC.
ν_s	Coeficiente de Poisson del acero.
ξ	Coordenada local de una fibra embebida en la matriz medida desde su límite exterior.
ξ_c	Coeficiente adimensional del modelo de comportamiento del hormigón en compresión.
ρ	Densidad. Cuantía de armadura en una viga de hormigón ($\rho = A_s/bd$).
ρ_c	Densidad del hormigón armado.
ρ_f	Coeficiente de anclaje, cociente entre la longitud de anclaje l_a y la longitud de la fibra l_f .
ρ_g	Radio de las curvas de los anclajes de las fibras.
ρ_s	Densidad del acero.
ρ_t	Cuantía de armadura transversal en una viga de hormigón ($\rho_t = A_{st}/b$).
σ	Tensión.
$\dot{\sigma}$	Velocidad de variación de la tensión σ .
$\sigma_{\perp}$	Tensión transversal a σ .
$\dot{\sigma}_{\perp}$	Velocidad de variación de la tensión transversal a σ .
σ_c	Tensión axil en el hormigón. Contribución del hormigón en la tensión de tracción en una mezcla de SFRC.
$\dot{\sigma}_c$	Velocidad de variación de la tensión normal en el hormigón.
σ'_c	Tensión normal fibra-matriz considerando daños locales en la matriz.
$\sigma_{c,din}$	Tensión del hormigón incluyendo el incremento dinámico.
$\sigma_{c,din,i}$	Tensión del hormigón incluyendo el incremento dinámico en el centro de gravedad de la banda i .
$\sigma_{c,i}$	Tensión normal del hormigón en el centro de gravedad de la banda i .

$\dot{\sigma}_{c,i}$	Velocidad de variación de la tensión normal del hormigón en el centro de gravedad de la banda i .
$\sigma_{c,max}$	Tensión normal de compresión máxima en la cabeza de compresión de una sección de hormigón.
$\sigma_{cf,i}$	Tensión de tracción mínima en la fisura diagonal, asociada al agotamiento de la banda i .
$\sigma_{c1,i}$	Tensión mínima del tramo $y_{f1,i}$.
$\sigma_{c2,i}$	Tensión mínima del tramo $y_{f2,i}$.
σ_{din}	Tensión en régimen dinámico.
σ_{eq}	Resistencia a flexotracción equivalente de las probetas de material suponiendo una distribución lineal de las tensiones.
σ_f	Contribución de las fibras en la tensión de tracción en una mezcla de SFRC.
σ_I	Tensión principal de tracción.
$\dot{\sigma}_I$	Velocidad de variación de la tensión principal de tracción.
$\sigma_{I,i}$	Tensión principal de tracción asociada al agotamiento de la banda i .
σ_{II}	Tensión principal de compresión.
$\dot{\sigma}_{II}$	Velocidad de variación de la tensión principal de compresión.
$\sigma_{II,i}$	Tensión principal de compresión asociada al agotamiento de la banda i .
$\sigma_{s,din}$	Tensión de la armadura inferior incluyendo el incremento dinámico.
$\sigma'_{s,din}$	Tensión de la armadura superior incluyendo el incremento dinámico.
σ_{SFRC}	Tensión en tracción de una mezcla de SFRC.
σ_y	Tensión normal en dirección vertical.
$\sigma_{\eta\rho}$	Desviación estándar del factor de orientación $\eta\rho$.
σ_θ	Desviación estándar de la inclinación de las fibras en una sección de SFRC.
τ	Tensión tangencial.
$\dot{\tau}$	Velocidad de variación de la tensión tangencial.
τ_b	Adherencia fibra-matriz.
τ'_b	Adherencia fibra-matriz considerando daños locales en la matriz.
$\tau_{b,max}$	Adherencia máxima fibra matriz.
τ_{eq}	Tensión de cortante equivalente.
τ_f	Tensión por fricción en el contacto fibra-matriz.
τ_i	Tensión tangencial en la banda i .
$\dot{\tau}_i$	Velocidad de variación de la tensión tangencial en la banda i .
τ_{max}	Tensión tangencial máxima en la cabeza de compresión.
$\dot{\tau}_{max}$	Velocidad de variación de la tensión tangencial máxima.
$\tau_{max,i}$	Tensión tangencial máxima asociada al agotamiento de la banda i .
τ_{rot}	Tensión tangencial crítica.
$\tau_{rot,i}$	Tensión tangencial crítica de la banda i .
ϕ	Rotación de las rótulas plásticas. Diámetro de las armaduras.

ϕ_d	Ángulo disponible en un diferencial del volumen de influencia (dA_V) para una inclinación θ , compuesto por el arco angular en el que se puede disponer una fibra sin interferir con los bordes de la sección.
ϕ_{d1}	Ángulo disponible (ϕ_d) en el primer cuadrante para una inclinación θ .
ϕ_{d2}	Ángulo disponible (ϕ_d) en el segundo cuadrante para una inclinación θ .
ϕ_{d3}	Ángulo disponible (ϕ_d) en el tercer cuadrante para una inclinación θ .
ϕ_{d4}	Ángulo disponible (ϕ_d) en el cuarto cuadrante para una inclinación θ .
φ	Inclinación de una fibra en una fisura respecto a la dirección de abertura de fisura.
χ	Curvatura. Curvatura en el centro de vano del modelo de 2 GDL.
$\dot{\chi}$	Velocidad de curvatura. Velocidad de curvatura en el centro de vano del modelo de 2 GDL.
χ'	Curvatura en los extremos del vano efectivo.
$\dot{\chi}'$	Velocidad de curvatura en los extremos del vano efectivo.
χ_{pl}	Curvatura en la que plastifica una sección.
ψ	Inclinación de una fibra en una fisura respecto a su inclinación en la matriz.

Acrónimos

CDPM	Modelo del hormigón de daño plasticidad (de sus siglas en inglés <i>Concrete damage plasticity model</i>).
CDV	Centro de vano.
CSCT	Teoría de la Fisura Crítica de Cortante (de sus siglas en inglés <i>Critical Shear Crack Theory</i>).
DIC	Correlación digital de imágenes (de sus siglas en inglés <i>digital image correlation</i>).
DIF	Factor de incremento dinámico (de sus siglas en inglés <i>dynamic increase factor</i>).
ECC	Compuesto cementicio (de sus siglas en inglés <i>engineered cementitious composite</i>).
FEM	Modelos de elementos finitos (de sus siglas en inglés <i>finite elements models</i>).
FRC	Hormigón reforzado con fibras (de sus siglas en inglés <i>fiber-reinforced concrete</i>).
FRP	Polímero reforzado con fibras (de sus siglas en inglés <i>fiber-reinforced polymer</i>).
GDL	Grados de libertad.
HC	Hormigón convencional.
HPFRCC	Hormigón de altas prestaciones reforzado con fibras (de sus siglas en inglés <i>high performance fiber-reinforced cementitious composites</i>).

LVDT	Trasformador diferencial de variación lineal (de sus siglas en inglés <i>linear variable differential transformer</i>).
MCFT	Teoría del Campo de Compresiones Modificado (de sus siglas en inglés <i>Modified Compression-Field Theory</i>).
MC-90	Código Modelo 1990 (de sus siglas en inglés <i>Model Code 1990</i>).
MC-2010	Código Modelo 2010 (de sus siglas en inglés <i>Model Code 2010</i>).
MSHB	Barra de Hopkinson Modificada (de sus siglas en inglés <i>Modified Split-Hopkinson Bar</i>).
RPC	Hormigón mezclado con polvo reactivo (de sus siglas en inglés <i>reactive powder concrete</i>).
SFRC	Hormigón reforzado con fibras de acero (de sus siglas en inglés <i>steel-fiber-reinforced concrete</i>).
UHPFRC	Hormigón de ultra altas prestaciones reforzado con fibras (de sus siglas en inglés <i>ultra high performance fiber-reinforced concrete</i>).
UPM	Universidad Politécnica de Madrid.

Índice de Tablas

3.1. Resumen de las series ensayadas	60
3.2. Dosificación de las mezclas	61
3.3. Ensayos de las mezclas en estado fresco	62
3.4. Resumen de los resultados de los ensayos cuasi-estáticos en las probetas de material	78
3.5. Resumen de los resultados de los ensayos de material	84
3.6. Resumen de los resultados de los ensayos cuasi-estáticos en las vigas	91
3.7. Resumen de los resultados de los ensayos estructurales	100
3.8. Resumen de los resultados de los ensayos cuasi-estáticos post-impacto	103
4.1. Valores de η_k en función del coeficiente de anclaje ρ_f	129
5.1. Características de las fibras empleadas en el modelo teórico de material	173
5.2. Distribución de la inclinación de las fibras rectas	181
5.3. Distribución de la inclinación de las fibras prismáticas y con anclaje	181
5.4. Número de fibras por unidad de área en las mezclas de SFRC empleadas experimentalmente	189
5.5. Resistencia a tracción de las mezclas estudiadas en régimen estático y dinámico, según el modelo de material	190
5.6. Energía de fractura de las mezclas estudiadas en régimen estático y dinámico, según el modelo de material	190
5.7. Parámetros de la formulación del DIF de la resistencia a tracción para diferentes mezclas se SFRC	193
5.8. Parámetros de la formulación del DIF de la energía de fractura para diferentes mezclas de SFRC	194

5.9. Parámetros de la formulación del DIF de la energía de fractura para diferentes mezclas de SFRC con velocidades de deformación mayores que $\dot{\epsilon}_{lim}$	194
5.10. Características de la interacción fibra-matriz de los modelos contrastados . . .	207
5.11. Características mecánicas de las mezclas analizadas en régimen estático para cada modelo	208
6.1. Caracterización del comportamiento dinámico en flexión de las series estudiadas	213
6.2. Valor de los parámetros que determinan la ley de ablandamiento de cada mezcla en régimen estático	215
6.3. Valor de los parámetros que determinan la fuerza de impacto de acuerdo con las observaciones experimentales	230
6.4. Caracterización de la fuerza de impacto para las diferentes series de SFRC según el modelo de dos grados de libertad	252
B.1. Valores de η_k en función del coeficiente de anclaje	341

Índice de Figuras

1.1. Modos de fallo de la pila de un paso superior debido al impacto de un vehículo pesado	2
2.1. Tipos de impacto	10
2.2. Efectos del impacto en estructuras de hormigón	11
2.3. Efectos dinámicos y metodologías experimentales para cada tipo de carga en función de las velocidades de deformación asociadas	12
2.4. Ensayos dinámicos comunes	13
2.5. Tipos de fibras más comunes	15
2.6. Diagrama tensión deformación del hormigón en el rango estático y dinámico .	17
2.7. Formulaciones de los DIF del hormigón en masa	18
2.8. Comparación resultados experimentales frente a la formulación de Malvar para el DIF	20
2.9. Formulaciones de los DIF del acero	22
2.10. Esquema de fisuras de los ensayos de Kishi et al. (2002b)	27
2.11. Esquemas de equilibrio y distribución de los esfuerzos según Saatci & Vecchio (2009a)	28
2.12. Velocidad de propagación media en términos de la esbeltez efectiva	31
2.13. Clasificación de las fisuras inclinadas según Yi et al. (2016)	32
2.14. Efectos de la propagación del impacto en los esfuerzos de flexión y esquemas de fisuras	33
2.15. Impacto de un automóvil contra un paso superior según el Eurocódigo 1-7 . .	37
2.16. Tipos de fallos por cortante	38
2.17. Esquema de las hipótesis del modelo simplificado de Fujikake et al. (2009) para definir la velocidad de deformación	40

2.18. Representación esquemática del comportamiento de una viga ensayada a flexión en tres puntos, a diferentes velocidades de carga, según Cotsovos et al. (2008)	41
2.19. Propagación de las deformaciones debidas a un impacto a lo largo del tiempo, según Park & Park (1994)	43
2.20. Modelo de elementos finitos empleado por Ghadimi Khasraghy (2012)	46
2.21. Modelo de tres grados de libertad propuesto por Zanuy et al. (2014)	49
2.22. Esquema comportamiento a flexión de las mezclas de SFRC según el Código Modelo 2010	50
2.23. Esquema comportamiento a cortante de las vigas de SFRC según Dinh et al. (2011)	52
2.24. Resumen de los ensayos de impacto en vigas de HPFRCC realizados por Zanuy & Ulzurrun (2017b)	54
3.1. Geometría probetas ensayadas	59
3.2. Fotos del proceso de amasado y mezclas de SFRC	62
3.3. Foto de las fibras estudiadas	63
3.4. Esquema de la geometría del anclaje de la fibra Dramix 3D 60/0.75	64
3.5. Fotos de la máquina de impactos	67
3.6. Esquema y componentes de la torre de caída	68
3.7. Detalle esquemático de los componentes principales de la torre de caída	69
3.8. Mecanismos de fallo espurios en las probetas de material	70
3.9. Formación de empotramiento en el apoyo	71
3.10. Vista general de los ensayos de material	75
3.11. Instrumentación de los ensayos de material	76
3.12. Diagramas fuerza-flecha de los ensayos de material cuasi-estáticos	78
3.13. Vista detallada de los mecanismos de fallo en las fisuras de las probetas ensayadas a impacto	80
3.14. Evolución de los parámetros registrados en el ensayo C-MAT-IMP-100-100	81
3.15. Evolución de los parámetros procesados del ensayo C-MAT-IMP-100-100	81
3.16. Diagramas de comportamiento suma de reacciones-flecha CDV de las probetas de material sometidas a impacto	83

3.17. Resistencia pico y energía de fractura de las probetas de material en función de la altura de caída. Según tipo de fibra	85
3.18. Resistencia pico y energía de fractura de las probetas de material en función de la altura de caída. Según el contenido en fibras	86
3.19. Vista general de los ensayos estructurales	88
3.20. Instrumentación de los ensayos estructurales	89
3.21. Diagramas fuerza-flecha de los ensayos estructurales cuasi-estáticos	90
3.22. Diagramas fuerza-variación del canto del vano de cortante de los ensayos estructurales cuasi-estáticos con fallo frágil	92
3.23. Fotos de las estudiadas vigas tras los ensayos	93
3.24. Esquema detallado de las fisuras en las vigas ensayadas	94
3.25. Evolución de los parámetros registrados en los ensayos de vigas de las series A, C y E	95
3.26. Evolución de las deformaciones registradas en los ensayos de vigas de las series A, C y E	95
3.27. Detalle de los fallos locales en la zona de impacto	97
3.28. Cinemática de los ensayos de impacto en las vigas de las series A, C y E	98
3.29. Diagramas de comportamiento suma de reacciones-flecha CDV de las vigas sometidas a impacto	99
3.30. Diagramas de comportamiento de los ensayos post-impacto	104
4.1. Esquema de los modelos desarrollados	108
4.2. Arrancamiento de una fibra recta alineada	110
4.3. Esquema arrancamiento de una fibra recta inclinada	113
4.4. Detalle del desprendimiento de la matriz en torno al punto de salida de la fibra	116
4.5. Esquema de la geometría del gancho de una fibra con anclajes	119
4.6. Caracterización de la distribución de los parámetros geométricos de las fibras mediante la función de densidad de la probabilidad	123
4.7. Volumen de influencia de los extremos de una fibra para diferentes longitudes de anclaje	124
4.8. Zonas de una sección prismática de SFRC en función de la influencia del efecto borde sobre las fibras	126

4.9. Influencia de los contornos de la pieza en la orientación de la fibra	127
4.10. Factores de orientación locales η_k en función del coeficiente de anclaje ρ_f . . .	129
4.11. Esquema del modelo seccional de flexión dinámica	133
4.12. Diagrama tensión-deformación del hormigón en compresión	134
4.13. Diagrama tensión-deformación del acero de la armadura	136
4.14. Mecanismos resistentes a flexión y cortante	138
4.15. Distribución de las tensiones y esquema del modelo de la cabeza de compresión	140
4.16. Estado tensional en agotamiento de la banda i	142
4.17. Modelo de ablandamiento en tracción para el hormigón convencional	143
4.18. Esquema de la fisura inclinada	144
4.19. Distribución de las tensiones en la fisura diagonal	145
4.20. Modelo de ablandamiento en tracción para el SFRC	147
4.21. Distribución de las tensiones en la fisura diagonal considerando la colabora- ción de las fibras	148
4.22. Distribución de las velocidad de deformación en la fisura diagonal	152
4.23. Diagrama de flujo para la obtención de V_u en régimen dinámico	154
4.24. Esquema de definición del modelo de elementos finitos	156
4.25. Modelo de dos grados de libertad	158
4.26. Contacto proyectil-viga	160
4.27. Comportamiento del contacto proyectil-viga en términos de fuerza de impacto y deformación del contacto	161
4.28. Efectos de la propagación	163
4.29. Fases de la propagación del impacto en la viga	164
4.30. Comportamiento de la rótulas plásticas basado en el modelo seccional a flexión en condiciones dinámicas	166
4.31. Esquema de las fuerzas en el equilibrio dinámico	167
4.32. Esquema de la interacción entre modelos para la definición del modelo global	168
5.1. Diagrama de arrancamiento de las fibras rectas con inclinaciones pequeñas . .	174
5.2. Diagrama de arrancamiento de las fibras con distintas inclinaciones	175
5.3. Diagrama de arrancamiento de las fibras con distintas longitudes de anclaje .	176

5.4. Comportamiento del gancho de las fibra con anclaje a diferentes velocidades de deformación	178
5.5. Funciones de distribución de orientación de las fibras para dos secciones tipo .	179
5.6. Distribución de la inclinación de las fibras en una sección de la probeta de material	180
5.7. Obtención de la fuerza de arrancamiento media para cierto coeficiente de anclaje	182
5.8. Fuerza de arrancamiento media para el conjunto de fibras y para cada coeficiente de anclaje	183
5.9. Fuerza de arrancamiento media para el conjunto de fibras en función de la velocidad de deformación	184
5.10. Energía de arrancamiento media de las fibras en función de la velocidad de deformación y otros parámetros	186
5.11. Comparación de las fuerzas de arrancamiento de las fibras, para todos los valores de θ y ρ_f considerados, con la resistencia de las fibras en régimen dinámico	187
5.12. Porcentaje de fibras rotas en mezclas de SFRC según la velocidad de deformación aplicada	188
5.13. Comportamiento de una mezcla de SFRC en términos tensión-abertura de fisura	189
5.14. Sensibilidad a la velocidad de deformación de las mezclas de SFRC analizadas con el modelo de material	191
5.15. DIF de la resistencia pico y de la energía de fractura de las probetas de material en función de la velocidad de carga. Según tipo de fibra	196
5.16. DIF de la resistencia pico y de la energía de fractura de las probetas de material en función de la velocidad de carga. Según el contenido de fibras . .	197
5.17. Verificación de la velocidad de deformación obtenida empleando un modelo de correlación con la velocidad de carga	198
5.18. Contrastación de los modelos teóricos con datos experimentales en términos de la sensibilidad del DIF de la resistencia pico a la velocidad de deformación.	199
5.19. Estudio esquemático del efecto tamaño en régimen dinámico	200
5.20. Comparación del DIF de la resistencia pico y de la propuesta teórica del DIF de f_{ct} con los resultados de la literatura	201
5.21. Obtención experimental del incremento dinámico del efecto tamaño en función de la velocidad de deformación	203

5.22. Comparación de los modelos teóricos con datos experimentales en términos de la sensibilidad del DIF de la resistencia pico a la velocidad de deformación.	204
5.23. Comparación de la fuerza de arrancamiento media de las fibras según distintos modelos de interacción fibra-matriz	208
5.24. Contrastación experimental de la sensibilidad la energía de fractura a la velocidad de deformación en distintos modelos de interacción fibra-matriz	209
6.1. Esquema de la viga analizada	212
6.2. Diagrama momento-curvatura en régimen dinámico de la sección de la viga de SFRC	213
6.3. Detalle de los mecanismos resistentes en flexión estática y dinámica	214
6.4. Detalle del agotamiento asociado a cada fibra de la cabeza de compresión en la interacción flexión-cortante	216
6.5. Resistencia a cortante asociada al agotamiento de cada fibra de la cabeza de compresión	217
6.6. Envoltente de agotamiento flexión-cortante de una viga de la serie D	218
6.7. Envoltente de agotamiento flexión-cortante de vigas de SFRC junto con la serie de referencia	219
6.8. Caracterización del fallo por cortante para diferentes esfuerzos flectores concomitantes	220
6.9. Comparación de la interacción flexión-cortante obtenida mediante la comprobación de todas las fibras de la cabeza de compresión y un método simplificado	221
6.10. Ejemplo simplificado para el análisis de la interacción dinámica flexión-cortante	222
6.11. Diagrama de flujo para el estudio de la interacción flexión-cortante en el modelo de carga dinámica simplificado	223
6.12. Detalle del agotamiento asociado a cada fibra de la cabeza de compresión en la interacción flexión-cortante en régimen dinámico	224
6.13. Efectos dinámicos asociados al agotamiento de cada fibra de la cabeza de compresión	225
6.14. Resistencia a cortante dinámica asociada al agotamiento de cada fibra de la cabeza de compresión	225
6.15. Envoltente de agotamiento flexión-cortante de la serie D en régimen dinámico para diferentes valores de $2\dot{P}$	227

6.16. Envolvente de agotamiento flexión-cortante de vigas de SFRC junto con la serie de referencia en régimen dinámico	227
6.17. Características del modelo de material bilineal empleado en el modelo de continuo de la viga	229
6.18. Esquema de la definición de fuerza de impacto en al modelo a partir de los registros experimentales	229
6.19. Distribución de los resultados cinemáticos en dirección vertical según el modelo de elementos finitos	231
6.20. Registro temporal de las fuerzas externas actuantes sobre la viga según el modelo de elementos finitos	232
6.21. Distribución de los esfuerzos en la viga según el modelo de elementos finitos .	233
6.22. Distribución de la inclinación de las secciones de la viga según el modelo de elementos finitos	234
6.23. Distribución de la curvatura en la viga según el modelo de elementos finitos .	236
6.24. Velocidad de curvatura media en la zona central de la viga según el modelo de elementos finitos	236
6.25. Distribución del desplazamiento vertical d la viga en términos relativos según el modelo de elementos finitos	237
6.26. Propagación del vano efectivo según el modelo de elementos finitos	238
6.27. Masa modal de una viga bajo impacto según el modelo de elementos finitos .	238
6.28. Evolución de las fuerzas de inercia según el modelo de elementos finitos	239
6.29. Resultados cinemáticos en dirección vertical según el modelo dos grados de libertad	241
6.30. Fuerza de impacto según el modelo de dos grados de libertad	242
6.31. Diagrama momento-curvatura, bajo impacto, de la rótula plástica del centro de vano según el modelo de dos grados de libertad	243
6.32. Estudio paramétrico de la fuerza de impacto con el modelo de dos grados libertad	244
6.33. Comparación de los desplazamientos de los ensayos y las simulaciones numéricas	246
6.34. Comparación de la aceleración del proyectil de los ensayos y las simulaciones numéricas	247
6.35. Comparación de la velocidad de propagación media del modelo de elementos finitos y los ensayos de distintos autores	248

6.36. Detalle de los primeros efectos del impacto en los apoyos de las vigas estudiadas	249
6.37. Comparación de la fuerza de impacto de los ensayos y las simulaciones numéricas	250
6.38. Comparación de la comportamiento del contacto viga-proyectil de los ensayos y las simulaciones numéricas	251
6.39. Comparación de la suma de las reacciones de los ensayos y las simulaciones numéricas	253
6.40. Caracterización de la excentricidad de la fuerza de inercia, mediante contras- tación experimental, para la obtención de las reacciones en los apoyos según el modelo de dos grados de libertad	254
6.41. Evolución de la velocidad de deformación deducida de los registros experi- mentales	255
6.42. Comparación de la velocidad de deformación en el CDV de los ensayos y las simulaciones numéricas	256
6.43. Caracterización de la velocidad de curvatura en el CDV según distintos estudios	258
6.44. Caracterización de los esquemas de fisuras experimentales	261
6.45. Verificación de la resistencia a cortante durante la aplicación de la carga de impacto según el modelo de interacción y de viga continua	263
6.46. Verificación de la resistencia a cortante durante el desarrollo de las reacciones según el modelo de interacción y de viga continua	265
8.1. Crack patterns of Kishi et al. (2002b) tests	286
8.2. Material tests results	288
8.3. Geometry of a straight inclined fiber during the pull-out	289
8.4. Strain-rate sensitivity of the failure mechanisms involved in the fiber pull-out	290
8.5. Average pull-out force of fibers at various strain-rates	291
8.6. Tensile behavior model results for SFRC mixes at various strain-rates	291
8.7. Representative crack patterns of impact tests	293
8.8. Dynamic flexural behavior of reinforced SFRC beams	294
8.9. Shear and flexure strength mechanisms	294
8.10. Structural models diagrams	296
A.1. Esquema detallado de las fisuras en las vigas de la serie A, de hormigón convencional	318

A.2. Esquema detallado de las fisuras en las vigas de la serie B, de SFRC con $\nu_f = 0.5\%$ de fibras prismáticas	319
A.3. Esquema detallado de las fisuras en las vigas de la serie C, de SFRC con $\nu_f = 0.5\%$ de fibras con anclaje	320
A.4. Esquema detallado de las fisuras en las vigas de la serie D, de SFRC con $\nu_f = 0.5\%$ de fibras rectas	321
A.5. Esquema detallado de las fisuras en las vigas de la serie E, de SFRC con $\nu_f = 1.0\%$ de fibras prismáticas	322
A.6. Esquema detallado de las fisuras en las vigas de la serie F, de SFRC con $\nu_f = 1.0\%$ de fibras con anclaje	323
A.7. Esquema detallado de las fisuras en las vigas de la serie G, de SFRC con $\nu_f = 1.0\%$ de fibras rectas	324
B.1. Estados del anclaje en el arrancamiento	331
B.2. Diagramas de equilibrio estático de los segmentos de la fibra	332
B.3. Situaciones en las que se reduce la fuerza de anclaje	336

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

La sociedad demanda, de forma creciente, que la ingeniería estructural asegure la integridad de las construcciones frente a cargas extremas. Estas son de ocurrencia muy inusual, pero de consecuencias muy graves, por lo que tienen una gran repercusión social y mediática. Esto se traduce en la necesidad de incrementar el abanico de riesgos contemplados por los códigos de diseño o en ahondar las exigencias de estos, considerando los efectos específicos de dichos riesgos. Adicionalmente, también es fundamental mejorar los métodos de análisis, cálculo y experimentación de las estructuras frente a dichas acciones. Bajo la acción de las cargas extremas las estructuras no deben colapsar totalmente, siendo capaces de mantener la integridad estructural tras absorber la energía transmitida deformándose dúctilmente, Figura 1.1 (a). Sin embargo, las estructuras de hormigón son muy sensibles a la acción de cargas dinámicas extremas, especialmente a los impactos y explosiones, presentando una capacidad de disipar la energía limitada debido a su tendencia a fallar frágilmente en régimen dinámico, Figura 1.1 (b).

Los estudios sobre el comportamiento dinámico de las estructuras de hormigón armado han estado enfocados, por lo general, en entender el comportamiento frágil del hormigón y en buscar métodos para evitarlo. Las motivaciones de las investigaciones relacionadas con este tipo de cargas han evolucionado a lo largo del tiempo. Los conflictos bélicos durante el siglo XX, en concreto la Segunda Guerra Mundial y la Guerra Fría, fueron el principal motor de los primeros estudios en esta materia. Sin embargo, la producción científica de carácter militar no suele ser de fácil acceso público, siendo a menudo confidencial, como el estudio de Newmark (1962), desclasificado años después de su producción. Posteriormente, el auge de la industria de la energía nuclear, junto con la concienciación social de los riesgos asociados, inasumibles en caso de fallo, pusieron de manifiesto la necesidad de asegurar la seguridad del edificio de contención frente a impactos o explosiones accidentales. Durante años dicha

(a)

(b)

Figura 1.1: Modos de fallo de la pila de un paso superior debido al impacto de un vehículo pesado: (a) fallo dúctil, por la formación de una rótula plástica (cortesía de Antonio Rodrigo, del Diario de Burgos); (b) fallo frágil, con escasa capacidad de absorción de energía (cortesía de SCDOT).

industria lideró la investigación en este campo, realizando estudios sobre el comportamiento del hormigón frente a distintos tipos de impactos, como el realizado por Kennedy (1976).

Actualmente la concienciación social de los riesgos asociados a las cargas dinámicas ha rebasado las necesidades militares y de la industria nuclear. Las cargas de impacto, producidas por catástrofes naturales o situaciones accidentales, también se deben tener en cuenta en el diseño de estructuras civiles o industriales expuestas, Hughes & Beeby (1982). Es más, el estudio de Sharma et al. (2012) analiza la importancia de las colisiones accidentales en el colapso de pasos superiores, revisando 2119 casos documentados. Dicho estudio llegó a la conclusión que el 11 % de los colapsos estudiados se debieron a colisiones. Todas estas situaciones, junto con el incremento de los ataques terroristas a gran escala, exigen valorar si los efectos de dichas cargas se consideran correctamente en el diseño de estructuras sensibles.

Estas nuevas exigencias no siempre están comprendidas dentro de las especificaciones de las normativas de diseño existentes, que a menudo recurren a simplificaciones que desvirtúan la naturaleza del fenómeno, como emplear cargas estáticas equivalentes. Las simplificaciones en el cálculo resistente dinámico pueden dar lugar a estructuras con fallo por cortante o punzonamiento, si no se consideran métodos de diseño basados en la ductilidad, como ya se ha demostrado con las cargas sísmicas, Kawashima (2000). Además, las vigas de hormigón que en régimen estático se comportan dúctilmente, solicitadas por cargas de impacto pueden desarrollar fallos frágiles, Kishi et al. (2002b), incluso en vigas con una alta cuantía de armadura transversal, Saatci & Vecchio (2009a).

El Grupo de Ingeniería Estructural de la Universidad Politécnica de Madrid inició sus investigaciones sobre el comportamiento de vigas de hormigón bajo cargas de impacto en trabajos relativos al desprendimiento de rocas sobre vías próximas al litoral español. A raíz de estos estudios se solicitó en el año 2012 al Ministerio de Economía y Competitividad el proyecto de investigación “*Seguridad de estructuras de hormigón para protección frente a impactos por bloques de rocas*” (Ref. BIA2012-30998), puesto que este problema parece ser recurrente en la literatura, Schellenberg (2009). Los primeros resultados de esta investigación se constataron en la publicación de Zanuy et al. (2014). Esta mostró las dificultades que se abordan al simular el comportamiento en régimen de impacto con diferentes metodologías, demostrando así la necesidad de ampliar el conocimiento en este campo para el desarrollo de metodologías de cálculo más robustas y de uso extendido.

Evaluar la capacidad resistente en impacto no es sencillo debido a diferentes causas. En primer lugar, este tipo de cargas no se caracterizan mediante una fuerza determinada, sino también por su energía. No obstante, evaluar el comportamiento en función de capacidad de absorción de energía de los diferentes modos de fallo no es sencillo, puesto que la energía que absorbe una viga que falla de forma frágil no se ha caracterizado correctamente, ni siquiera en vigas de hormigón convencional en condiciones cuasi-estáticas. Analizar el comportamiento bajo impacto mediante la capacidad resistente puede resultar interesante para comprender la respuesta dinámica, no obstante, esta metodología tampoco es sencilla. La fuerza de impacto presenta una naturaleza compleja, que es el resultado de la interacción entre diversos factores: velocidad y características de los cuerpos que colisionan, las condiciones del contacto y la propagación de los efectos del impacto, entre otros. Además, la mencionada propagación, junto al desarrollo de las fuerzas de inercia, da lugar a que la distribución de esfuerzos difiera respecto a la estática. Por último, las características mecánicas de los materiales presentan sensibilidad a la velocidad de deformación, que habitualmente se caracteriza mediante factores de aumento dinámico (DIF, por sus siglas en inglés, *dynamic increase factor*), que pueden ser diferentes para cada mecanismo de rotura implicado en el fallo global.

Una posible aproximación práctica para reducir la sensibilidad a que se desarrollen fallos frágiles, en estas estructuras, es aumentar la capacidad de absorción de energía del hormigón

mediante la adición de fibras de acero. Es ampliamente conocido que el hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC, *steel fiber reinforced concrete*) presenta un comportamiento pseudo-dúctil en tracción, durante el arrancamiento (*pull-out*) de las fibras, gracias a la capacidad de estas de transmitir tensiones a través de las fisuras. En régimen estático, la contribución de las fibras mejorando el comportamiento a cortante de estructuras de hormigón ha quedado respaldada por los estudios de Kwak et al. (2002) y Dinh et al. (2011). En régimen dinámico el SFRC ha demostrado que es capaz de evitar que se produzcan fallos frágiles en estructuras armadas como vigas (Chorzepa et al. (2017)) o losas (Zhang et al. (2007) y Hrynyk & Vecchio (2014)), e incluso en losas solamente reforzadas con fibras (Ong et al. (1999)). Además, las propiedades mecánicas de estas mezclas también son sensibles a la velocidad de deformación, incrementándose junto con esta, por lo general. No obstante, las mezclas de SFRC presentan diferentes sensibilidades a la velocidad de deformación en función de sus características, Pająk (2011). Es más, la presencia de detalles de anclaje en las fibras puede aumentar la sensibilidad a que estas se rompan en régimen dinámico, disminuyendo su capacidad de absorción de energía, Zanuy et al. (2016a). Por todo esto, es fundamental comprender los mecanismos que participan en el arrancamiento de las fibras, como base para caracterizar correctamente su comportamiento dinámico.

Todas estas incertidumbres, en torno a la evaluación de la resistencia a impacto de estructuras de hormigón, reforzado con fibras o no, han sido la motivación del estudio expuesto en la presente Tesis Doctoral. Este tiene como objetivo caracterizar el comportamiento de estructuras con distintos tipos de SFRC sometidas a impactos de cuerpos rígidos. El estudio ha analizado el comportamiento de la estructura más básica, la viga biapoyada, cuya sencillez permite alcanzar conclusiones complejas. Para tal fin, es esencial la investigación experimental para la caracterización de diferentes mezclas de SFRC primero a nivel material, y posteriormente a nivel estructural. Los resultados teóricos obtenidos, junto con modelos teóricos desarrollados ad hoc, se emplearán para comprender los fenómenos locales y globales implicados la respuesta a impacto. Además, los citados modelos se utilizarán, tras su verificación experimental, para dar lugar a una metodología que permita explicar la sensibilidad a desarrollar un fallo frágil en estructuras de SFRC sometidas a cargas impulsivas.

1.2. Objetivos

En la presente Tesis se aborda, desde un punto de vista teórico y experimental, cómo la adición de fibras ayuda a incrementar la capacidad de elementos de hormigón armado bajo cargas de impacto. Los objetivos que pretende alcanzar este trabajo son los siguientes:

- Plantear el problema de la capacidad resistente de elementos lineales (vigas) de SFRC sometidas a impacto, revisando el estado del arte actual. Se expondrán los resultados

experimentales más relevantes y los modelos que servirán como base para el estudio de la capacidad a impacto de vigas de SFRC.

- Incrementar el número de ensayos en la literatura de vigas de SFRC sometidos a impacto, tanto a nivel material como estructural. Actualmente, con los datos de la literatura no es sencillo establecer la relación entre el comportamiento en régimen estático y dinámico del SFRC como material, principalmente debido a la gran variedad de tipos existentes, siendo el análisis de dicha relación una meta del estudio de material. A nivel estructural, se estudia del comportamiento de vigas armadas de SFRC bajo impacto, prestando atención a la influencia de la adición de fibras en el tipo de fallo dominante. La mayor parte de trabajos experimentales existentes realizados en este sentido han sido en losas armadas o en vigas sin armadura, siendo esencial ampliar el conocimiento en vigas armadas.
- Desarrollar un modelo que defina el comportamiento del SFRC tanto en régimen estático como dinámico. Este modelo partirá del nivel más básico, la interacción de una sola fibra con la matriz durante el arrancamiento, considerando una posición genérica de esta en la matriz. Integrando la colaboración del conjunto de las fibras, en diferentes posiciones, con la matriz, considerando la distribución de la inclinación y de longitud de anclaje, se obtendrá el comportamiento de la mezcla de SFRC al desarrollarse una fisura. Se tendrá en cuenta el deterioro que sufren tanto las fibras como la matriz durante el arrancamiento y, además, se incluirá el incremento de la resistencia de cada mecanismo de rotura con la velocidad.
- Desarrollar un modelo que permita estudiar el comportamiento de una viga con SFRC sometida a impacto. Para esto se han empleado una serie de modelos seccionales y de viga que interaccionado entre sí describen el comportamiento global de la estructura, incluyendo efectos complejos, como el contacto viga-proyector, la propagación, los efectos de la velocidad de deformación, entre otros.
- Verificar experimentalmente los modelos desarrollados con los resultados experimentales de la Tesis y de la literatura. Los modelos planteados servirán de base para describir, desde un punto de vista físico, los fenómenos observados en los ensayos realizados. En el caso del estudio de material se analizarán los efectos de la velocidad de deformación para cada mezcla de SFRC empleada, mientras que, en el estudio al nivel estructural se evaluará el modo de fallo en régimen dinámico.
- Establecer las conclusiones alcanzadas en esta investigación e informar a la comunidad investigadora las líneas de investigación abiertas para futuros estudios.

1.3. Metodología y organización de la tesis

La presente Tesis se ha organizado en ocho capítulos, que estudian el comportamiento de vigas de SFRC sometidas a impacto en dos niveles diferenciados, nivel de material y estructural. Asimismo, se incluyen dos apéndices con información adicional que dan una información detallada de ciertos aspectos relevantes de la investigación no incluidos en los capítulos. En conjunto, la estructura de la Tesis se describe detalladamente a continuación.

Tras la introducción del estudio en el Capítulo 1, el presente, en el que se expone la motivación, metodología y organización de la Tesis, se plantea el estado del conocimiento actual en el Capítulo 2. En este, se estudia en primer lugar el comportamiento dinámico del SFRC y de sus componentes. Posteriormente, se prosigue con una descripción de la respuesta de elementos de hormigón armado sometidos a impacto desde un punto de vista experimental, analizando los distintos modelos existentes para el análisis de los fenómenos observados. Para concluir el estudio del estado del arte, se describe el comportamiento de elementos estructurales de SFRC tanto en régimen dinámico como estático.

En los Capítulos 3 y 4 se presenta el estudio experimental y teórico, respectivamente, con los que se analizará el comportamiento de vigas de SFRC sometidas a impacto. Ambos se dividirán en dos Apartados, referentes al estudio del comportamiento a nivel de material y estructural. En el caso de estudio experimental se plantea una campaña con la que analizar el comportamiento de SFRC a ambos niveles. Por su parte, el estudio teórico presenta una serie de modelos que sirven como referencia para dar una interpretación física a las observaciones experimentales. Además, el conjunto de los modelos presentados constituye un modelo global amplio, que pretende servir como base para valorar la capacidad resistente de vigas de SFRC sometidas a impacto.

El análisis de los modelos propuestos, su verificación experimental y la discusión sobre los complejos efectos dinámicos involucrados en el comportamiento bajo impacto se presentan en los Capítulos 5 y 6, a nivel de material y estructural, respectivamente. El primero está enfocado en caracterizar las propiedades dinámicas del SFRC como material, prestando atención especialmente a la evolución de estas al añadir diferentes tipos de fibras al hormigón. Las propiedades del SFRC en régimen dinámico se implementarán posteriormente en el análisis de los resultados estructurales del Capítulo 6. En este Capítulo se empleará el modelo global propuesto para dar una explicación física a la sensibilidad de las vigas de SFRC a desarrollar fallos frágiles en régimen dinámico.

Finalmente, en el Capítulo 7 se exponen las conclusiones de la investigación de la presente Tesis Doctoral, junto a la cual se expondrán las líneas de investigación que quedan abiertas para futuras investigaciones. Adicionalmente, en el Capítulo 8, se incorpora un breve resumen en inglés sobre las propuestas y conclusiones más relevantes de la Tesis.

Capítulo 2

Planteamiento del problema

2.1. Introducción

El presente Capítulo analiza el estado actual del conocimiento sobre el comportamiento de las estructuras de hormigón convencional o reforzado con fibras (FRC, por sus siglas en inglés) frente a cargas de impacto transversales a su eje. Dicho análisis se ha dividido en tres partes claramente diferenciadas.

Tras la breve introducción sobre las generalidades de las cargas dinámicas y del FRC en el Subapartado 2.1.1, se presenta en el Apartado 2.2 el estudio de la literatura centrada en el análisis a nivel material. En este se mostrarán los efectos de la velocidad de deformación sobre los diferentes mecanismos resistentes del hormigón y acero. Adicionalmente, se estudiará la influencia de la adición de fibras en el comportamiento dinámico del hormigón.

Definidas las propiedades dinámicas de los materiales, se prosigue, en el Apartado 2.3, con la síntesis del comportamiento estructural del hormigón armado frente a cargas de impacto. En este se resumirán las campañas experimentales y los modelos estructurales más relevantes.

Por último, en el Apartado 2.4, se hace una introducción al comportamiento estructural del hormigón armado con fibras. Esta comenzará con una descripción del comportamiento en régimen estático, tras lo cual se estudiará su comportamiento bajo cargas de impacto.

2.1.1. Generalidades

Los estudios estructurales en régimen dinámico se centran, por lo general, en las cargas sísmicas, explosivas y de impacto. Dentro de las cargas de impacto se distinguen varios tipos de cargas. En función de la velocidad del proyectil se distinguen dos casos extremos, impactos a baja velocidad, hasta 20 m/s, e impactos a alta velocidad, con velocidades propias de balística, mayores que 200 m/s, considerándose como impactos a velocidades moderadas

Figura 2.1: Tipos de impacto: (a) impacto blando; (b) impacto rígido.

los casos comprendidos entre ambas. Adicionalmente, los impactos también se dividen en función de la relación entre la rigidez del proyectil y de la estructura, como se muestra en la Figura 2.1. Se consideran impactos blandos aquellos en los que la deformación del proyectil absorbe la mayor parte de la energía cinética, mientras que en los impactos rígidos la energía se disipa mediante la deformación de la estructura, siendo estos últimos más dañinos, a igualdad de condiciones.

Fallos de las estructuras de hormigón frente a las cargas de impacto

El estudio de Kennedy (1976) analizó los daños producidos por impactos rígidos en estructuras de hormigón. Este tipo de impactos pueden producir efectos locales cuando parte de la energía se disipa en torno a la zona de impacto, o bien pueden producir una respuesta global en la estructura. No obstante, los efectos locales pueden llegar a producir fallos de carácter local. De acuerdo con las observaciones de dicho autor, y otros posteriores, Li et al. (2005) clasificaron los efectos del impacto en estructuras de hormigón según se muestra en la Figura 2.2, correspondiendo a una respuesta local o global. Los efectos locales consisten en la fisuración del hormigón en torno al impacto (cono de rotura, fisuración en la cara próxima y distante), o en daños en esta misma zona (fragmentación, penetración, desprendimiento y perforación).

La respuesta global de una estructura puede tener un carácter dúctil o frágil. La primera presenta una capacidad de absorción de energía mucho mayor que la segunda. En los Apartados 2.3 y 2.4 se muestran ejemplos de este tipo de fallos en la literatura para diferentes tipos de estructuras.

Cargas dinámicas

Cada tipo de carga dinámica produce distintos efectos sobre las estructuras de hormigón armado. Un modo clásico de caracterizarlas es asociar a cada una un rango de velocidades de deformación, tal como se muestra en la Figura 2.3, elaborada a partir del estudio de

Figura 2.2: Efectos del impacto en estructuras de hormigón: (a) fragmentación; (b) penetración; (c) desprendimiento; (d) perforación; (e) cono de rotura; (f) fisuración; (g) respuesta global.

Bischoff & Perry (1991), del Código Modelo 2010 y de las presentaciones de las clases de Gálvez & Cendon (2015). Se emplea este parámetro puesto que se ha observado que las propiedades dinámicas de los materiales dependen de él.

Existen otros fenómenos dinámicos que también influyen en el comportamiento global de la estructura. Entre estos destaca el desarrollo de las fuerzas de inercia, que, junto con la propagación del impacto, modifica el comportamiento a nivel estructural respecto al caso estático, Cotsovos et al. (2008) y Saatci & Vecchio (2009a). Por otra parte, cabe destacar que en impactos a altas velocidades se considera que el sistema es adiabático, siendo imprescindible considerar los efectos térmicos en ensayos altamente dinámicos, como los balísticos.

Metodologías experimentales dinámicas de impacto

Para reproducir estas cargas dinámicas en laboratorio es preciso estudiar los métodos de aplicación de carga existentes, para así alcanzar el rango de velocidades de deformación correspondiente y desarrollar los efectos dinámicos a estudiar. Los métodos experimentales disponibles para reproducir tales cargas se incluyen en la Figura 2.3 de forma sintetizada. Los métodos experimentales empleados en la literatura especializada para investigar la respuesta

Figura 2.3: Efectos dinámicos y metodologías experimentales para cada tipo de carga en función de las velocidades de deformación asociadas.

del hormigón en régimen dinámico son variados. La elección del más adecuado depende del tipo de estudio que se pretenda realizar, a nivel material o estructural. A continuación, se realiza una breve descripción de las metodologías experimentales más comunes para estudiar el comportamiento del hormigón en el rango de las cargas de impacto de cuerpos rígidos, tanto a nivel material como a nivel estructural.

Los estudios a nivel material buscan obtener experimentalmente las características del material, como la resistencia uniaxial y la energía de fractura. Sin embargo, medir estas propiedades del hormigón en régimen dinámico no es sencillo, siendo imprescindible el estudio del método que más se adecúa a los objetivos experimentales. Un ensayo muy extendido para caracterizar el hormigón como material en diferentes rangos de velocidad es el *Modified Split-Hopkinson Bar* (MSHB), en el cual se transmite a la probeta ensayada el impulso de un proyectil a través de una barra de presión elástica, registrándose tanto la onda incidente como la reflejada, Figura 2.4 (a). Este ha sido empleado en diversos estudios, como Millon et al. (2009) y Gálvez et al. (1997), permitiendo obtener altas velocidades de deformación ($1\text{--}10^3 \text{ s}^{-1}$). Dicho método se diseñó inicialmente para la caracterización de metales, adaptándose para los ensayos con probetas de hormigón tanto en compresión como en tracción. De igual modo, la máquina de ensayos de Charpy se ha adaptado para realizar ensayos dinámicos, de flexión en tres puntos, en probetas de mayores dimensiones que las habituales para dicho ensayo, Al-Oraimi & Seibi (1995). Esta metodología experimental, denominada ensayo de Charpy modificado, consiste en un péndulo que se desprende desde cierta altura, impactando sobre el lateral de la probeta ensayada, Figura 2.4 (b). Las velocidades de deformación que se alcanzan con dicho ensayo son más moderadas ($0.1\text{--}10 \text{ s}^{-1}$) que con la MSHB, Gopalaratnam et al. (1984). La diferencia de la altura a la que se desprende el péndulo con la que se alcanza tras el ensayo, da una medida clara de la energía absorbida por la probeta.

Figura 2.4: Ensayos dinámicos comunes: (a) MSHB; (b) ensayo de Charpy; (c) torre de caída libre.

En su lugar, se pueden realizar otros ensayos más sencillos y polivalentes que permitan la caracterización del hormigón tanto a nivel material como a nivel estructural. Wu et al. (2012), Adhikary et al. (2012) y Zhang et al. (2008), realizaron estudios del comportamiento dinámico del hormigón con diferentes enfoques (uniaxial, flexión a tres puntos a nivel estructural y a nivel material, respectivamente) empleando un gato hidráulico con alta velocidad de carga. No obstante, este método solamente permite obtener velocidades de deformación leves (10^{-6} – 10^{-1} s^{-1}), Suaris & Shah (1982) y Bischoff & Perry (1991), más cercanas al rango del sismo que al del impacto. Estos equipos resultan más adecuados para ensayos dinámicos uniaxiales que para ensayos a flexión en tres puntos, donde las velocidades de deformación resultan menores con luces crecientes. Por otra parte, para altas velocidades de carga esta metodología presenta una dificultad adicional, puesto que la velocidad de deformación aplicada depende de la relación entre la rigidez del equipo y de la probeta, Bischoff & Perry (1991).

Otra configuración sencilla y polivalente para los ensayos de impacto es el ensayo a flexión en tres puntos con torre de caída, Figura 2.4 (c), empleada en los estudios de material de Bindiganavile et al. (2002) y Zhang et al. (2008), con unas velocidades de deformación mo-

deradas ($1\text{--}10\text{ s}^{-1}$), propias del impacto. Esta configuración permite realizar ensayos a una escala suficiente para experimentar elementos estructurales, como vigas o losas de hormigón armado, ensayadas por Kishi et al. (2002b) y Chen & May (2009), respectivamente. Además, existen torres de impacto aceleradas, con las que se pueden realizar ensayos con velocidades de impacto mayores que 150 m/s , Institut für Massivbau (2017). Sin embargo, con estos dispositivos no es común experimentar estructuras de un tamaño superior a los 5 metros. Para realizar ensayos mayores es necesario recurrir a otras configuraciones más complejas, como el lanzamiento de un bloque desde una grúa, Delhomme et al. (2007), Bhatti et al. (2008) y Schellenberg (2009). Esta metodología permite realizar ensayos con una gran cantidad de energía liberada, pero a diferencia de la torre de caída no garantiza que el impacto sea transversal, pudiendo estar las caras incidentes ligeramente esviadas.

En los ensayos dinámicos, por lo general, se emplean transductores para la toma de datos con cierta dificultad. No obstante, recientemente se ha empezado a introducir una nueva técnica de toma de datos, la correlación digital de imágenes (DIC, por sus siglas en inglés). Esta se basa en comparar dos imágenes de una probeta, sin deformar y deformada, sobre la que se ha aplicado un patrón moteado, el cual sirve de referencia. Dicho método permite medir desplazamientos en toda la superficie de la probeta ensayada, y por ende obtener registros de sus unidades derivadas (aceleraciones o deformaciones, entre otras). La sensibilidad de los resultados obtenidos con esta técnica, frente a los distintos parámetros empleados para analizar las imágenes, se ha estudiado detalladamente por Johansson et al. (2019). Un ejemplo de uso satisfactorio de esta técnica a nivel experimental son la tesis de Ekström (2017) y el estudio de Ulzurrun et al. (2019).

Hormigón reforzado con fibras

La adición de fibras a los materiales de construcción frágiles, para mejorar sus cualidades, ha sido una práctica común desde tiempos antiguos, como en el adobe, una mezcla de barro y paja. El primer desarrollo moderno de aglomerantes reforzados con fibras fueron los elementos de fibrocemento surgidos a principios del siglo XX. En los años sesenta se desarrollaron los primeros hormigones estructurales reforzados con fibras (FRC, por sus siglas en inglés), los cuales han dado lugar, tras décadas de desarrollo, a materiales excelentes que permiten la construcción de estructuras singulares, Brandt (2008), gracias a la capacidad de las fibras de transmitir tensiones a través de las fisuras.

Por lo general, el FRC presenta, en tracción, un ablandamiento mejorado respecto al hormigón convencional. Sin embargo, no todos los FRC presentan las mismas características, puesto que el término FRC engloba una amplia gama de materiales. Estos se caracterizan por la calidad de la matriz, el tipo de fibra y la cantidad empleada. Dentro de las fibras, estas se dividen según su material, forma y tamaño.

El material más empleado para las fibras de refuerzo es el acero por su alta eficacia y su coste aceptable. Dicho material destaca por su módulo de elasticidad, muy superior al del hormigón, su ductilidad y la buena adherencia a la matriz. En concreto el uso del acero con alto contenido en carbono está muy extendido en la fabricación de fibras. Hay otros materiales de uso extendido, como las fibras de vidrio que se emplean especialmente para elementos arquitectónicos prefabricados, como revestimientos, e incluso su uso se ha extendido a elementos mobiliarios. Las fibras sintéticas (poliolefina, PVA, polipropileno...) se emplean principalmente para evitar las fisuración por retracción plástica, teniendo usos estructurales todavía limitados, por su escasa rigidez y resistencia al fuego. Por último, la adición de filamentos de carbono al hormigón tiene un uso industrial limitado, pese a las buenas propiedades que presenta este material (comportamiento químico estable, alto módulo elástico y resistencia), por su elevado coste. Existen otras alternativas como las fibras de carbono a partir de brea (comúnmente conocidas como *pitch-based fibers*), de coste más reducido, las cuales han mostrado su eficacia mejorando las propiedades del hormigón, Banthia et al. (1989). Estas fibras, además, confieren al hormigón propiedades interesantes para la evaluación de su estado estructural por métodos no destructivos, gracias a la sensibilidad al voltaje que le confieren dichas fibras, Chung (2012).

Figura 2.5: Tipos de fibras más comunes.

La forma de la fibra también juega un papel importante, tanto su esbeltez como su aspecto. La relación, diámetro-longitud debe ser suficiente para que se desarrolle la capacidad de la fibra, pero, al mismo tiempo, evitando sin sobrepasar la resistencia de estas, además de permitir la trabajabilidad de la mezcla. Por lo general, las microfibras suelen ser rectas, mientras que las macrofibras pueden presentar, adicionalmente, dispositivos de anclaje que modifican su interacción con la matriz. Estos dispositivos se suelen incluir mediante la deformación de las fibras, mostrándose en la Figura 2.5 los de uso más común. Por su parte, las microfibras son más efectivas controlando la abertura de las microfisuras, presentando un anclaje más

incierto para aberturas crecientes, cuando las fibras de mayor tamaño juegan un papel más determinante, Brandt (2008) y Tiberti et al. (2014).

Por último, cabe destacar que en términos de durabilidad la adición de fibras también tiene un efecto beneficioso. El estudio de Berrocal et al. (2018) estudió la corrosión de armaduras en vigas de hormigón convencional y en otras de FRC en las que se emplearon distintos tipos de fibras. En las vigas de hormigón convencional se observó que la corrosión de las armaduras se concentra localmente en pocos puntos. Mientras, las vigas complementarias de FRC exhibieron una corrosión en la armadura más leve y repartida en un mayor número de puntos, mostrando una mayor resistencia en las secciones más débiles.

2.2. Comportamiento del hormigón y el acero en régimen de alta velocidad de deformación

En este Apartado se describen los estudios existentes a nivel material en régimen dinámico. Por lo general, los estudios presentados se centran en la influencia de la velocidad de deformación en las propiedades de los materiales. Es un hecho conocido que las propiedades de los materiales dependen de la velocidad de deformación aplicada. En concreto, la resistencia, tanto en compresión como en tracción, muestra una sensibilidad considerable frente a la velocidad de deformación, creciendo junto a esta. Estos incrementos de la resistencia normalmente se caracterizan mediante factores de incremento dinámico (DIF), que toman como referencia el valor cuasi-estático del parámetro estudiado.

No hay un consenso sobre si este fenómeno está relacionado con las leyes constitutivas de los materiales o se debe a otros motivos. Una explicación posible es el efecto de las fuerzas de inercia laterales, producidas por el efecto Poisson, la cuales crearían un estado tensional biaxial (o incluso triaxial) que al confinar el material incrementa la resistencia, tal como han descrito Kim et al. (2010) y Pereira et al. (2017). En el caso del hormigón, su comportamiento dinámico se puede explicar por la presencia agua ocluida en sus poros, que da lugar a fuerzas de tipo viscoso por el efecto *Stefan*. Tales fuerzas aumentan su magnitud con la velocidad de deformación, Rossi (1991). Sin embargo, estas explicaciones no son suficientes para justificar completamente la sensibilidad a la velocidad de carga en los materiales, siendo necesaria una investigación más intensiva. Actualmente, los efectos de la velocidad de deformación se definen mediante modelos empíricos.

El análisis de la literatura realizado en este Apartado se divide en tres partes, en función del material estudiado. En primer lugar, se presentan en el Subapartado 2.2.1 los modelos que caracterizan el hormigón en masa en régimen dinámico, tras lo cual se presentarán los correspondientes al acero en el Subapartado 2.2.2. Por último, en el Subapartado 2.2.3, se presentan los estudios sobre las propiedades dinámicas del hormigón reforzado con fibras.

2.2.1. Hormigón en masa

Como se ha comentado previamente, el comportamiento del hormigón en masa sometido a altas velocidades de deformación es diferente respecto al comportamiento estático. En la Figura 2.6 se muestra una comparativa del comportamiento del hormigón en régimen estático y dinámico, en términos de tensión-deformación (compresión positiva).

Figura 2.6: Diagrama tensión deformación del hormigón en el rango estático y dinámico.

En los siguientes párrafos, se analizará la influencia de la velocidad en las características mecánicas del hormigón, específicamente en la energía de fractura y la resistencia, tanto en compresión como en tracción. Asimismo, se estudiará el efecto tamaño, comparando la resistencia del hormigón en flexotracción bajo condiciones dinámicas y estáticas.

Dependencia de la velocidad de deformación

Existen diferentes formulaciones comúnmente aceptadas para el DIF del hormigón tanto en tracción como en compresión. A continuación, se describen dichas formulaciones, en función de la velocidad de deformación, las cuales están representadas gráficamente en la Figura 2.7.

- El Código Modelo 2010 (*fib* (2013)) presenta la formulación del DIF del hormigón más reciente. Esta depende únicamente de la velocidad de deformación y muestra dos tramos, tanto en tracción como en compresión. En el primer tramo el DIF aumenta levemente hasta alcanzar la velocidad de deformación de transición. Tal velocidad, que se corresponde con 10 s^{-1} en tracción y 30 s^{-1} en compresión, representa el punto donde el DIF incrementa su sensibilidad a la velocidad de deformación. La formulación del DIF en compresión y tracción se muestra en las expresiones 2.1 y 2.2, donde $\dot{\epsilon}_0$ es $30 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ y 10^{-6} s^{-1} , respectivamente.

Figura 2.7: Formulaciones de los DIF del hormigón en masa ($f_c = 40$ MPa): (a) resistencia a compresión; (b) resistencia a tracción.

$$DIF_{f_c} = \frac{f_{c,din}}{f_c} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{0.014} & \dot{\epsilon} \leq 30 \text{ s}^{-1} \\ 0.012 \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{1/3} & \dot{\epsilon} > 30 \text{ s}^{-1} \end{cases} \quad (2.1)$$

$$DIF_{f_{ct}} = \frac{f_{ct,din}}{f_{ct}} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{0.018} & \dot{\epsilon} \leq 10 \text{ s}^{-1} \\ 0.0062 \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{1/3} & \dot{\epsilon} > 10 \text{ s}^{-1} \end{cases} \quad (2.2)$$

- El Código Modelo 1990 (CEB-FIP (1993)) propuso una formulación que sigue siendo válida, incluso tras la actualización del Código Modelo 2010, puesto que tiene en cuenta la calidad del hormigón, disminuyendo la sensibilidad a la velocidad de deformación según aumenta la calidad. La formulación del DIF en compresión y en tracción se muestra en las expresiones 2.3 y 2.4, donde $\dot{\epsilon}_0$ es $30 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ y $3 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$, respectivamente. Los efectos de la calidad del hormigón se incluyen mediante los parámetros α y δ , los cuales dependen de la resistencia a compresión. Estos parámetros, junto con otros auxiliares, γ y β , se definen en la expresión 2.5.

$$DIF_{f_c} = \frac{f_{c,din}}{f_c} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{1.026\alpha} & \dot{\epsilon} \leq 30 \text{ s}^{-1} \\ \gamma \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{1/3} & \dot{\epsilon} > 30 \text{ s}^{-1} \end{cases} \quad (2.3)$$

$$DIF_{f_{ct}} = \frac{f_{ct,din}}{f_{ct}} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0}\right)^{1.016\delta} & \dot{\epsilon} \leq 30 \text{ s}^{-1} \\ \beta \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0}\right)^{1/3} & \dot{\epsilon} > 30 \text{ s}^{-1} \end{cases} \quad (2.4)$$

$$\alpha = \frac{1}{5 + 9f_c/f_{c0}} \quad \delta = \frac{1}{10 + 6f_c/f_{c0}} \quad f_{c0} = 10 \text{ MPa} \quad (2.5)$$

$$\gamma = 10^{6.156\alpha-2} \quad \beta = 10^{7.112\delta-2.33}$$

- Por último, Malvar (Malvar & Crawford (1998) y Malvar & Ross (1998)) hizo una revisión del modelo del DIF del hormigón en tracción propuesto por el Código Modelo 1990 a partir de una amplia base de datos experimentales. Este modelo modifica los factores δ y γ , actualizados en la expresión 2.7, además de reducir la velocidad de deformación de transición de 30 s^{-1} a 1 s^{-1} . A continuación, se define el modelo en la expresión 2.6, donde $\dot{\epsilon}_0 = 10^{-6} \text{ s}^{-1}$.

$$DIF_{f_{ct}} = \frac{f_{ct,din}}{f_{ct}} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0}\right)^{\delta} & \dot{\epsilon} \leq 1 \text{ s}^{-1} \\ \beta \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0}\right)^{1/3} & \dot{\epsilon} > 1 \text{ s}^{-1} \end{cases} \quad (2.6)$$

$$\delta = \frac{1}{1 + 8f_c/f_{c0}} \quad f_{c0} = 10 \text{ MPa} \quad (2.7)$$

$$\beta = 10^{6\delta-2}$$

Existen numerosos estudios experimentales con los que contrastar estos modelos. Esta verificación es especialmente interesante para el hormigón en tracción, en el que se observa una mayor dispersión entre las formulaciones, Figura 2.7 (b). En la Figura 2.8 se muestra un conjunto de resultados experimentales del DIF de f_{ct} , recopilados por el estudio Malvar & Crawford (1998), y se comparan con el modelo de Malvar. Se observa cómo los ensayos cuya velocidad de deformación está comprendida entre 1 y 10 s^{-1} , en el rango de velocidades del impacto de cuerpos rígidos, Bischoff & Perry (1991), muestran un incremento claro del DIF.

Por su parte, la energía de fractura (G_f), que en el hormigón convencional es muy reducida en condiciones estáticas, en régimen dinámico puede llegar a incrementarse considerablemente. En general, no hay un consenso claro sobre su sensibilidad a la velocidad de deformación, no existiendo formulaciones para su DIF generalmente aceptadas. El estudio de Cadoni et al. (2013) muestra unos valores de DIF de G_f bastante mayores que los correspondientes a

Figura 2.8: Comparación resultados experimentales frente a la formulación de Malvar para el DIF. Figura de Malvar & Crawford (1998) re trabajada.

f_{ct} . Otros autores, como Schuler et al. (2006) y Weerheijm & Van Doormaal (2007), han observado valores del DIF de la energía de fractura más bajos. El segundo estudio concluyó que con velocidades de deformación moderadas ($\dot{\epsilon} < 0.2$) la energía de fractura es totalmente independiente de la velocidad de deformación.

La explicación física de la relación entre la energía de fractura y la velocidad de deformación puede ser la propuesta en el estudio de Pereira et al. (2017). Dicho autor ha ligado el incremento del DIF de la energía de fractura a la formación de microfisuras, que aumenta la disipación de energía. Estas se producen por el desarrollo retardado de la fisura principal en régimen dinámico, que se debe a fuerzas de inercia y de tipo viscoso.

Efecto tamaño en régimen dinámico

Es un hecho conocido que, en régimen estático, los materiales cuasi-frágiles, como el hormigón, muestran efecto tamaño, exhibiendo una resistencia mayor en flexotracción que en tracción directa. Esto se describe para un material genérico según la fórmula propuesta por Bazant & Planas (1998), definida en la expresión 2.8.

$$f'_t = \frac{B f_t}{\sqrt{1 + h/h_0}} \quad (2.8)$$

Donde f_t y f'_t son la resistencia a tracción directa y flexotracción, respectivamente, y h es el tamaño de la probeta a ensayar. Por su parte, las constantes B y h_0 están definidas por

las propiedades del material, la forma de aplicar la carga y tipo de probeta, pero no por el tamaño de esta.

En régimen dinámico son escasos los estudios que analizan el efecto tamaño y su sensibilidad a la velocidad de deformación. Una aproximación interesante es analizar los ensayos realizados a flexión en régimen dinámico en la literatura especializada. Mindess et al. (1987) ensayaron probetas entalladas a impacto, obteniendo valores extremadamente altos tanto para el DIF de la energía de fractura como para el de la resistencia pico. Estos resultados los atribuyeron a la configuración del ensayo. Zhang et al. (2009) realizaron ensayos análogos, con una altura de caída moderada (0.36 m), obteniendo también unos DIF altos para ambas características del material.

John & Shah (1987) plantearon el problema desde un punto de vista teórico. En dicho estudio se expuso que, teóricamente, es lógico suponer que el DIF de la resistencia a flexotracción del hormigón debería estar comprendido entre los DIF correspondientes a la resistencia a compresión y tracción. Sin embargo, los resultados experimentales mostraron un DIF en flexotracción mayor que el correspondiente a la tracción directa. No obstante, la probeta de mayor tamaño, con una luz entre apoyos de 3.0 m, presentó un DIF en flexotracción igual al de la tracción directa. El estudio concluyó que el efecto tamaño en régimen dinámico modifica la resistencia a tracción de forma diferente que en condiciones estáticas.

Posteriormente, el estudio de Krauthammer et al. (2003), en el que se ensayaron probetas cilíndricas de hormigón a compresión bajo diferentes velocidades de carga, observó que el hormigón en compresión también presenta efecto tamaño en régimen dinámico, el cual depende de la velocidad de aplicación de la carga. Otros estudios, como los de Bindiganavile & Banthia (2006) y Zhou et al. (2011), verificaron que el efecto tamaño en flexotracción es sensible a la velocidad de carga, disminuyendo su DIF al aumentar el tamaño de la pieza ensayada. Además, Bindiganavile & Banthia (2006) observaron que la energía de fractura, pese a no presentar efecto tamaño en régimen estático, Mindess (1984), en condiciones dinámicas también puede ser sensible al efecto tamaño.

2.2.2. Acero

En este Subapartado se muestran los modelos existentes para definir la sensibilidad del DIF de la resistencia del acero a la velocidad de deformación, representados en la Figura 2.9. En general, el DIF del acero muestra una sensibilidad a la velocidad de deformación menor que el hormigón, no mostrando cambios de pendiente en el rango de velocidades estudiado. En los próximos párrafos se describen los modelos correspondientes al acero de las armaduras pasivas y al acero con alto contenido en carbono, muy empleado en la fabricación de fibras de acero.

Figura 2.9: Formulaciones de los DIF del acero convencional y con alto contenido en carbono (considerando $f_y = 500$ MPa para el primero).

Acero de las armaduras pasivas

Malvar (1998) propuso formulaciones para el DIF del límite elástico del acero y de su tensión última, las cuales se definen en las expresiones 2.9 y 2.10, respectivamente, estando las tensiones en MPa y la velocidad de deformación en s^{-1} . Estas expresiones tienen un rango de aplicación para aceros con un límite elástico comprendido entre 290 y 710 MPa, y para unas velocidades de deformación entre 10^{-4} y $225 s^{-1}$.

$$DIF_{f_y} = \frac{f_{y,din}}{f_y} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{10^{-4}} \right)^{0.074 - 0.04f_y/414} \quad (2.9)$$

$$DIF_{f_u} = \frac{f_{u,din}}{f_u} = \left(\frac{\dot{\epsilon}}{10^{-4}} \right)^{0.019 - 0.009f_y/414} \quad (2.10)$$

Aceros con alto contenido en carbono

La sensibilidad a la velocidad de deformación de los aceros de alta resistencia, con alto contenido en carbono, se ha estudiado por Kim et al. (2013) en un rango de velocidades de deformación comprendidas entre 0.1 y $500 s^{-1}$. Los resultados de este estudio fueron analizados por Zanuy et al. (2016a), quien, mediante un ajuste de curvas propuso una formulación que define el DIF de estos aceros bajo diferentes velocidades de deformación, descrita en la expresión 2.11.

$$DIF_{f_{yf}}(\dot{\epsilon}) = \frac{f_{yf,din}}{f_{yf}} = 1.13 + 0.022 \ln \dot{\epsilon} \quad \dot{\epsilon} \neq 1 \quad (2.11)$$

2.2.3. Hormigón reforzado con fibras de acero

Comportamiento en tracción directa

La gran variedad de tipos de hormigón reforzado con fibras (SFRC, por sus siglas en inglés), junto con la dificultad para medir las propiedades del hormigón en régimen dinámico, ha dificultado la completa caracterización dinámica de estas mezclas en la literatura, puesto que sus características dependen de las propiedades de la fibra, de la matriz y de la interacción entre ambas. No obstante, los resultados experimentales existentes han mostrado que, por lo general, f_{ct} y G_f aumentan con la velocidad de deformación, de un modo similar al hormigón en masa. Los ensayos en tracción directa de Lok et al. (2003) y Tran & Kim (2014), realizados con la técnica MSHB, han mostrado que el DIF de estos dos parámetros es menor que el del hormigón en masa.

Pajk (2011) realizó una revisión de estudios experimentales centrados en la sensibilidad del SFRC a la velocidad de deformación uniaxial. A partir de los datos experimentales de distintos autores, observó que el DIF de la resistencia, tanto en tracción como en compresión, es menor que su correspondiente para el hormigón convencional, disminuyendo a medida que se aumenta la adición de fibras. Con dosificaciones volumétricas (ν_f) menores al 2 %, el DIF de la resistencia a tracción de SFRC se mostró próximo al correspondiente al hormigón convencional. Mientras que las mezclas con mayores dosificaciones, $\nu_f = 6 \%$, fueron poco sensibles a los efectos de la velocidad de deformación en términos del DIF de la resistencia a tracción. Por su parte, el tamaño y los dispositivos de anclaje de las fibras (fibras onduladas, trenzadas, con anclaje en los extremos o con los extremos aplanados) afectaron a la sensibilidad de la velocidad de deformación. Esta se redujo al aumentar el tamaño de las fibras o al emplear fibras con anclajes, variando la disminución en función del anclaje empelado.

Zanuy et al. (2016a) desarrollaron un modelo mecánico para estudiar el comportamiento dinámico del SFRC en tracción. Dicho modelo parte del arrancamiento individual de una fibra y posteriormente integra la acción conjunta de estas. Sus resultados demostraron que la adición de fibras, y el aumento de su dosificación, reducen la sensibilidad del hormigón a la velocidad de deformación. El análisis de resultados concluyó que la menor sensibilidad del SFRC a la velocidad se debe a que los mecanismos implicados en el arrancamiento de las fibras presentan un DIF más bajo que el de la propia matriz. Asimismo, confirmó que ambos DIF, el de la resistencia a tracción y de la energía de fractura, disminuyen con el aumento de la fracción volumétrica de fibras.

Adicionalmente, dicho estudio analizó la influencia de los dispositivos de anclaje de la fibra, concretamente los ganchos en los extremos, observando que estos juegan un papel esencial en la sensibilidad de las propiedades de la mezcla a la velocidad de deformación. Mientras que el arrancamiento de las fibras rectas está determinado por los mecanismos de adherencia, las fibras con ganchos en los extremos deben gran parte de su resistencia al arrancamiento

a la formación de rótulas plásticas en los tramos curvos, Zhan & Meschke (2014) y Fantilli & Vallini (2007). Esto reduce la sensibilidad de la fibra con anclaje a la velocidad de deformación, puesto que su arrancamiento dinámico depende del DIF de la resistencia del acero, menos sensible a la velocidad de carga que los mecanismos relacionados con el hormigón, Figuras 2.7 y 2.9. Por otra parte, las fibras con anclaje son más sensibles a la rotura que las fibras rectas, puesto que las fuerzas de arrancamiento en las primeras están más próximas a su capacidad a tracción. Todos estos efectos se traducen en que las fibras rectas presentan un DIF mayor que las fibras con anclaje, especialmente en términos de capacidad de absorción de energía.

El estudio presentado por Yang et al. (2018) hace una amplia revisión de los ensayos, a nivel material, del SFRC en la literatura, analizando concretamente las mezclas reforzadas con fibras rectas, trenzadas y con ganchos en los extremos. Dicho trabajo confirmó que el DIF del SFRC está influenciado por la calidad de la matriz, el tipo de fibra y su fracción volumétrica. Asimismo, se revisaron las formulaciones del DIF de la resistencia del SFRC propuestas por otros autores (Fujikake et al. (2006a), Wang et al. (2011) y Tran & Kim (2014), entre otros). A partir de los resultados de dicha revisión se desarrolló un modelo genérico. Este modelo, que es una adaptación de la formulación del Código Modelo 1990 y de su posterior revisión por Malvar & Ross (1998), se define en las expresiones 2.12 y 2.14 para la resistencia a compresión y a tracción, estando sus coeficientes definidos en las expresiones 2.13 y 2.15, respectivamente.

$$DIF_{f_c} = \frac{f_{c,din}}{f_c} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{1.026\delta} & \dot{\epsilon} \leq \dot{\epsilon}_t \\ 0.6608\beta \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{(1+0.05m)/3} & \dot{\epsilon} > \dot{\epsilon}_t \end{cases} \quad (2.12)$$

$$\delta = \frac{1}{5 + 9f_c/f_{c0}} \quad \beta = 10^{6.156K\delta - 2.33} \quad \dot{\epsilon}_0 = 30 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1} \quad (2.13)$$

$$DIF_{f_{ct}} = \frac{f_{ct,din}}{f_{ct,f}} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{K\delta} & \dot{\epsilon} \leq \dot{\epsilon}_t \\ m\beta \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right)^{1/3} & \dot{\epsilon} > \dot{\epsilon}_t \end{cases} \quad (2.14)$$

$$\delta = \frac{1}{1 + 8f_c/f_{c0}} \quad \beta = 10^{7K\delta - 2.141} \quad \dot{\epsilon}_0 = 10^{-6} \text{ s}^{-1} \quad (2.15)$$

En tales expresiones la resistencia de referencia es $f_{c0} = 10$ MPa, mientras que la influencia del aspecto de las fibras se introduce con el coeficiente K , que en compresión se toma como 1.00, 1.85 y 0.55, y en tracción como 0.80, 1.30 y 0.95, para las fibras rectas, trenzadas y con anclajes en los extremos, respectivamente. En el estudio se observó que la velocidad de deformación de transición ($\dot{\epsilon}_t$) se incrementa al añadir fibras al hormigón, siendo esta mayor que la propuesta por el Código Modelo 1990, 30 s^{-1} , y por Malvar & Ross (1998), 1 s^{-1} , en compresión y en tracción, respectivamente. La dosificación de fibras se incluye mediante el parámetro m , siendo diferente en compresión y en tracción. Tanto $\dot{\epsilon}_t$ como m no quedan definidas para una mezcla genérica, sino que se proponen valores para algunas mezclas estudiadas, siendo necesario basarse en evidencias experimentales para definir estos parámetros en mezclas no abordadas por el estudio. A parte de estas incertidumbres, los autores señalan que es necesario realizar un estudio más profundo sobre la influencia de la esbeltez y de la mezcla de distintos tipos de fibras en el DIF de la resistencia.

Comportamiento en flexotracción

En condiciones cuasi-estáticas se ha observado que el comportamiento del SFRC en flexión difiere respecto al correspondiente en tracción directa, Naaman (2003). Esto se puede explicar en parte por la distribución de las tensiones en la sección. Mientras que en los ensayos de tracción directa las tensiones se reparten uniformemente en toda la sección, en flexión las tensiones de tracción se concentran en el borde inferior, donde el efecto pared en la orientación de fibras es mayor que en el núcleo de la probeta. Sin embargo, esto no explica por qué en régimen dinámico la sensibilidad a la velocidad de deformación en flexotracción difiere respecto a la tracción directa, tal como se observa en los resultados de los siguientes estudios.

Naaman & Gopalaratnam (1983) experimentaron probetas sin entallar, obteniendo valores del DIF de la resistencia pico bastante elevados, siendo más moderados para la energía de fractura. Este estudio, observó, además, que ambos DIF aumentaron al incrementarse la dosificación de las fibras. Gopalaratnam & Shah (1986), en ensayos de impacto sobre probetas entalladas también obtuvieron un DIF mayor en las probetas de SFRC que en las de hormigón sin reforzar, tanto para la resistencia pico como para la energía de fractura. Los autores concluyeron que esto se debe probablemente a la fisuración transversal de la matriz y al despegue de la interfaz.

Si analizamos los estudios que emplean fibras con dispositivos de anclaje los resultados son diferentes. Suaris & Shah (1982) ensayaron probetas, sin entallar, reforzadas con fibras con distintos tipos de anclaje, obteniendo unos DIF de la resistencia pico más elevados en las mezclas de SFRC que para el hormigón en masa. Los autores relacionaron esto con la fisuración múltiple observada exclusivamente en las probetas de SFRC. Bindiganavile et al. (2002) realizaron ensayos similares sobre probetas reforzadas con fibras con los extremos

aplanados. Los DIF obtenidos para la resistencia pico fueron muy altos, mientras que los correspondientes a la energía de fractura presentaron valores más moderados, disminuyendo con el incremento de la altura de caída al aumentar el número de fibras rotas. Zhang & Mindess (2007), realizaron ensayos semejantes con el mismo tipo de fibras, observando una disminución de la energía de fractura dinámica al aumentar la dosificación de fibras. El estudio de Zhang et al. (2014), sobre probetas entalladas reforzadas con fibras con ganchos en los extremos, mostró que el DIF de la energía de fractura y de la resistencia pico fueron bastante menores que en el estudio complementario en probetas de hormigón en masa, Zhang et al. (2009).

Pese a la dificultad de comparar los resultados de estas investigaciones, se pueden obtener conclusiones interesantes de estos ensayos. Una observación muy común en estas investigaciones es que el DIF de la resistencia a flexotracción del SFRC es mayor que el DIF teórico del hormigón en masa en tracción directa, definido en el Subapartado 2.2.1. Esto probablemente se deba al trabajo en flexión y al efecto tamaño, por lo que las comparaciones del DIF de los ensayos de flexión pueden resultar incoherentes si no se considera el tamaño y forma de las probetas.

2.3. Comportamiento de elementos de hormigón armado sometidos a impacto

En este Apartado se analizan los trabajos existentes sobre el comportamiento del hormigón armado a nivel estructural bajo cargas de impacto. El análisis de esta literatura se divide en dos partes. En primer lugar, se presentan en el Subapartado 2.3.1 los trabajos experimentales existentes. Tras lo cual, se estudiarán en el Subapartado 2.3.2 los modelos de cálculo existentes que describen y analizan el comportamiento del hormigón armado bajo impacto.

2.3.1. Trabajos experimentales

Las estructuras de hormigón armado presentan una alta sensibilidad a desarrollar fallos frágiles, por cortante o punzonamiento, cuando son sometidas a cargas de impacto, presentando una capacidad limitada de absorción de energía. Diferentes autores han estudiado experimentalmente este fenómeno en vigas de hormigón armado.

Kishi et al. (2002b) realizaron una campaña experimental sobre vigas de hormigón armado longitudinalmente en su cara inferior. En esta, se ensayaron bajo cargas de impacto 27 vigas biapoyadas, variando la luz entre apoyos (1 a 2 m), la velocidad de caída (1 a 6 m/s) y la cuantía de armado ($\rho = 0.80$ a 1.82%). Las vigas con unas dimensiones de 250 mm de canto, 150 mm de ancho y 40 mm de recubrimiento, se sometieron a impacto dejando caer

libremente una masa de 300 kg de acero sobre su centro de vano (CDV). Se registraron las fuerzas de impacto, las reacciones en los apoyos y la flecha en el CDV.

Figura 2.10: Esquema de fisuras de los ensayos de Kishi et al. (2002b): (a) viga con $\rho = 1.82\%$ y $a/d = 3.6$; (b) viga con $\rho = 0.80\%$ y $a/d = 3.6$.

Los resultados experimentales mostraron que la sensibilidad de las vigas a desarrollar fisuras diagonales se incrementó con mayores velocidades de caída de la masa, tal como se observa en la Figura 2.10. Esto se tradujo en que incluso en vigas cuyo modo de fallo cuasi-estático era de flexión, bajo cargas de impacto presentaron fallo por cortante. Para las vigas que fallaron por flexión en impacto se estableció como criterio de colapso que existiera una flecha residual mayor al 1.1 % de la luz entre apoyos, observándose dicho modo de fallo en las vigas esbeltas con bajas cuantías de armado sometidas a impacto a baja velocidad.

En el estudio de Cotsovos et al. (2008) se revisaron los resultados experimentales de otros autores, entre ellos los presentados por Kishi et al. (2002b). Observó cómo la velocidad de impacto modifica el comportamiento de las vigas respecto al caso estático, aumentando la rigidez, la carga máxima admisible y la fragilidad de estos. En dicha revisión se reparó en que gran parte del daño producido en las vigas se concentraba alrededor del punto de impacto, en una zona que se denominó la longitud de respuesta efectiva, o vano efectivo (L_{ef}).

Posteriormente, Saatci & Vecchio (2009a) llevaron a cabo un estudio experimental en vigas de hormigón armado de 3.0 m de luz, sobre las cuales se realizaron tres ensayos de impacto consecutivos, con dos masas diferentes, de 211 y 600 kg, desprendidas desde una altura de 3.26 m (8.0 m/s). Todas las vigas tenían una sección constante de 250 mm de ancho por 410 mm de canto y un recubrimiento de 38 mm, siendo la armadura longitudinal simétrica entre las caras superior e inferior, con una cuantía de armado de $\rho = 1.50\%$ en ambas caras.

Las seis vigas ensayadas se dividieron en 4 series en función de la cuantía de armadura transversal dispuesta ($\rho_t = A_{st}/b = 0.0$ a 0.3% , siendo A_{st} el área de la armadura transversal por unidad de longitud).

Figura 2.11: Esquemas de equilibrio y distribución de los esfuerzos según Saatci & Vecchio (2009a): (a) bajo impacto; (b) en condiciones estáticas.

En todas las vigas ensayadas se observaron fisuras diagonales muy severas, formándose un fallo local en forma cónica o piramidal en el CDV, comúnmente denominado como de rotura (*shear-plug*). Dichas fisuras se observaron incluso en las vigas con altas cuantías de armadura transversal, críticas a flexión en régimen cuasi-estático. No obstante, esas vigas fueron capaces soportar un número mayor de impactos, absorbiendo más energía. En los ensayos se dispusieron una serie de acelerómetros repartidos entre el punto de carga y uno de los apoyos, con los que se registró la distribución de las fuerzas de inercia. Con los resultados de estos sensores se concluyó que las fuerzas de inercia juegan un papel fundamental en el comportamiento durante el impacto. Adicionalmente, dichos resultados permitieron estimar la distribución de los esfuerzos en régimen dinámico, comparada con la correspondiente al régimen estático en la Figura 2.11. De un modo similar, mediante la distribución de potenciómetros a lo largo de la viga, se observó que la deformada bajo impacto presentó ciertas discrepancias respecto a su forma estática. Tales observaciones sirvieron para concluir que no

es posible estimar la capacidad de una viga y su comportamiento en impacto contemplando únicamente su respuesta estática.

El estudio de Chen & May (2009) presentó una campaña experimental llevada a cabo sobre vigas y losas de hormigón armado, ambas con luces variables. Las vigas, armadas longitudinal y transversalmente con una cuantía constante ($\rho = 1.3\%$ y $\rho = 0.3\%$ en las caras inferior y superior, respectivamente, y $\rho_t = 0.3\%$), se ensayaron con unas luces de 1.50 m y 2.70 m, desprendiendo una masa de 98.7 kg a una velocidad de 7.3 m/s sobre el CDV. Los ensayos, grabados con una cámara de vídeo de alta velocidad, se analizaron correlacionando el registro temporal de la fuerza de impacto con la propagación de las fisuras, la penetración del proyectil y el desprendimiento del hormigón. Además, en los ensayos sobre las vigas se emplearon distintos dispositivos de contacto estructura-proyectil. En los ensayos en los que la cabeza del proyectil era semiesférica, por lo general, se produjo un fallo local con aplastamiento del hormigón en la zona de contacto. La colocación de una superficie plana en la cabeza de impacto se tradujo en un fallo a flexión acompañado por fisuras diagonales y con desprendimiento del hormigón de recubrimiento de la armadura inferior, posiblemente debido al incremento abrupto de la fuerza de impacto. Al disponerse una capa de madera en el contacto se observó un modo de fallo por flexión acompañado de algunas fisuras diagonales. Por su parte, las losas ensayadas sufrieron distintos fallos locales, penetración y desprendimiento. Tales fallos fueron evaluados con modelos empíricos propuestos por otros autores, observando que los resultados no se adecuaban completamente a las observaciones experimentales, lo que demuestra la necesidad de desarrollar métodos analíticos o mecánicos.

Fujikake et al. (2009) realizaron ensayos de impacto sobre vigas, desprendiendo una masa de 400 kg sobre el CDV desde una altura comprendida entre 0.15 y 2.40 m (1.7 a 6.9 m/s). En total se ensayaron 12 vigas biapoyadas con una luz entre apoyos de 1.40 m, las cuales se dividieron en tres series en función de la armadura longitudinal dispuesta. La sección transversal de las vigas fue idéntica a la empleada por Kishi et al. (2002b), sin embargo, estas dispusieron de armadura transversal idéntica en todas las vigas ($\rho_t = 1.4\%$), además de la armadura longitudinal, diferente en cada serie ensayada ($\rho = 1.26$ o 2.46% en la cara inferior y $\rho = 0.84$ a 2.46% en la superior). Todas las series, bajo condiciones cuasi-estáticas, eran críticas a flexión, presentando una resistencia a cortante entre un 50 y 155 % más alta que la de flexión.

Las conclusiones del estudio demostraron que la cuantía de la armadura longitudinal afecta significativamente al modo de rotura. Las vigas con una menor cuantía de armadura inferior mostraron en todos los casos un modo de fallo por flexión, desarrollando un número creciente de fisuras diagonales, en torno al punto de impacto, al incrementarse la velocidad de caída. Mientras que las vigas con una mayor cuantía de armadura inferior sí que desarrollaron un fallo local en el punto de impacto para alturas de caída mayores a 0.6 m (3.4 m/s), exhibiendo fisuras diagonales en todos los casos. Por otra parte, la cuantía de armadura longitudinal superior condiciona la magnitud del fallo local, siendo la longitud de este fallo un 20 % inferior

en la serie con la máxima cuantía que en la serie con una cuantía menor. Adicionalmente, también se observó que la duración de la fuerza de impacto, la flecha máxima y el tiempo hasta que se alcanza esta flecha, dependen de la rigidez a flexión de la sección, disminuyendo según aumenta esta. En el caso del impulso transmitido y la fuerza de impacto pico no se observó una relación clara con la rigidez a flexión.

Adhikary et al. (2012) hicieron un estudio de impacto con unas velocidades de carga moderadas (0.04 a 2 m/s), aplicando la carga con un gato hidráulico, en vez de con un proyectil. Las vigas ensayadas, con una geometría idéntica a las estudiadas por Fujikake et al. (2009), se dividieron en 3 series en función de la armadura a cortante dispuesta ($\rho_t = 0.00$ a 0.56 %). La armadura longitudinal dispuesta fue simétrica y constante en todas las series ($\rho = 2.46$ %). Las vigas sin cercos fallaron frágilmente, mientras que las vigas con la cuantía transversal mayor fallaron por flexión. En el caso de la serie intermedia el fallo frágil se produjo tras la plastificación de las armaduras inferiores. En el rango de velocidades aplicadas, el modo de fallo dinámico concordó con el estático. La carga pico, de la que previamente se descontó la fuerza de inercia registrada, se incrementó levemente con la velocidad en las vigas con fallo dúctil (DIF comprendido entre 1.05 y 1.20), mientras que en las vigas sin cercos, la carga pico mostró una sensibilidad mayor a la velocidad de carga (variando el DIF entre 1.25 y 1.80). Adicionalmente, se observó en todas las series que la rigidez de las vigas frente a la carga aplicada aumentó notablemente al pasar de una velocidad de carga de 0.4 a 2 m/s.

Además de la armadura convencional, se ha estudiado otro tipo de refuerzos, adicionales, para evitar el fallo en impacto. Pham et al. (2016) analizaron el comportamiento de vigas hormigón armado, de 1.50 m de luz, una sección de 150 mm de ancho por 250 mm de canto, armadas con dos barras de 12 mm en la cara superior ($\rho = 0.6$ %) y otras dos barras de 16 mm en la cara inferior ($\rho = 1.1$ %), sin cercos. En las caras laterales de las vigas se adhirieron unas bandas de un polímero reforzado con fibras (FRP, por sus siglas en inglés) para reforzar la resistencia a cortante. Estas se dispusieron en diferentes configuraciones, variando la inclinación, la separación y la zona del perímetro donde se adhirieron dichas bandas. El ensayo de impacto consistió en la caída sobre el CDV de una masa de 203.5 kg desde una altura de 2.5 m (7 m/s), excepto una viga que resistió el primer impacto, y se ensayó otra vez con una altura de caída mayor, 3.0 m (7.7 m/s). En general, las vigas reforzadas con FRP presentaron fallo por cortante, sin embargo, dichas bandas mejoraron la capacidad de las vigas frente a impacto.

Este mismo autor observó que los registros temporales de las fuerzas en el proyectil y los apoyos sugirieron que existe un cierto desfase entre ambos ($t_{p,0}$), de modo análogo a lo observado por Saatci & Vecchio (2009a) en sus resultados experimentales. A partir de este desfase, se obtuvo en el conjunto de ensayos una velocidad media de propagación del impacto hasta los apoyos ($L/2t_{p,0}$) de 916 m/s, bastante menor que la propuesta por otros autores desde un punto de vista teórico, Cotsovos et al. (2008). Dicha velocidad se contrasta con resultados experimentales de otros estudios en la Figura 2.12.

Figura 2.12: Velocidad de propagación media en términos de la esbeltez efectiva (L_{ef}/h). Datos obtenidos de los estudios de Pham et al. (2016), Isaac et al. (2017) y Ulzurrún et al. (2019).

De un modo similar, Isaac et al. (2017) centraron su estudio, sobre el comportamiento a impacto de vigas de hormigón armado, en la propagación. En este se ensayaron a impacto vigas de diferentes esbelteces (L/h), tomando datos de la aceleración en el proyectil, de las reacciones en los apoyos y de la cinemática de la cara lateral de la viga, determinada empleando la técnica DIC. Los registros temporales de los transductores del proyectil y de las reacciones mostraron cierto desfase entre ambos. La velocidad media de propagación del impacto hasta los apoyos ($L/2t_{p,0}$), asociada a dicho desfase, mostró cierta dependencia de la esbeltez de las vigas, disminuyendo al aumentar esta última. Los datos obtenidos con la técnica DIC permitieron realizar un análisis de la propagación más detallado, confirmando que el impacto no se transmite inmediatamente a toda la viga, sino que en los primeros instantes afecta solamente a la parte central de la viga, denominada longitud efectiva (L_{ef}). Esta se propaga desde la zona central de la viga a los apoyos a una velocidad variable. Además, se observó que la velocidad de propagación media ($v_{p,m} = L_{ef}/2t$) disminuye al aumentar la esbeltez efectiva, que es el cociente de la longitud efectiva entre el canto (L_{ef}/h). La velocidad de propagación media obtenida con ambos métodos de toma de datos, transductores y DIC, mostró una dependencia similar a la esbeltez efectiva, tal como se muestra en la Figura 2.12.

Otro estudio de impacto interesante es el presentado por Zhao et al. (2017). En este se ensayaron a impacto 10 vigas de 500 mm de canto, 200 mm de ancho y 40 mm de recubrimiento, con una armadura longitudinal idéntica ($\rho = 1.37\%$ en la cara inferior y $\rho = 0.44\%$ en la superior). Estas se agruparon en 3 series en función de la luz entre apoyos (3 a 5 m) y

de la armadura transversal dispuesta ($\rho_t = 0.09$ a 0.18%). En el impacto se varió la masa (868 a 1700 kg) y la velocidad de impacto (4.60 a 7.14 m/s) de modo que la flecha máxima alcanzada teóricamente, según las expresiones propuestas por Fujikake et al. (2009), fuera idéntica para todas las vigas de una misma serie. Del mismo modo que en el estudio de Saatci & Vecchio (2009a), se obtuvieron las fuerzas de inercia disponiendo varios acelerómetros. Además, los ensayos se grabaron empleando una cámara de alta velocidad para estudiar el desarrollo de las fisuras, las cuales se agruparon según el criterio propuesto por Yi et al. (2016). Estos últimos autores clasifican las fisuras diagonales en dos categorías, mostradas en la Figura 2.13, las fisuras tipo I representan el fallo local en torno al punto de impacto en forma de cono de rotura (*shear-plug*), mientras que las fisuras tipo II son las que se desarrollan en los vanos de cortante, resultantes de la interacción flexión-cortante.

Figura 2.13: Clasificación de las fisuras inclinadas según Yi et al. (2016).

Las flechas máximas alcanzadas en cada serie fueron similares, excepto en los casos en los que se produjo fallo por cortante. Los resultados indicaron que bajo altas velocidades de impacto se producen fisuras tipo I, independientemente del tipo de fallo global. En las vigas impactadas a la máxima velocidad dicho fallo local fue el dominante, independientemente de la luz de las vigas. Las grabaciones realizadas mostraron que este fallo se desarrolló en los estadios iniciales del impacto, estando su formación determinada más por el de vano efectivo (L_{ef}) que por su luz total (L). El análisis de las fuerzas de inercia, obtenidas a partir de los registros de los acelerómetros, sirvió para explicar este fenómeno. Con dicho análisis se dedujo la evolución de la distribución de los esfuerzos. Con estos datos se observó que los esfuerzos en régimen de impacto difieren de los equivalentes en condiciones estáticas, confirmando las observaciones de Saatci & Vecchio (2009a). Además, al incrementarse la velocidad de carga aumentan los esfuerzos especialmente en la sección central, debido a la propagación del impacto. En el caso del esfuerzo cortante se observó que durante las primeras fases del impacto mostró un pico muy considerable en el CDV, durante un periodo breve. Este se extendió al resto del vano con la propagación del impacto, asemejándose a la distribución del cortante correspondiente al régimen estático según los efectos de la propagación se volvieron despreciables. Esto explica la formación del cono de rotura a altas velocidades de impacto, previamente al desarrollo de otros mecanismos de fallo. Por último, se observó que el aumento de la armadura transversal evita, en cierta medida, el desarrollo de las fisuras inclinadas, excepto las que se producen en las primeras fases del impacto (cono de rotura), cuando su influencia es limitada.

Figura 2.14: Efectos de la propagación del impacto en los esfuerzos de flexión y esquemas de fisuras (obtenidos mediante DIC): (a) instantes iniciales del impacto, durante la propagación ($t_{imp} = 1.4 \text{ ms}$); (b) tras la propagación ($t_{imp} = 4.6 \text{ ms}$). Figura de Ulzurrun et al. (2019) retrabajada.

Ulzurrun et al. (2019) realizaron un estudio sobre vigas de hormigón esbeltas ($L/d = 12.5$) armadas únicamente en sentido longitudinal, simétricamente ($\rho = 0.7\%$ en ambas caras). El estudio empleó la técnica DIC para la toma de datos experimentales, con los que se analizó la evolución de las fuerzas de inercia y de los esfuerzos, además de la propagación del impacto. Las vigas mostraron un fallo por flexión, desarrollando fisuras diagonales no críticas. Durante la propagación del impacto se observó el desarrollo de fisuras en la cara superior de la viga, fruto de las flexiones negativas observadas en los extremos del vano efectivo durante los primeros instantes del impacto, Figura 2.14 (a). Dichas fisuras se cerraron al aumentar el vano efectivo, volviéndose a abrir posteriormente, pero en la cara opuesta, al crecer la extensión donde se producen flexiones positivas, Figura 2.14 (b). Por otra parte, los resultados experimentales verificaron la concentración de esfuerzos cortantes en el centro de vano, mostrando que la sensibilidad al fallo por cortante en régimen dinámico se debe a la reducción del vano de cortante en los instantes iniciales del impacto, por la propagación. Además, se compararon los esfuerzos pico en impacto con sus resistencias teóricas en condiciones estáticas observando un DIF diferente para cada mecanismo de rotura, mayor para el esfuerzo cortante. Por último, el estudio de la propagación del impacto confirmó que la velocidad de propagación es variable, siendo su sensibilidad a la esbeltez efectiva (L_{ef}/h) similar a la observada en el estudio de Isaac et al. (2017), como se muestra en la Figura 2.12.

Para concluir la revisión de los ensayos de impacto sobre vigas, cabe mencionar el estudio del estado del arte llevado a cabo por Adhikary et al. (2016), en el que se incluye una base de datos amplia y detallada sobre las campañas experimentales más relevantes de la literatura,

definiendo su configuración y resultados. En las conclusiones de dicho estudio se destaca la tendencia del hormigón armado a fallar por cortante bajo cargas de impacto. La causa asumida es el desarrollo de las fuerzas de inercia, las cuales afectan más acentuadamente al esfuerzo cortante que a la flexión. Adicionalmente, se enfatiza la importancia del contacto viga-proyectil, y de los dispositivos dispuestos en este (placas de acero, madera, capa de neopreno...) en la severidad del impacto. Los contactos más rígidos incrementan la fuerza de impacto y con ello las fuerzas de inercia, haciendo que la viga sea más sensible a fallar por cortante. Finalmente, se concluyó que una investigación más detallada es necesaria en ciertos aspectos del impacto, como el DIF, la sensibilidad al desarrollo de fallos frágiles (por cortante o locales) bajo impacto, la influencia de la velocidad, masa y geometría del proyectil.

Otros autores también realizaron ensayos similares a los descritos, pero sobre losas de hormigón armado, Delhomme et al. (2007), Schellenberg (2009) y Othman & Marzouk (2016), estando los dos primeros centrados en el estudio del impacto de rocas en galerías de protección. El segundo realizó los ensayos disponiendo capas de distintas arenas, entre la estructura y la masa en caída libre, a modo de amortiguador, observando fallos frágiles junto a los apoyos y el levantamiento de la losa en los bordes. En la campaña experimental de Othman & Marzouk (2016) el impacto contra la losa fue directo. Los resultados mostraron que la disposición de la armadura tiene una mayor importancia que su cuantía. Las losas con armadura solamente en la cara inferior mostraron un fallo por punzonamiento muy frágil con un gran desprendimiento del hormigón en su cara inferior. Sin embargo, las losas armadas en ambas caras presentaron fisuras de punzonamiento y un desprendimiento del hormigón más leves, siendo su comportamiento más dúctil. Adicionalmente cabe destacar los experimentos de Kishi et al. (2002a), en los que se ensayó a impacto una galería de protección de rocas a escala real cubierta con vigas de hormigón pretensadas, sobre las cuales se dispuso una capa de arena. Los resultados fueron satisfactorios mostrando las vigas flechas relativamente pequeñas y una fisuración muy distribuida con algunas fisuras diagonales.

2.3.2. Modelos de cálculo

Los impactos causan una respuesta estructural compleja, la cual no es siempre sencilla de estudiar analíticamente. Debido a esto, las primeras aproximaciones a este tema fueron, principalmente, empíricas, Kennedy (1976). Aún hoy en día este tipo de formulaciones siguen siendo útiles para estudiar el comportamiento del hormigón armado en el rango dinámico, Li et al. (2005). Su uso actual está especialmente extendido en la definición de los daños locales en impactos balísticos, además de ser comunes en las normativas que tratan las cargas dinámicas.

Hoy en día también existe una gran variedad de modelos analíticos, mecánicos y numéricos que simulan el comportamiento de las estructuras de hormigón armado sometidas a impacto.

A continuación, se describen, de forma sintetizada, los modelos más comunes para predecir o explicar el comportamiento del hormigón bajo impacto. Dicha descripción partirá de una breve exposición de los métodos y modelos de cálculo normativos existentes para cargas de impacto, tras lo cual se proseguirá con la definición de los modelos estructurales y seccionales.

Modelos normativos

Un amplio número de códigos normativos consideran las acciones impulsivas como parte de las cargas de diseño a considerar. Los impactos se contemplan empleando distintas aproximaciones según el código de aplicación y las causas de dicha carga.

La aproximación más genérica es la propuesta por el Código Modelo 2010, en el que se proponen diferentes métodos para la obtención de esfuerzos y para el dimensionamiento estructural. Los métodos de cálculo de esfuerzos en régimen dinámico se dividen en tres niveles, en función de su grado de detalle. El nivel *I*, el más sencillo, emplea una carga estática amplificada, equivalente al impacto. Esta simplificación se limita hasta una velocidad de deformación de 10^{-1} s^{-1} . Consecutivamente, el nivel *II* propone aplicar registros temporales de carga estandarizados en modelos de cálculo dinámicos, de tipo paso a paso. Los métodos más detallados se agrupan en el nivel *III*, en el que se propone emplear modelos de elementos finitos convencionales o de hidrocódigo. Este nivel de cálculo permite, adicionalmente, determinar las cargas actuantes en los otros dos niveles (niveles *I* y *II*). Otra opción para definir las cargas de los niveles *I* y *II* es emplear datos de la literatura, ensayos experimentales u otros códigos normativos. Para cargas como explosiones al aire libre o impactos de aeroplanos, se sugiere emplear los códigos UFC 3-340-02 (USACE et al. (2014)) y DIN 25449 (DIN (2016)), donde se definen los casos de carga más comunes. Por su parte, los métodos de dimensionamiento estructural propuesto están asociados a los niveles de cálculo expuestos previamente. En el nivel *I* se propone realizar un dimensionamiento estático en función de los esfuerzos obtenidos, sin emplear factores DIF. En los otros dos niveles (niveles *II* y *III*) se puede dimensionar de acuerdo con los esfuerzos dinámicos o con la ductilidad estructural, estando permitido introducir los factores DIF de la resistencia de los materiales, pero de un modo limitado. Adicionalmente, este código propone ciertas recomendaciones, prácticas y constructivas, para reducir el riesgo de los fallos asociados a las cargas impulsivas.

Los estándares de diseño internacionales más relevantes en la ingeniería estructural consideran ciertas cargas de impacto en el diseño de estructuras. El Manual de Diseño de Puentes AASHTO-LRFD (2012) (AASHTO (2012)) tiene en cuenta las colisiones de vehículos de transporte contra estructuras próximas a vías navegables o de circulación. Dicho manual introduce las cargas de impacto como cargas estáticas equivalentes. El valor de estas cargas en las colisiones de las embarcaciones depende de la velocidad y su masa, mientras que en el caso de los automóviles se toma esta como una carga de 2 700 kN, definida a partir de observaciones experimentales, a escala real, de colisiones de camiones de 40 ton a 80 km/h. El

Eurocódigo 1-7 (CEN (2006)) también contempla las cargas de impacto de distintos medios de transporte como una carga estática equivalente, mencionándose además que los efectos de la velocidad de deformación deben tenerse en cuenta solamente si se considera oportuno. En el caso de automóviles se propone una serie de fuerzas en función del tipo de vía y la dirección del impacto, longitudinal ($F_{imp,x}$) o transversal ($F_{imp,y}$), variando entre 25 y 2 500 kN. En el caso de los pasos superiores se debe considerar el impacto de un automóvil en las pilas y en la parte inferior del tablero, tal como se describe en la Figura 2.15. Asimismo, el Eurocódigo 1-7 contempla el impacto de embarcaciones o de helicópteros al aterrizar, proponiendo formulaciones específicas para ambos, en función de la masa del vehículo. En el caso del impacto de trenes las acciones se tabulan dependiendo de la distancia de la estructura a la vía y la dirección del impacto, longitudinal o transversal. La definición de estas cargas es limitada, dando libertad a cada país para escoger las cargas de impacto en ciertos casos, definidas en España por la IAPF (Ministerio de Fomento (2010)). Las cargas a considerar según dicha instrucción están comprendidas entre 682.5 y 12 100 kN, en sentido horizontal. Adicionalmente, en el Anejo C del Eurocódigo 1-7 se dan ciertas pautas para análisis dinámicos más avanzados, distinguiendo entre impactos rígidos o flexibles, los cuales no se corresponden a la denominación clásica de la Figura 2.1, puesto que se definen en función de la deformabilidad de la estructura en vez del proyectil.

Otros códigos más específicos, que consideran las cargas impulsivas en el diseño, son los correspondientes a la industria nuclear. Dicha industria fue pionera en el desarrollo de los primeros códigos de diseño de uso civil que incluían el impacto como una carga de diseño. Los Estándares de Seguridad IAEA NS-G-1.5 (IAEA (2003)) e IAEA NS-G-1.11 (IAEA (2004)) consideran las posibles cargas de impacto, accidentales o intencionadas, que puede sufrir el edificio de contención. El Código ACI 349-13 (ACI Committee 349 (2014)) define el comportamiento de las estructuras de hormigón de las centrales nucleares bajo estas cargas, limitando su ductilidad, especialmente en estructuras con una capacidad a cortante próxima a la de flexión o con cuantías de armadura transversal moderadas. No obstante, estas normativas deben adaptarse a los riesgos actuales, ya que proporcionan una información limitada sobre la metodología de análisis más adecuada para considerar las colisiones de grandes aviones comerciales, Jiang & Chorzepa (2014).

En códigos de ámbito nacional también introducen conceptos interesantes para diseño de estructuras resistentes a las cargas impulsivas. En países muy poblados y montañosos, como Japón y Suiza, se han desarrollado normativas específicas para el análisis de galerías de protección contra caída de rocas, Japan Road Association (2000) y ASTRA (2008), respectivamente. En concreto, Japón fue el primero en desarrollar su normativa, basando su formulación en la teoría de contacto de Hertz y considerando un rango de energía de impacto entre 20 y 6 000 kJ. La normativa suiza contempla energías de impacto más leves, 3 000 kJ. La concepción de esta última se centró principalmente en considerar el comportamiento del sustrato de arena protectora sobre la estructura, limitando su uso para penetraciones de la

Figura 2.15: Impacto de un automóvil contra un paso superior según el Eurocódigo 1-7: (a) planta; (b) sección vano; (c) sección apoyo.

roca menores que la mitad de la profundidad de dicho sustrato. Cada normativa propone diferentes fórmulas con las que se define la carga estática equivalente a aplicar en el diseño de las galerías de protección. En ambas normativas, dicha fuerza depende especialmente de las propiedades geotécnicas y del espesor de la capa arena protectora. Además, esta fuerza también depende, en menor medida, de la masa y la velocidad de caída de la roca. Por su parte, en Suecia se han desarrollado códigos relacionados con los edificios de defensa, FKR 2011 (Swedish Fortifications Agency (2011)) y SR 15 (Swedish Civil Contingencies Agency (2015)), los cuales limitan la cuantía de armadura longitudinal, para evitar fallos frágiles, a $\rho \leq 0.5$ y 1.1% , respectivamente. En referencia al FKR 2011, Johansson & Rempling (2016) presentaron un estudio en el que comparaban esta normativa con otras normativas o libros de referencia para el diseño de estructuras de hormigón bajo cargas impulsivas, UFC 3-340-02 y Cormie et al. (2009), empleando el Eurocódigo 2 (CEN (2004)) como normativa estática de referencia. Estos autores concluyeron que existen ciertos aspectos en los

que es necesario realizar una investigación más profunda para adoptar un criterio de diseño dinámico coherente entre los diferentes manuales de referencia. Los aspectos a los que se recomienda prestar especial atención son la capacidad de deformación de la rótula plástica, la capacidad a cortante y las propiedades dinámicas de los materiales.

Modelos seccionales para fallos frágiles

Incluso bajo cargas estáticas, los fallos relacionados con el esfuerzo cortante siguen siendo un tema a investigar. En régimen dinámico el esfuerzo cortante puede producir tres tipos de fallos globales, Magnusson et al. (2014), los cuales se dividen en función de la distancia de la fisura al apoyo y de la profundidad de la sección donde se inician las fisuras, siendo estos el cortante directo, tracción en el alma y la interacción flexión-cortante, definidos gráficamente en la Figura 2.16 (a) a (c).

Figura 2.16: Tipos de fallos por cortante: (a) cortante directo; (b) tracción en el alma; (c) interacción flexión-cortante; (d) esquema de los mecanismos resistentes en la interacción flexión-cortante.

En general, las cargas de impacto a velocidades moderadas en el CDV aumentan la sensibilidad al desarrollo de un cono de rotura en la zona impacto o al fallo por interacción flexión-cortante, clasificados por Yi et al. (2016) como modo de fallo tipo I y II, respectivamente, Figura 2.13. La interacción flexión-cortante se produce al propagarse la fisura de cortante desde una fisura de flexión preexistente hasta la cabeza de compresión. Su resistencia se estudia considerando la contribución de distintas componentes, mostradas en la Figura 2.16 (d), donde V_c , V_f , V_a , V_{st} y V_l representan las contribuciones de la cabeza de

compresión, la tensiones en la fisura diagonal, el engranamiento de los áridos, la armadura transversal y el efecto pasador, respectivamente. Los modelos que analizan la mecánica de este fallo se centran en distintas componentes. Marí et al. (2014b) proponen un modelo global que abarca todas las componentes excepto el engranamiento de los áridos. El modelo de Muttoni & Fernández Ruiz (2008), la Teoría de la Fisura Crítica de Cortante (CSCT, por sus siglas en inglés), se centra en el engranamiento de los árido entre los mecanismos responsables del desarrollo de la fisura diagonal crítica. Mientras, Vecchio & Collins (1986) propusieron la Teoría del Campo de Compresiones Modificado (MCFT, por sus siglas en inglés), considerando las tensiones en las fisuras. Por último, existen modelos normativos como el propuesto por el Código Modelo 2010, que proporciona una formulación simplificada basada en el MCFT.

Por su parte, la tracción en el alma es un fallo por cortante que se produce en vigas sin fisurar. En régimen estático es un fenómeno típico en vigas pretensadas sin cercos. La resistencia a este fallo (V_t) se define en la EHE-08 como el esfuerzo cortante que produce en la fibra neutra una tensión principal de tracción mayor que la resistencia del hormigón a tracción, considerando cierta colaboración de la fuerza de compresión.

En el régimen dinámico existen ciertas aproximaciones para modelar la interacción flexión-cortante. Fujikake & Somraj (2016) propusieron un modelo basado en el MCFT, en el que se introduce la velocidad de deformación de un modo simplificado. Para otro tipo de fallos frágiles también existen modelos dinámicos, como para el propuesto por Micallef et al. (2014) que, basándose en la CSCT, estudia el punzonamiento en losas. Para el cortante directo, fallo común en explosiones, existen distintas aproximaciones para predecir su posible desarrollo, como las presentadas por Krauthammer et al. (1986) y Ross (1983). Por último, existen otros estudios centrados en el desarrollo de fallos frágiles a nivel local en estructuras de hormigón armado sometidas a altas velocidades de deformación, como la revisión de Li et al. (2005).

Velocidad de deformación en la sección

Las velocidades de deformación son cruciales para definir la resistencia estructural en el rango dinámico, no obstante, su obtención no es directa. Adhikary et al. (2012) propusieron una fórmula de base empírica basada en sus propios experimentos. Esta se presenta en la expresión 2.16, donde $\dot{\delta}_p$ es la velocidad del proyectil, que representa de un modo simplificado la velocidad de carga en el CDV.

$$\dot{\epsilon} = 1.25\dot{\delta}_p^{0.82} \quad (2.16)$$

Puesto que la velocidad de deformación depende de la geometría de la estructura y es diferente en cada punto, es interesante emplear fórmulas más racionales, como la propuesta

por Fujikake et al. (2009). Esta se basa en la obtención de velocidad de deformación a partir de la velocidad de curvatura ($\dot{\chi}$) en el centro de vano, expresión 2.17.

$$\dot{\epsilon} = \dot{\chi} \frac{h}{2} = \frac{6 h \dot{\delta}_p}{L^2} \quad (2.17)$$

Figura 2.17: Esquema de las hipótesis del modelo simplificado de Fujikake et al. (2009) para definir la velocidad de deformación.

Esta ecuación supone que los materiales trabajan en el rango lineal, la deformación de la sección es plana, la distribución de esfuerzos se corresponde con el régimen estático y se desestiman los efectos de la propagación, Figura 2.17. No obstante, los resultados obtenidos por ambas fórmulas fueron razonablemente satisfactorios prediciendo los resultados experimentales presentados en la discusión de Zanuy & Ulzurrún (2017a), referente al artículo de Yi et al. (2016).

Otra aproximación más compleja es la propuesta por Micallef et al. (2014) para la velocidad de deformación en una fisura de punzonamiento. Según su propuesta la velocidad de deformación depende del canto de la pieza, de la velocidad de propagación, de la armadura y de su adherencia a la matriz.

Propagación del impacto

Como se ha comentado en el Subapartado anterior, diferentes autores han observado que la propagación del impacto en toda la longitud de la viga no es instantánea, existiendo un desfase entre el inicio del impacto y la respuesta global de la viga. Este fenómeno tiene una relevancia esencial en la comprensión de los efectos del impacto y en el desarrollo de modelos simplificados.

Figura 2.18: Representación esquemática del comportamiento de una viga ensayada a flexión en tres puntos, a diferentes velocidades de carga, según Cotsovos et al. (2008): (a) baja velocidad de carga; (b) alta velocidad de carga.

Cotsovos et al. (2008) introdujo este concepto en el estudio del comportamiento de vigas de hormigón sometidas a un impacto transversal. Los autores concluyeron que en los primeros instantes del impacto una viga no responde a lo largo de toda su longitud, sino que se comporta como una viga biempotrada de longitud variable, que denominaron vano o longitud efectiva (L_{ef}). Dicha dimensión aumenta con el tiempo a una velocidad v_p , en ambos extremos, Figura 2.18, hasta cubrir todo el vano. Esto explica ciertas observaciones experimentales, como el incremento de rigidez observado por Adhikary et al. (2012) para altas velocidades de carga. Además, según el estudio de Zhao et al. (2018), la propagación también explica por qué las vigas de distintas longitudes ensayadas por Zhao et al. (2017) mostraron una respuesta similar en los primeros instantes del impacto. No obstante, el fenómeno de la propagación es incierto no existiendo un consenso claro sobre cómo se propaga el impacto a lo largo de la viga.

Para impactos longitudinales, es ampliamente conocido que la velocidad de propagación de la onda asociada es constante, siempre que el medio sea continuo, elástico y lineal. Tal velocidad está definida por la expresión 2.18, siendo el valor medio en el hormigón próximo a $v_p \approx 3300$ m/s.

$$v_p = \sqrt{E/\rho} \quad (2.18)$$

Por otra parte, muchos autores han considerado lógico que la velocidad de propagación de un impacto transversal sea la misma que la de su onda asociada, Cotsovos et al. (2008), Micallef et al. (2014), Yi et al. (2016) y Zhao et al. (2019). Esta onda de cortante se propaga a una velocidad constante, definida por la expresión 2.19, siempre que se cumplan las mismas condiciones que las descritas para la onda longitudinal. En el hormigón el valor medio de esta velocidad está entorno a $v_p \approx 2100$ m/s.

$$v_p = \sqrt{G/\rho} \quad (2.19)$$

Sin embargo, los estudios experimentales de Pham et al. (2016), Isaac et al. (2017) y Ulzurrun et al. (2019), descritos previamente, han determinado unas velocidades de propagación bastante menores. Pham et al. (2016) dedujo que una posible explicación para esta observación es que el daño en el hormigón producido por el impacto ralentiza el avance de las ondas, además de la posible influencia de la dispersión de las ondas y la interacción entre las ondas incidentes y reflejadas.

El estudio de Ulzurrun et al. (2019), tras analizar una amplia serie de campañas experimentales, concluyó que la velocidad de propagación del impacto responde a un fenómeno distinto a la onda de cortante, Figura 2.12. De acuerdo con McGhie (1990), es extensa la literatura que asocia la propagación de la deformación en una viga ($\delta(x, t)$) sometida a un impacto transversal, con una onda de flexión elástica. Por lo general, dicho problema se ha planteado con la ecuación dinámica de Bernoulli-Euler, definida en la expresión 2.20, en función de la posición (x) y el tiempo (t). En esta, la rigidez a flexión (EI) y la densidad lineal ($\bar{m}$) de la sección se consideran constantes. Por su parte, $q(x, t)$ es la carga exterior aplicada por unidad de longitud, transversalmente al eje de la viga.

$$EI \frac{\partial^4 \delta}{\partial x^4} + \bar{m} \frac{\partial^2 \delta}{\partial t^2} = q(x, t) \quad (2.20)$$

Magnusson et al. (2014) empleó esta ecuación diferencial para estudiar la respuesta de una viga bajo cargas explosivas. En este caso, en el que la carga ($q(x, t)$) se supone como uniformemente distribuida, existen soluciones analíticas para esta ecuación. Los resultados se ajustaron a los experimentales en el rango elástico. Sin embargo, en el caso de los impactos, la solución de esta ecuación diferencial es compleja. McGhie (1990) propuso una solución para esta ecuación, considerando una viga de longitud indefinida. Los resultados expresan que la velocidad de propagación de la onda de flexión es variable, disminuyendo con el tiempo.

El estudio de Park & Park (1994) analizó el comportamiento bajo impacto de una pletina de acero, de 1.0 m de longitud, 5 mm de canto y 25 mm de ancho, en el rango elástico, Figura 2.19. Dicho análisis se realizó desde un punto de vista experimental y teórico. Se simuló el comportamiento de la pletina empleando las ecuaciones de la viga de Bernoulli-Euler y de Timoshenko. Las ecuaciones que definen el comportamiento según la teoría de Timoshenko se definen en la expresión 2.21, siendo Ψ la rotación de una sección por unidad de longitud, considerando que el material es homogéneo y la sección constante.

Figura 2.19: Propagación de las deformaciones debidas a un impacto a lo largo del tiempo. Figura de los resultados numéricos de Park & Park (1994) re TRABAJADA.

$$q(x, t) + \kappa AG \left(\frac{\partial^2 \delta}{\partial x^2} - \frac{\partial \Psi}{\partial x} \right) = \bar{m} \frac{\partial^2 \delta}{\partial t^2} \quad (2.21)$$

$$EI \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \kappa AG \left(\frac{\partial \delta}{\partial x} - \Psi \right) = \rho I \frac{\partial^2 \Psi}{\partial t^2}$$

Los resultados obtenidos resolviendo la ecuación diferencial de la viga de Timoshenko se ajustaron mejor a las observaciones experimentales. La solución propuesta, para las ecuaciones diferenciales de la expresión 2.21 para una viga sometida a impacto, muestra que la velocidad a la que se propagan las ondas del impacto se corresponden con la de las ondas longitudinales y transversales, expresiones 2.18 y 2.19, respectivamente, pero incluyendo en la última el factor de corrección de cortante (κ). No obstante, la velocidad de propagación de las ondas de impacto puede que no se corresponda con la velocidad a la que se propaga el vano efectivo. En la Figura 2.19 se observa que el impacto produce en la viga unos desplazamientos con un perfil senoidal que crece exponencialmente al aproximarse al punto de impacto. En torno a este punto se concentra la onda mayor, que corresponde al vano efectivo (L_{ef}). Teóricamente, el frente de las ondas transversales, cuya velocidad de propagación en pletinas de acero es $v_p = \sqrt{\kappa G_s / \rho_s} \approx 3\,000$ m/s, se encuentra a 0.24 m del CDV 80 μ s tras el impacto. Sin embargo, de acuerdo con la Figura 2.19, la velocidad de propagación del vano efectivo debe ser menor, pues sus extremos se encuentran a 0.12 m del CDV en ese mismo instante. En cambio, la velocidad de propagación de las ondulaciones menores que preceden al vano efectivo parece corresponderse con la de la onda transversal.

Shim et al. (1994) emplearon una aproximación similar al problema de la propagación del impacto en una pletina de acero, de 1.5 m de longitud, 3 mm de canto y 25 mm de ancho. Contrastaron los resultados numéricos, obtenidos con la ecuación de la viga de Timoshenko, expresión 2.21, con los resultados experimentales, en términos de los desplazamientos obtenidos empleando shearografía (Steinchen & Yang (2003)). Del mismo modo que Park & Park (1994), se obtuvo una buena correlación entre ambos resultados. El análisis de estos también indica que la velocidad de propagación de la onda mayor, el vano efectivo, es menor que la correspondiente a la onda transversal. Asimismo, de un modo similar a McGhie (1990), los resultados muestran que la velocidad de propagación del vano efectivo no es constante a lo largo del tiempo, reduciéndose según se propaga. Sin embargo, esta velocidad muestra un ritmo bastante menor que el obtenido por Park & Park (1994), lo cual concuerda con lo expuesto por Isaac et al. (2017), que la velocidad de propagación depende, inversamente, de la relación entre el canto y la luz efectiva L_{ef}/h , Figura 2.12.

Por último, cabe analizar el efecto de las ondulaciones menores que preceden al vano efectivo observadas por McGhie (1990), Park & Park (1994) y Shim et al. (1994). Estas producen deformaciones a flexión positivas y negativas en la viga previas a la propagación del vano efectivo. La curvatura negativa que producen podría ser la explicación de una interesante observación experimental de Ekström (2017). En los ensayos de impacto que realizó en vigas de hormigón observó la aparición de pequeñas fisuras en la cara superior de estas, en secciones entre el punto de impacto y el apoyo. Dichas fisuras solamente se observaron en los instantes iniciales del impacto, cerrándose posteriormente, del mismo modo que observó el estudio de Ulzurrún et al. (2019), Figura 2.14.

Modelos de elementos finitos

La complejidad de los impactos en estructuras de hormigón armado, caracterizadas por un comportamiento no lineal tanto a nivel material como estructural, limita el uso de modelos simplificados. Los modelos de elementos finitos (FEM, por sus siglas en inglés) no lineales son una alternativa de cálculo empleada por distintos autores, además de estar propuestos por el Código Modelo 2010 como el método de cálculo dinámico más detallado para la obtención de acciones y esfuerzos, nivel *III*.

Definiendo las características del sistema, como la geometría, tipo de elementos, propiedades constitutivas de los materiales, condiciones de contorno, entre otras, y aplicando las cargas dinámicas sobre la estructura, o detallando la interacción entre esta y el proyectil, se obtiene un modelo que representa el comportamiento estructural. La obtención de los resultados del fenómeno transitorio se hace mediante una integración numérica, que puede ser implícita o explícita, empleadas por Delhomme et al. (2007) y Bhatti et al. (2009), respectivamente.

Dichos modelos, si se definen correctamente, permiten un estudio muy completo de los efectos dinámicos. Cotsovos et al. (2008) reprodujo ensayos experimentales de otros autores con

modelos de elementos finitos apreciando efectos interesantes cuya observación experimental resulta compleja, como la propagación del impacto. Este fenómeno también se ha estudiado por Zhao et al. (2018) mediante el uso de dichos modelos. En la Tesis de Morales-Alonso (2013) también se emplearon modelos de elementos finitos como apoyo para explicar algunas observaciones llamativas de la campaña experimental realizada con cargas explosivas sobre losas de hormigón armado. Mediante la simulación con elementos finitos se confirmó que los pequeños errores en el posicionamiento de los apoyos en los ensayos, respecto a su posición ideal, pudieron ser una de las causas de la alta dispersión de resultados observada experimentalmente. Posteriormente, en la Tesis de Hingorani (2017) se empleó, asimismo, un modelo de elementos finitos, como referencia para validar las hipótesis de los modelos simplificados propuestos en su Tesis para el cálculo de los efectos de cargas explosivas sobre estructuras de hormigón. El modelo numérico se había validado previamente, tanto en régimen dinámico como estático, comparando su comportamiento con los ensayos disponibles en la literatura.

Adicionalmente estos modelos permiten introducir ciertos efectos que en los modelos simplificados puede resultar complejo considerar. En los modelos de elementos finitos está muy extendido introducir el efecto de la velocidad de deformación en las propiedades de los materiales, como en el estudio de Zhao et al. (2017). Este método también permite analizar el comportamiento dinámico de estructuras compuestas por distintos tipos de hormigón, Magnusson et al. (2010). En este mismo sentido, Yan et al. (2018) emplearon estos modelos numéricos para estudiar el comportamiento de vigas de hormigón prefabricado sometido a impacto y se valoró la influencia de las juntas de unión, en función de su posición en el vano.

Otra razón para emplear estos modelos es la posibilidad de reproducir casos de carga cuya reproducción experimental resulta compleja, Ghadimi Khasraghy (2012) y Do et al. (2018). Ambos autores realizaron modelos de ensayos experimentales sencillos a escala con los que pudieron calibrar los parámetros que definen el comportamiento del modelo de elementos finitos, Figura 2.20 (b). La primera autora, Ghadimi Khasraghy (2012), modeló el comportamiento de una galería de protección sometida al impacto de un bloque de piedra en caída libre, Figura 2.20 (a). Tanto en los ensayos de calibración como en el modelo completo, se consideró el efecto de la capa de arena que se dispone sobre las galerías de protección para amortiguar el impacto de una roca desprendida, Figura 2.20. Por su parte, Do et al. (2018) emplearon un modelo numérico no lineal para estudiar los efectos del impacto de un vehículo pesado, al salirse de la vía, contra la pila de un paso superior. Con los resultados del modelo del puente completo pudieron explicar los fenómenos implicados en el choque de un vehículo contra una pila, además de servir como referencia para discutir la validez otros modelos simplificados.

Sin embargo, pese a las bondades de estos métodos, modelar el comportamiento del hormigón armado es complejo, especialmente en el rango dinámico. Esto se debe a la gran cantidad de parámetros que deben definirse, al conocimiento necesario para su correcto uso y al alto coste

Figura 2.20: Modelo de elementos finitos empleado por Ghadimi Khasraghy (2012): (a) modelo de una galería de protección sometida a impacto; (b) modelo de impacto sencillo para la calibración experimental.

computacional, entre otros factores. A continuación se hace una revisión de los aspectos más relevantes a considerar para este tipo de simulaciones.

En primer lugar, la elección y definición del modelo de material a emplear puede resultar compleja. Existen diversos modelos de material, con características lineales o no, que además pueden incluir ciertos atributos como los efectos de la velocidad de deformación, efectos del daño o criterios de fallo, entre otros. Los modelos menos complejos introducen el comportamiento del material de forma explícita con ecuaciones tensión-deformación, considerando un comportamiento bilineal (Bhatti et al. (2009)) o leyes de comportamiento más complejas, similares a la definida por el Código Modelo 1990 y el Código Modelo 2010, que incluyen el endurecimiento (Delhomme et al. (2007)) e incluso el ablandamiento (Cotsovos et al. (2008)).

Adicionalmente a estos modelos de material, existen otros más completos que permiten considerar una amplia variedad de efectos, manteniendo unos tiempos de computación todavía aceptables. Los modelos de daño y plasticidad (CDPM, por sus siglas en inglés, Lubliner et al. (1989)) destacan como los modelos más extendidos. Mediante los parámetros de daño, se reduce la rigidez del material para reproducir su respuesta. Según Ekström (2017)

los modelos de daño presentan algunos aspectos que deben ser mejorados para analizar el impacto. En compresión se sobrestima la dependencia de la resistencia a la velocidad de deformación e incrementar la rigidez del hormigón tras su compactación total. En términos de la energía de fractura, dicho modelo de material tiende a aplicar dos veces los efectos de la velocidad de deformación. Existen otros modelos interesantes como el de Winfrith (Schwer (2010)), el de Johnson Holmquist (Holmquist & Johnson (1993)) y el modelo de la superficie límite continua (CSCM, por sus siglas en inglés, Murray et al. (2007)), entre otros. Morales-Alonso et al. (2012) comparó los resultados de un modelo de material complejo (modelo de Winfrith) y otro sencillo (modelo de daño frágil). Se observó que los resultados del modelo constitutivo más sencillo se ajustaron a los resultados experimentales, reforzando la idea de que es posible obtener modelos dinámicos precisos empleando leyes constitutivas sencillas, pero bien definidas.

El comportamiento de los materiales en los modelos numéricos se ha descrito clásicamente mediante las ecuaciones de la mecánica de medios continuos. Sin embargo, los modelos dinámicos pueden requerir formulaciones más complejas que incluyan los efectos termodinámicos. El hidrocódigo permite incluir estos efectos mediante el uso de una ecuación de estado, que habitualmente se define mediante una ley que relaciona la presión hidroestática con la deformación volumétrica, Anderson (1987) y Graham (1993). Adicionalmente la formulación de la parte plástica requiere una regla de flujo que indica la variación de la superficie de plastificación desde el inicio de la plastificación hasta la rotura. No obstante, la formulación de un modelo que incluya también los efectos de la velocidad de deformación implica definir gran cantidad de parámetros. A nivel práctico, puede resultar difícil encontrar datos experimentales que avalen la elección de dichos parámetros. En Zanuy et al. (2014) se puede encontrar un ejemplo de aplicación de un modelo de daño y plasticidad, para simular una viga de hormigón armado sometida a impacto. En este se dan recomendaciones para cuantificar los diferentes parámetros intervinientes.

La fisuración del hormigón en un modelo numérico se puede considerar mediante diferentes técnicas. Existen dos alternativas, incluir fisuras discretas (o modelo de zona cohesiva, Hillerborg et al. (1976)), suponer que la fisuración está distribuida (Gylltoft (1984)). En el caso de la fisuración discreta se debe prever la distribución de las fisuras, disponiendo elementos especiales en la localización de dichas fisuras. Estos determinan el comportamiento del hormigón en la fisura en términos de tensión-abertura. Por el contrario, los modelos con fisuración distribuida introducen el comportamiento del hormigón en ablandamiento en la definición del material en términos tensión-deformación, para lo cual se debe estudiar previamente la distancia media entre fisuras. No obstante, este último modelo de fisuración suele mostrar dependencia del tamaño de los elementos, subestimándose las tensiones del modelo al incrementarse el tamaño de los elementos respecto al adecuado, Kishi & Bhatti (2010). Un ejemplo de uso de este modelo de fisuración es el programa VecTor2 (Wong et al. (2013)), el cual se basa en el MCFT, de Vecchio & Collins (1986).

Por su parte, la definición de las barras de acero del hormigón armado se puede considerar de distintas maneras. La armadura se puede incluir de forma explícita o distribuida. El primer método es el más complejo, puesto que es necesaria la definición de la adherencia hormigón-acero, bien mediante una ley de comportamiento o bien suponiendo que es perfecta, es decir, mediante una unión entre el hormigón y el acero completamente rígida. La otra alternativa, armadura distribuida, se incluye en el modelo describiendo el comportamiento del hormigón armado como un material homogéneo, en el que se considera la colaboración conjunta de ambos materiales. Dicho modo de introducir la armadura resulta muy adecuado para estructuras con armadura repartida como muros de cortante y losas, pudiendo emplearse en vigas si se considera la armadura concentrada en un área efectiva en torno a ella.

Por último, hay ciertos efectos cuya consideración en estos modelos puede ser problemática. En lo que se refiere al comportamiento a cortante, estos modelos no incluyen, por lo general, métodos de cálculo que representen adecuadamente este tipo de fallo, como denunciaron Saatci & Vecchio (2009b). Adicionalmente, estos autores también han descrito la sofisticación ligada a la caracterización del contacto viga-proyector, existiendo dificultades similares en la definición del contacto viga-apoyos. Para evitar tal problema algunos programas de elementos finitos incluyen algoritmos de contacto que evitan la penetración de unos elementos en otros. Ciertos algoritmos también consideran el daño que se produce en el contacto con modelos de erosión. No obstante, la definición de los parámetros involucrados tanto en el contacto, como para otros aspectos del modelo, puede resultar compleja en el régimen dinámico.

Modelos de pocos grados de libertad

Un método efectivo para simular los impactos de cuerpos rígidos sobre vigas es el uso de modelos numéricos de pocos grados de libertad. Estos modelos permiten conocer la respuesta cinemática de sistemas dinámicos compuestos por varios cuerpos diferenciados. Los cuerpos discretos se representan mediante su masa y su rigidez. Mientras, los cuerpos continuos se idealizan mediante una masa y rigidez equivalentes a los excitados en régimen dinámico. De tal modo, dichos modelos solo consideran un modo de vibración para cada cuerpo continuo modelizado, que se ha de conocer previamente.

En la literatura es común encontrar este tipo de modelos para estudiar el impacto de un cuerpo rígido contra una estructura de hormigón armado. En general, estos se han empleado para modelar elementos sencillos, de un solo vano, como losas, Micallef et al. (2014), o vigas, Fujikake et al. (2009). Por una parte, se han definido modelos de dos grados de libertad, Delhomme et al. (2007) y Zanuy et al. (2016b), que destacan por su simplicidad. Por otra, algunos autores han empleado modelos más complejos, de tres grados de libertad, Schellenberg (2009), Zanuy et al. (2014) y Zhao et al. (2018), Figura 2.21, que contemplan la formación de una fisura de cortante o punzonamiento.

Figura 2.21: Modelo de tres grados de libertad propuesto por Zanuy et al. (2014): (a) tipo de fallo típico bajo impacto en el CDV; (b) modelo simplificado.

No obstante, la diferencia entre la deformada estática (Figura 2.17) y la observada durante impacto (Figura 2.19) hace necesario que estos modelos se deban emplear con precaución, Saatci & Vecchio (2009a). Delhomme et al. (2007), Micallef et al. (2014) y Yi et al. (2016) resolvieron dicho problema modificando la masa y la rigidez del modelo en función de L_{ef} , incorporando así los efectos de la propagación del impacto. En el caso de Yi et al. (2016) se incluyó el comportamiento plástico de la viga bajo impacto considerando que las deformaciones que se producen responden a formación de tres rótulas plásticas, una fija en el CDV y dos deslizantes en los extremos del vano efectivo, las cuales dejan de ser efectivas una vez concluye la propagación del impacto.

Otra dificultad adicional de estos modelos es la cuantificación del amortiguamiento en cada uno de los resortes. En los modelos estudiados se observa que no existe un consenso claro sobre el coeficiente de amortiguamiento a emplear. Incluso algunos autores han considerado diferentes coeficientes de amortiguamiento para un mismo resorte, como Delhomme et al. (2007), que consideró uno durante el impacto y otro en vibración libre.

Por último, el aspecto donde hay mayores discrepancias entre los modelos existentes en la literatura es la rigidez del contacto. Existen dos aproximaciones diferentes, una es idealizar el contacto como lineal, Fujikake et al. (2006c), y otra es suponer que el contacto sigue la ley del contacto de Hertz, Delhomme et al. (2007). Este problema se tratará más detalladamente en Subapartado 4.3.4, en el que se propondrá una aproximación alternativa.

En conjunto, estos modelos han mostrado bastante eficacia representando el comportamiento de las estructuras de hormigón. Incluso sus resultados han servido de base en el estudio de Fujikake et al. (2009) para definir una ecuación de balance de energético con la que obtener la flecha máxima en el impacto, verificada experimentalmente por Zhao et al. (2017).

2.4. Comportamiento de elementos de hormigón armado reforzado con fibras de acero

En este Apartado se analiza la literatura sobre el comportamiento estructural del SFRC tanto en régimen estático como en régimen de impacto. La adición de fibras de acero al hormigón es una técnica extendida en la industria de la construcción, destacando su uso especialmente en el revestimiento de túneles y en pavimentos, Serna et al. (2009). No obstante, su utilización no se limita a estos campos, existiendo una gran variedad de estructuras en las que se emplea. Las fibras, además de mejorar las propiedades del hormigón a nivel material, también presentan el efecto beneficioso de mejorar la adherencia del hormigón con la armadura, Garcia-Taengua et al. (2011), además de reducir la abertura de las fisuras.

El análisis de los estudios relacionados se divide en dos partes, mostrándose en primer lugar los estudios sobre el comportamiento estructural del SFRC en régimen estático, en el Subapartado 2.4.1. Seguidamente, en el Subapartado 2.4.2, se muestran los estudios de la respuesta estructural del SFRC bajo impacto.

2.4.1. Comportamiento estático

Flexión

El estudio llevado a cabo por De Montaignac et al. (2012), en vigas con y sin armadura convencional, comprobó que la utilización de SFRC (con dosificaciones de $\nu_f = 0.75-1.25\%$) mejora considerablemente el comportamiento a flexión respecto al hormigón convencional. La adición de fibras confiere un endurecimiento en flexión mejorado, limitando la abertura de fisuras y aumentando la ductilidad en el límite último de la sección.

Figura 2.22: Esquema comportamiento a flexión de las vigas de SFRC según el Código Modelo 2010: (a) sección; (b) diagrama deformaciones; (c) esquema de tensiones no lineal; (d) esquema simplificado de tensiones plásticas.

Para el análisis del estado límite último en flexión el Código Modelo 2010 considera el fallo de la sección cuando se alcanza la deformación última de la armadura en tracción, considerando la colaboración del SFRC en compresión y en tracción. Para caracterizar el comportamiento del SFRC en tracción se consideran diferentes leyes constitutivas, bilineal, con endurecimiento o ablandamiento, y plástica, tal como se muestra en la Figura 2.22.

Cortante

Las campañas experimentales de Kwak et al. (2002) y Dinh et al. (2011) han demostrado el efecto beneficioso que tiene emplear SFRC en términos de la resistencia a cortante, en vigas sin armadura transversal, por su capacidad para transmitir tensiones entre las caras de la fisura de cortante. Gracias a la adición de fibras se observaron incrementos de resistencia de hasta el 80 y el 95 %, para una esbeltez de cortante $a/d = 2$ y $a/d = 3.43$, respectivamente.

Kwak et al. (2002) hizo una revisión de los modelos existentes, siendo la mayor parte de ellos de carácter empírico. A partir de las expresiones estudiadas y de los resultados experimentales de diferentes estudios, propuso la expresión 2.22 para obtener la resistencia a cortante de una viga de SFRC sin armadura transversal.

$$V_u = b d \left[3.7 c_v f'_{ct}{}^{2/3} \left(\frac{\rho d}{a} \right)^{1/3} + 0.328 F \tau_{b,max} \right] \quad (2.22)$$

En esta expresión f'_{ct} es la resistencia del SFRC en tracción indirecta, según el ensayo Brasileño, F es el factor de fibras y $\tau_{b,max}$ es la adherencia fibras-matriz (que se toma como 4.15 MPa de acuerdo con el estudio de Swamy et al. (1974)). Los valores de dichos parámetros se definen, junto con el coeficiente de esbeltez c_v , en la expresión 2.23, donde f_{cu} representa la resistencia a compresión del hormigón en ensayos de probetas cúbicas. Tanto en esta expresión como en la expresión 2.22, las tensiones se definen en MPa. Por su parte, el coeficiente de anclaje c_f vale 0.50 para fibras lisas, 0.75 para fibras onduladas y 1.00 para fibras con ganchos en los extremos.

$$\begin{aligned} f'_{ct} &= \frac{f_{cu}}{20 - \sqrt{F}} + 0.7 + F \\ F &= \frac{c_f l_f \nu_f}{d_f} \\ c_v &= \frac{3.4d}{a} \not\leq 1 \end{aligned} \quad (2.23)$$

Figura 2.23: Esquema comportamiento a cortante de las vigas de SFRC según Dinh et al. (2011): (a) estado tensional; (b) modelo resistente simplificado.

Dinh et al. (2011) propuso otro modelo en el que se considera, de forma simplificada, la contribución de la cabeza comprimida (V_c) y de la fisura inclinada (V_f) por separado, expresión 2.24. Tal colaboración se muestra en la Figura 2.23, donde se supone que la deformación de la sección es plana y distribución de las aberturas en la fisura diagonal es lineal. La colaboración de la cabeza de compresión se obtuvo analizando en esta la interacción de las tensiones normales y tangenciales según el criterio de rotura de Bresler & Pister (1958). Teniendo en cuenta el equilibrio de fuerzas axiales y realizando simplificaciones sencillas se definió V_c según la expresión 2.25.

$$V_u = V_c + V_f \quad (2.24)$$

$$V_c = 0.13 A_s f_y \quad (2.25)$$

Para el cálculo de la contribución de la fisura inclinada, V_f , se simplifica la colaboración de las fibras suponiendo que las tensiones que transmiten están uniformemente repartidas en la

fisura, siendo $f_{ct,u,f}$ su valor promedio. Así la contribución se define según la expresión 2.26, donde el valor de la inclinación de la fisura se toma como $\theta = 45^\circ$, por el lado de la seguridad.

$$V_f = f_{ct,u,f} b(d - c) \cot \theta \quad (2.26)$$

Para la obtención de $f_{ct,u,f}$ este autor propone un método simplificado basado en el ensayo de flexión a cuatro puntos descrito en la ASTM 1609 (ASTM C1609 / C1609M-12 (2012)). Dinh et al. (2011) expuso que al alcanzar una flecha en CDV igual a $l_f/24$ la abertura de fisura en la probeta equivale a abertura de la fisura diagonal al producirse el fallo por cortante, pudiendo definirse $f_{ct,u,f}$ de un modo simplificado según la expresión 2.27, donde M es el momento flector actuante para dicha flecha y 0.8 es el coeficiente que incluye el efecto tamaño en el resultado.

$$f_{ct,u,f} = 0.8 \frac{2M}{0.9bh^2} \quad (2.27)$$

2.4.2. Comportamiento bajo impacto

El comportamiento de las estructuras de SFRC bajo impacto ha sido estudiado experimentalmente por algunos autores, pero los trabajos existentes se han centrado mayoritariamente en losas. A diferencia de las estructuras de hormigón armado convencional estas presentan bajo impacto un comportamiento más dúctil, mostrando, además, una sensibilidad a la velocidad de deformación distinta, Subapartado 2.2.3.

En el estudio de Ong et al. (1999) se ensayaron a impacto losas, armadas únicamente con fibras, con una masa de 43 kg en caída libre desde una altura de 4 m (8.9 m/s). Se estudió el comportamiento estructural de dichas losas bajo impacto variando el tipo de fibras empleadas (de acero, poliolefina y PVA) y su dosificación ($\nu_f = 0.5\text{--}2.0\%$). En general, las losas reforzadas con fibras de acero presentaron unas propiedades frente a impacto mejoradas respecto a las losas reforzadas con las otras fibras, siendo el desprendimiento, la penetración, la fisuración y el cono de rotura más significativos en las losas con fibras sintéticas.

Zhang et al. (2007) realizaron ensayos de impacto sobre paneles de protección contra explosiones, midiendo su capacidad de absorción de energía frente a impactos múltiples. Los paneles ensayados, armados ortogonalmente en ambas caras ($\rho = 0.6\text{--}1.0\%$), se ejecutaron con diferentes materiales, hormigón convencional, SFRC ($\nu_f = 1.0\%$) y un compuesto cementicio (ECC, por sus siglas en inglés) reforzado con una mezcla de fibras de acero ($\nu_f = 0.5\%$) y de polietileno ($\nu_f = 1.5\%$). Los impactos se realizaron consecutivamente en el centro del panel con una masa de 40 kg desprendida desde una altura de 4 m (8.9 m/s) hasta el colapso de la pieza. Las piezas de ECC ensayadas mostraron un comportamiento mejorado respecto

al resto de paneles, observándose en los primeros una penetración y un desprendimiento menores, además de una fisuración más distribuida, siendo su modo de rotura dúctil.

En el estudio de Hrynyk & Vecchio (2014) se sometieron diferentes losas a una serie de ensayos de impacto consecutivos. Estas estructuras, armadas simétricamente ($\rho = 0.4\text{--}0.6\%$), se ejecutaron con SFRC, en diferentes dosificaciones ($\nu_f = 0.5\text{--}1.5\%$), y hormigón convencional. Los impactos se ejecutaron desprendiendo desde 3.26 m de altura (8 m/s) una masa, la cual se fue incrementando en los ensayos consecutivos, partiendo de 150 kg y alcanzado los 300 kg. Las losas, que bajo condiciones estáticas fueron críticas a flexión, fallaron por punzonamiento, excepto la losa con mayor contenido en fibras. Además, se observaron fallos locales como la penetración del proyectil y el desprendimiento. El número de impactos que pudieron soportar las losas antes de su colapso, es decir su capacidad de absorción de energía, se incrementó conforme aumentaba la cuantía de fibras.

(a)

(b)

(c)

Figura 2.24: Resumen de los ensayos de impacto en vigas de HPFRCC realizados por Zanuy & Ulzurrun (2017b): (a) diagrama suma de reacciones-flecha acumulada en el CDV; (b) deformación de la viga tras el primer impacto; (c) deformación de la viga tras el quinto impacto.

Chorzepa et al. (2017) ensayaron vigas de hormigón armado reforzadas con distintos tipos de fibras en diferentes combinaciones, teniendo todas las mezclas ensayadas una dosificación del

1.0 %. Las fibras empleadas eran de diversos tamaños, nano, micro y macro, y de distintos materiales, acero, polipropileno, PVA y carbono (cuya dosificación fue menor $\nu_f = 0.01$ %). Las vigas, armadas en ambas caras con la cuantía mínima ($\rho = 0.8$ %) y con armadura transversal ($\rho_t = 0.4$ %), se ensayaron a impacto con diferentes masas (entre 136 y 227 kg) a una velocidad de caída constante 10.93 m/s (altura de caída 6.1 m). El estudio demostró que remplazar una parte de las macrofibras (de acero o polipropileno) con microfibras (PVA) mejoró el comportamiento de los mecanismos de disipación de energía. Por su parte, la adición de las nanofibras de carbono mostró una escasa influencia por sí sola, fallando de un modo frágil las vigas reforzadas únicamente con estas, de un modo similar a las vigas de hormigón convencional. Sin embargo, al mezclar estas fibras con micro y macrofibras se observó una mejora en el comportamiento a impacto, especialmente en términos de fragmentación.

Otros autores han empleado hormigones de muy altas prestaciones para mejorar la capacidad a impacto de las estructuras de hormigón. Fujikake et al. (2006c) estudiaron el comportamiento de vigas, armadas longitudinalmente ($\rho = 2.6$ %), compuestas por hormigón mezclado con polvo reactivo (RPC, por sus siglas en inglés) reforzado con fibras cortas de acero ($\nu_f = 2.0$ %) frente a cargas impulsivas. Observaron que el fallo resultante fue dúctil con una microfisuración diagonal muy distribuida en torno al punto de impacto. Zanuy & Ulzurrún (2017b) compararon el comportamiento a impacto de vigas de hormigón convencional con unas de hormigón de altas prestaciones reforzado con fibras (HPFRCC, por sus siglas en inglés). La primera falló de un modo frágil frente a un solo impacto, mientras que las vigas complementarias de HPFRCC mostraron un comportamiento dúctil tras 5 ensayos de impacto consecutivos, absorbiendo la energía de cada impacto mediante la formación de una rótula plástica en el punto de impacto, Figura 2.24.

Capítulo 3

Parte experimental

3.1. Introducción

En el Capítulo 2 se han revisado diferentes trabajos experimentales sobre el comportamiento del hormigón sometido a impacto. El análisis de la literatura ha puesto al descubierto que el comportamiento de las estructuras de hormigón bajo cargas impulsivas es un tema todavía sometido a estudio, tanto a nivel local como a nivel global. Así mismo, se observa en la literatura que las estructuras de hormigón ensayadas a impacto tienden a colapsar de forma frágil, por cortante o punzonamiento. Una manera interesante de evitar o mejorar los fallos frágiles en estructuras de hormigón puede ser la adición de fibras de acero. Sin embargo, el comportamiento dinámico del hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC) no se ha estudiado todavía en toda su profundidad. La dificultad de su estudio estriba en que existen muchos factores que tienen una influencia clave en su comportamiento, como la fibra empleada, su dosificación, la calidad de la matriz, y el tamaño de las probetas.

Este Capítulo de la Tesis Doctoral aporta nuevos resultados experimentales a la comunidad investigadora con los que estudiar la respuesta dinámica de elementos de SFRC. Una visión completa y detallada, es fundamental para este trabajo, por lo cual la campaña experimental planteada cuenta con diferentes enfoques, contando tanto con ensayos de material como estructurales, para diferentes tipos de SFRC. El propósito de esta campaña es que sirva como base para comprender los fenómenos locales y globales implicados en el comportamiento de vigas armadas de SFRC al ser sometidas a impactos rígidos. Además, estos resultados son esenciales para su posterior uso en el análisis teórico.

Los objetivos a alcanzar con esta campaña experimental se describen en el Apartado 3.2. Tras lo cual, se prosigue en el Apartado 3.3 con una descripción de los aspectos generales de la campaña experimental, en la que se incluye una descripción detallada de los materiales en el Subapartado 3.3.1. Posteriormente, se definen otros aspectos generales de la campaña

experimental, como la denominación de los ensayos, los equipos experimentales y de toma de datos empleados, entre los Subapartados 3.3.2 y 3.3.5.

Los ensayos de material se describen en el Apartado 3.4, comenzando con el planteamiento de los ensayos y tras lo cual se describirán los resultados. Finalmente, en el Apartado 3.5, con una estructura similar al Apartado anterior, se definirán los ensayos estructurales y se concluirá con una descripción de sus resultados. El análisis de los resultados expuestos en estos Apartados se desarrollará en los Capítulos 5 y 6.

3.2. Objetivos

La campaña experimental presentada pretende alcanzar los siguientes objetivos:

- Estudiar las propiedades mecánicas del SFRC, como material, en el rango dinámico de impacto. Se pondrá el foco en el comportamiento a flexotracción, observando, en función del tipo de fibra y la dosificación empleada, su sensibilidad a la velocidad de deformación.
- Evaluar la influencia de la rotura prematura de fibras, es decir previamente a su completo arrancamiento, en las propiedades mecánicas de SFRC. La evaluación se basará en la caracterización de la sensibilidad a la rotura de cada tipo de fibra empleada, en función de la velocidad de carga.
- Estudiar la respuesta de vigas de SFRC armadas frente a cargas de impacto. Se observarán atentamente los fenómenos que se produzcan tanto a nivel local como a nivel global, prestando especial atención al mecanismo de fallo dominante.
- Verificar cómo la adición de fibras puede mejorar la respuesta frágil de las estructuras de hormigón bajo cargas de impacto, valorando la influencia del tipo de fibra y su dosificación.

3.3. Descripción general

Esta campaña experimental es la base de un estudio amplio del comportamiento a impacto del SFRC, abarcando tres tipos de fibras de acero, con dos valores distintos de dosificación, además de una serie complementaria de referencia sin fibras de hormigón convencional (HC). Entre los ensayos de impacto realizados se distinguen dos tipos en función del concepto que se quiere investigar, ensayos a nivel material y ensayos a nivel estructural.

Los ensayos de material se han realizado sobre probetas prismáticas de $600 \times 150 \times 150$ mm, sin entallar y sin armadura. Los ensayos estructurales se han realizado sobre vigas de hormigón armado de 2.00 m de longitud y de sección rectangular, de 250 mm de canto y 125 mm de

ancho. La armadura longitudinal se ha dispuesto simétricamente, en una cuantía moderada ($\rho = 1.6\%$). Ninguna viga dispone de armadura transversal de cortante. Una vista general de los dos tipos de probetas se muestra en la Figura 3.1.

Figura 3.1: Geometría probetas ensayadas: (a) probeta de material; (b) viga de hormigón armado. Cotas en mm.

La campaña experimental ha contado con un total de 57 ensayos, 37 de ellos en probetas de material y los 20 restantes en vigas de hormigón armado. El conjunto de probetas, a ambos niveles experimentales, se compone por 7 series, que comprenden 6 tipos diferentes de SFRC y la serie complementaria de HC. En cada una de las series se ensayaron como referencia una probeta bajo condiciones cuasi-estáticas, mientras que las probetas restantes se ensayaron bajo impacto.

En todos los ensayos se dispusieron las vigas simplemente apoyadas, dejando la misma luz libre entre apoyos en los ensayos dinámicos y en su correspondiente ensayo cuasi-estático de referencia. Las probetas se ensayaron a flexión en tres puntos dejando una luz libre entre apoyos de 500 mm en los ensayos a nivel material y de 1 600 mm en los ensayos a nivel estructural.

Los ensayos cuasi-estáticos se realizaron con un gato hidráulico, con control de desplazamientos, que aplica la carga en el centro de vano (CDV). En el proceso de carga se registró la fuerza aplicada, la flecha en CDV, la deformación en los puntos donde se localizaron los mecanismos de fallo, y la abertura de las fisuras de flexión y de cortante (de forma indirecta), en los ensayos de material y estructurales, respectivamente.

Por su parte, los ensayos de impacto se realizaron con una torre de caída libre instrumentada del Laboratorio de Estructuras de la UPM. La torre de caída tiene una capacidad de impacto máxima de hasta 3.92 kJ, pudiendo variar tanto la altura de caída como la masa. Los elementos se ensayaron dejando caer libremente sobre su CDV una masa rígida de acero desde una altura de hasta 1.75 metros. Durante el impacto se tomaron medidas de todos los parámetros medidos cuasi-estáticamente, excepto de la flecha y de la abertura de la fisura en los ensayos de material. Además, se registró el valor de las reacciones, cuya resultante en

condiciones impulsivas no corresponde con la fuerza exterior actuante, debido a la presencia de las fuerzas de inercia. De cara a tener un valor comparativo de la resistencia de los ensayos dinámicos con los cuasi-estáticos, se debe eliminar la influencia de las fuerzas de inercia, lo cual invalida emplear el registro de la fuerza de impacto para su comparación. Diferentes autores indican, como Zhang et al. (2009) y Soleimani & Banthia (2014), que en los ensayos dinámicos las reacciones son más adecuadas que la fuerza de impacto para comparar la resistencia dinámica con la cuasi-estática, eliminando así el efecto de las fuerzas de inercia, las cuales se han estimado con acelerómetros.

Los resultados, tanto cuasi-estáticos como dinámicos, de los ensayos se han estudiado en términos resistentes y energéticos. En el caso de los ensayos dinámicos se han caracterizado considerando la velocidad de carga y empleando los factores de incremento dinámico (DIF). Por su parte, el DIF representan el cociente de un parámetro en régimen dinámico entre su valor estático.

3.3.1. Caracterización de los materiales

Las siete series investigadas, descritas en la Tabla 3.1, corresponden a las distintas mezclas de hormigón estudiadas. La serie A está compuesta por HC, y sirve como referencia para series de SFRC. Las seis series restantes, de la serie B a la G, están compuestas por diferentes mezclas de SFRC. Se emplearon tres tipos de fibras (prismáticas, con anclaje y rectas) en dos dosificaciones distintas, en una proporción volumétrica de 0.5 y 1.0 %.

Tabla 3.1: Resumen de las series ensayadas.

Serie	Contenido volumétrico ν_f	Tipo de fibra	Longitud/diámetro de fibra (mm)	Límite elástico de la fibra f_{yf} (MPa)	Resistencia a compresión f_c (MPa)	Resistencia indirecta a tracción f'_{ct} (MPa)
A	0.0 %	—	—	—	48.5	4.8
B	0.5 %	Prismática	60/1.00	830	59.4	6.1
C	0.5 %	Anclaje	60/0.75	1 200	61.4	6.7
D	0.5 %	Recta	10/0.16	3 000	64.0	5.4
E	1.0 %	Prismática	60/1.00	830	52.1	7.0
F	1.0 %	Anclaje	60/0.75	1 200	61.3	6.8
G	1.0 %	Recta	10/0.16	3 000	64.7	6.4

La resistencia a compresión del hormigón en cada serie, a la edad de los ensayos, se define en la Tabla 3.1. Los ensayos se realizaron con probetas cilíndricas de 150×300 mm. Los ensayos a compresión de las probetas de SFRC mostraron mayores resistencias que las de HC. Del mismo modo se observó un comportamiento similar en los ensayos de tracción indirecta, ejecutados con el ensayo Brasileño.

Dosificación y fabricación de la mezcla

Todas las mezclas se ejecutaron con cemento ordinario Portland I 42.5 R/SR (375 kg/m^3). Se emplearon áridos silíceos con tamaño máximo de 12.5 mm, filler calizo y superplastificante Viscocrete 20 HE. El amasado se realizó con una relación agua/cemento de 0.42. La cantidad de fibras de acero utilizada fue 39 y 79 kg/m^3 para los contenidos volumétricos del 0.5 y 1.0 %, respectivamente. La dosificación detallada de cada una de las mezclas se muestra en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2: Dosificación de las mezclas.

Serie	A	B	C	D	E	F	G
Cemento 42.5 (kg/m^3)	375	375	375	375	375	375	375
Filler (kg/m^3)	75	75	75	75	75	75	75
Fibras (kg/m^3)	0	39	39	39	79	79	79
Agua (kg/m^3)	158	158	158	158	158	158	158
Agua/cemento	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42
Grava 8-12.5 (kg/m^3)	319	319	319	319	320	319	319
Grava 4-8 (kg/m^3)	302	302	302	302	302	302	302
Arena 0.5-4 (kg/m^3)	1 016	1 016	1 016	1 016	1 016	1 016	1 016
Arena 0.01-0.5 (kg/m^3)	32	32	32	32	32	32	32
Fludificante (kg/m^3)	3.3	2.9	2.9	2.9	2.9	3.3	2.9

La fabricación de las probetas fue realizada por el grupo del Dr. Ángel Castillo del Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, perteneciente a la Agencia Estatal Consejo Superior de Investigaciones Científicas (IETCC-CSIC). El proceso de amasado, descrito gráficamente en la Figura 3.2, se ejecutó con una mezcladora planetaria de eje vertical de baja velocidad de rotación, con una capacidad de 125 l. El procedimiento de amasado fue como se describe a continuación:

- Se mezclaron los áridos en seco.
- Durante la mezcla se añadió gradualmente el 15 % del agua
- Seguidamente se dejó reposar la mezcla durante 2 minutos completando así la absorción de agua por los áridos.
- Concluida la espera se añadieron tanto el cemento como el filler, mezclándose seguidamente con el resto del agua y el aditivo durante unos 5–6 minutos.
- Finalmente, en las mezclas de SFRC, se añadieron las fibras lentamente para asegurar una distribución homogénea.

Figura 3.2: Proceso de amasado y mezclas de SFRC: (a) mezcla de áridos; (b) adición del agua; (c) adición del cemento y filler; (d) adición y mezcla del resto de agua y aditivos; (e) dosificación de fibras; (f) adición de fibras; (g) SFRC de fibras con anclaje; (h) SFRC de fibras rectas; (i) SFRC de fibras prismáticas.

Tabla 3.3: Ensayos de las mezclas en estado fresco.

Serie	Densidad (kg/dm ³)	Aire ocluido	Asentamiento cono de Abrams (cm)
A	2.31	4.6 %	29.4
B	2.38	3.4 %	18.2
C	2.37	3.5 %	16.7
D	2.35	4.4 %	27.2
E	2.40	3.7 %	23.3
F	2.41	3.0 %	21.7
G	2.40	4.3 %	5.7

Una vez obtenida la mezcla, se realizaron ensayos en estado fresco. En estos ensayos se obtuvieron los valores de la densidad de la mezcla, porcentaje del aire ocluido y el asentamiento del cono Abrams. Los valores medios de las distintas amasadas de cada una de las mezclas se recogen en la Tabla 3.3.

Fibras

Figura 3.3: Foto de las fibras estudiadas. De arriba a abajo: Recta 10/0.16, Anclaje 60/0.75 y Prismática 60/1.00. Longitud en cm y diámetro en mm.

Las características de las fibras estudiadas, mostradas en la Figura 3.3, se resumen en la Tabla 3.1. La esbeltez que presentan está comprendida entre 60 y 80, siendo estos valores muy comunes comercialmente. Las características de las fibras se definen en los siguientes párrafos.

Las fibras prismáticas, con un límite elástico de 830 MPa, son de acero con bajo contenido en carbono y se denominan comercialmente Fibrag-Fibrocev 60/1. Tienen una sección rectangular de $1.00 \times 0.78 \text{ mm}^2$, siendo 1 mm su diámetro equivalente. Estas presentan una pequeña curvatura a lo largo de sus 60 mm de longitud, con una muesca en cada uno de sus extremos.

Las fibras con anclaje, con un límite elástico de 1 200 MPa, se denominan comercialmente Dramix 3D 60/0.75. Tienen una sección circular de 0.75 mm de diámetro y una longitud de 60 mm. Estas son rectas salvo en sus extremos donde cuentan con sendos ganchos, confiriendo a la fibra un aspecto similar a una omega (Ω). La geometría de los anclajes en los extremos

Figura 3.4: Esquema de la geometría del anclaje de la fibra Dramix 3D 60/0.75.

se muestra en la Figura 3.4, donde se observa que están compuestos por dos tramos rectos y dos curvos dispuestos alternadamente. Las dimensiones de estos tramos se han estudiado mediante escaneado digital de una fibra. De este análisis ha resultado una longitud del tramo recto en el extremo $l_{g,1} = 1.6$ mm, siendo la del segundo tramo $l_{g,2} = 1.1$ mm, unidos por dos tramos curvos con un radio $\rho_g = 1.4$ mm y con un recorrido angular $\alpha_g = 50^\circ$, siendo esta geometría similar a la descrita por Zhan (2016).

Las fibras rectas, con un límite elástico de 3 000 MPa, se denominan comercialmente Dramix OL 10/0.16. Tienen una sección circular de 0.16 mm de diámetro y una longitud de 10 mm. Estas fibras son rectas en toda su longitud.

Se escogieron dosificaciones de fibras relativamente bajas en pos de reproducir una mezcla de aplicación estructural, las cuales requieren una buena trabajabilidad. Así mismo, se ha tenido en cuenta que el Código ACI 318-11 (ACI Committee 318 (2011)) permite considerar las fibras con anclaje como armadura de cortante en aplicaciones estructurales, siempre que el contenido de fibras supere el 0.75%. Por lo cual se han escogido dos proporciones volumétricas en torno a esta dosificación mínima, siendo las dosificaciones escogidas 0.5 y 1.0%.

Las fibras con anclaje y las rectas se han seleccionado para este estudio por sus buenas prestaciones, y por su uso generalizado. Las segundas trabajan durante el arrancamiento principalmente por adherencia y fricción, mientras que las fibras con anclaje activan durante el arrancamiento una fuerza adicional debido al enderezamiento de sus anclajes. Además, se ha seleccionado un tipo adicional de fibra, la prismática, por su presumible comportamiento intermedio en el arrancamiento. Los pequeños resaltes en los extremos de las fibras prismáticas aumentan la resistencia al arrancamiento, pero de un modo más leve que los anclajes. Sin embargo, su resistencia a rotura es menor que en el resto de fibras, siendo

interesante el estudio de las roturas que se produce durante el arrancamiento en las diferentes series. El comportamiento mecánico de las fibras durante el arrancamiento se define y examina detalladamente en la Secciones 4.2 y 5.2, respectivamente.

3.3.2. Denominación de los ensayos

Los ensayos se denominan con un formato que refleja las características relevantes de los mismos y que, al mismo tiempo, permite que queden todos identificados unívocamente. Las piezas se denominan con unos códigos, separados con un guion (-), en el orden descrito a continuación:

- Material: En primer lugar, se define el tipo de material que compone la pieza. El código empleado corresponde con la inicial de su serie, tal como se define en la Tabla 3.1.
- Tipo de probeta: la siguiente característica a definir es el tipo ensayo, denominándose cada uno:
 - MAT para los ensayos a nivel material.
 - STR para los ensayos a nivel estructural.
- Tipo de ensayo: se diferencia el ensayo por la velocidad de carga, denominándose cada uno:
 - ST para los ensayos cuasi-estáticos.
 - IMP para los ensayos dinámicos de impacto.
- Numeración de los ensayos dinámicos: la última característica a definir en los ensayos dinámicos es el impulso al que han sido sometidos. Este se refleja con la masa y la altura de caída del proyectil, las cuales se describirán con formato numérico en el orden descrito a continuación, donde además se muestran las unidades empleadas: MASA(kg)-ALTURA(cm).
- Letra: En caso de que se duplique algún ensayo se diferencia añadiendo una letra en última posición de la denominación. La letra se asigna en orden alfabético, según el orden cronológico en que se realizan los ensayos.

Por ejemplo, un ensayo cuasi-estático de una probeta de hormigón convencional se denominaría:

A-MAT-ST

Y el segundo ensayo dinámico de una viga de SFRC con un 0.5% de fibras con anclaje sometido a un impacto de una masa de 200 kg desde una altura de 150 cm, se denominaría:

3.3.3. Equipo de aplicación de carga en los ensayos cuasi-estáticos

Los ensayos cuasi-estáticos se han realizado a flexión a tres puntos con un equipo hidráulico de aplicación de cargas. Con esta configuración, isostática, se consigue que los esfuerzos y reacciones estén totalmente determinados en todo momento.

En estos ensayos la carga total se aplica con un gato dinámico Servotest, con un recorrido de ± 50 mm y una capacidad de carga de ± 200 kN, en tracción o en compresión. La carga se transmite a la probeta mediante un rodillo de 40 mm de diámetro, situado sobre el CDV. Las probetas se apoyan centradas sobre unos rodillos de 50 mm de diámetro, que permiten el giro de la misma.

La carga del gato se aplica mediante control de desplazamientos hasta la rotura, pudiendo así medir la zona post-pico. La velocidad a la que se aplican los desplazamientos se mantiene constante a lo largo del ensayo. Se imponen los desplazamientos a una velocidad de 0.1 mm/s en todos los ensayos, excepto en el ensayo de material de la serie A (A-MAT-ST), que ha sido 0.01 mm/s.

3.3.4. Torre de caída libre instrumentada para ensayos de impacto

En este Subapartado se realiza una descripción detallada de la máquina experimental de impacto empleada, mostrada en la Figura 3.5. Además de esta metodología experimental dinámica existen otras, cuyas características se revisan brevemente en el Subapartado 2.1.1.

Los ensayos dinámicos de la presente campaña experimental se han realizado en una torre de caída recientemente instalada en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM), mostrada en la Figura 3.5. La máquina, de gran versatilidad en su configuración e instrumentación permitió realizar todos los ensayos de impacto, tanto los correspondientes a los estudios a nivel material como los correspondientes al nivel estructural. Esta deja caer una masa, la cual se puede variar entre los 100 y 200 kg, desde una altura elegida, alcanzando hasta 2 000 mm sobre la cara superior de los apoyos, con una capacidad de impacto máxima de hasta 3.92 kJ.

Los componentes de la torre de caída se muestran en la Figura 3.6. La torre se compone por cuatro columnas cilíndricas, de 3.20 m de altura y 80 mm de diámetro, empotradas en su extremo inferior en una bancada de acero maciza, que hace las veces de base. En el extremo superior de las columnas acomete al puente superior que, aparte de albergar maquinaria e instrumentación esenciales, da rigidez al conjunto de las columnas. El puente sirve además como anclaje superior para los arriostramientos de las columnas. Estos están formados por

Figura 3.5: Fotos de la máquina de impactos: (a) foto general de un ensayo a nivel estructural; (b) foto de detalle de un ensayo a nivel material.

cuatro tirantes diagonales de acero pretensados de 35 mm de diámetro, anclados a la bancada en su extremo inferior.

La bancada de acero maciza, con unas dimensiones de $2.50 \times 1.00 \times 0.13$ m, sirve de base de la máquina. Entre la bancada y la solera del Laboratorio de Estructuras se dispone un elastómero de 15 mm de espesor colocado sobre una capa de 10 mm de mortero autonivelante. De este modo las cargas de impacto transmitidas sobre la solera serán menos dañinas, al estar amortiguadas y repartidas más uniformemente.

La masa, que actúa de martillo sobre la probeta ensayada, está formada por un carro guiado, bajo el cual se encuentra un punzón cilíndrico de acero macizo, de 29 mm de radio. Estos se muestran en la Figura 3.7 (a) y (b), respectivamente. Entre el punzón y el carro se dispone de una célula de carga integrada, descrita en el siguiente Subapartado, que permite registrar la fuerza de impacto. La masa del conjunto suma 100 kg, a los que se pueden añadir hasta 100 kg adicionales en lotes de 5 kg. El guiado del carro se realiza con ruedas de baja fricción, que deslizan por las cuatro columnas de la torre. Dicho sistema de guiado garantiza la caída libre de la masa.

La masa se iza con un puente móvil, guiado de forma similar al carro de la masa. El puente móvil sostiene a la masa mediante un sistema de cerrojos y electroimanes, los cuales se

Figura 3.6: Esquema y componentes de la torre de caída.

bloquean una vez que el puente se aproxima a la masa. El puente se desplaza con una sirga accionada por un cabestrante eléctrico, situado en el puente superior, alzando la masa consigo hasta la posición deseada. La altura a la que se encuentra la masa se registra con un lector digital, descrito en el siguiente Subapartado. Este se ha instalado adosado a dos columnas.

En ciertos experimentos la energía incidente excede ampliamente la energía que es capaz de absorber la probeta ensayada. Para evitar que se produzcan daños en la torre, esta dispone de unos frenos auxiliares, mostrados en la Figura 3.7 (c), capaces de absorber la energía residual de la masa. Asimismo, se colocó en los ensayos un freno auxiliar adicional, formado por madera y un elastómero, con gran capacidad de absorción de energía, evitó daños en la bancada por los fragmentos desprendidos de la probeta durante el impacto.

La máquina tiene una luz libre entre apoyos variable, alcanzando hasta los 2 m de luz, mediante unos apoyos móviles que se desplazan a lo largo de una ranura longitudinal en la bancada. Los apoyos, que se alzan 215 mm sobre la bancada, tienen forma cilíndrica con un radio de 29 mm e impiden que la probeta ensayada se desplace en ninguna dirección, salvo su rotación alrededor del eje longitudinal, evitando así esfuerzos de torsión parásitos. Las reacciones verticales se registran con una célula de carga integrada, la cual se define en el siguiente Subapartado.

Para evitar el levantamiento de la probeta tras el impacto, los apoyos disponen de unas abrazaderas, tal como se muestra en la Figura 3.7 (d). Las abrazaderas tienen forma de triángulo isósceles invertido, de 40 mm de base y 30 mm en los lados restantes, y se pretensan con

Figura 3.7: Detalle esquemático de los componentes principales de la torre de caída: (a) carro guiado; (b) punzón; (c) freno auxiliar; (d) apoyo con abrazadera.

unas varillas roscadas. Estas están ancladas 110 mm bajo la cara superior de los apoyos y pueden rotar libremente en el plano longitudinal. No obstante, en los ensayos de material se ha observado que al pretensar las abrazaderas directamente contra la probeta se registran reacciones inusualmente altas y prolongadas, tal como se observa en la Figura 3.8 (a). Observando el mecanismo de fallo de las probetas en las que se registraron medidas atípicas, mostrado en la Figura 3.8 (b), se advierte que, además de la fisura en el punto de impacto, se desarrolló una segunda fisura sobre los apoyos, que se propagó desde la abrazadera hacia el apoyo. Esta rotura se explica por la formación de un empotramiento, producido por el sistema formado por la abrazadera y el apoyo.

Observando en detalle los movimientos de los apoyos, Figura 3.9, se puede concluir las causas de este tipo de rotura. Tras el comienzo de la fisuración se producen grandes rotaciones y un cierto desplazamiento horizontal de las probetas sobre el apoyo. La rotación de la probeta se produce alrededor de D, mientras que la de la abrazadera se produce en alrededor de A,

(a)

(b)

Figura 3.8: Mecanismos de fallo espurios en las probetas de material: (a) comparativa de la suma de reacciones de los ensayos con y sin capa de espuma en las abrazaderas, ensayos A-MAT-IMP-100-175 y C-MAT-IMP-100-100; (b) fotograma del vídeo de un ensayo de la serie A, equivalente al A-MAT-IMP-100-175 pero sin capa de espuma, en el que se observa la fragmentación de la probeta tras la aparición de una segunda fisura sobre el apoyo.

Figura 3.9: Formación de empotramiento en el apoyo: (a) desplazamientos tras el fallo de la probeta; (b) evolución de la posición de los puntos de contacto probeta-apoyo, sin prima en su posición inicial y con prima (') en su posición tras el fallo.

según se observa en la Figura 3.9 (a). Los puntos de contacto de la probeta se desplazan de E a F' y de B a C' en el apoyo y la abrazadera, respectivamente, tal como se muestra en la Figura 3.9 (b). Se observa que en ambas caras de la probeta los puntos de contacto están más cerca de CDV tras el impacto, en especial el de la abrazadera. La configuración geométrica resultante no debería generar roturas sobre el apoyo. Al estar C' más próximo al CDV que F' se genera un empotramiento solamente para los movimientos ascendentes, los cuales no se producen tras el colapso de la probeta. No obstante, se ha observado que se produce el empotramiento, debido a las fuerzas de fricción causadas por el pretensado de las abrazaderas y el aumento de este debido al deslizamiento de las probetas hacia el exterior de los apoyos, Figura 3.9 (a). El problema se solucionó disponiendo una capa de espuma (foam) entre la probeta y la abrazadera, evitando simultáneamente el levantamiento y las reacciones espurias, tal como se observa en los resultados presentados en la Figura 3.8 (a).

3.3.5. Instrumentación, toma de datos y control

Instrumentación en los ensayos cuasi-estáticos

En los ensayos cuasi-estáticos se registran los datos de la fuerza actuante, deformaciones en varios puntos, desplazamientos y abertura de fisuras. A continuación, se describen detalladamente el tipo de transductor empleado, su configuración, para registrar cada parámetro.

Las deformaciones unitarias se registran mediante galgas extensométricas de 50 mm de longitud adheridas a la superficie de las probetas. Estas se sitúan en los puntos donde previsiblemente se formarán los mecanismos de fallo. En los ensayos de material se dispone

solamente una galga en la parte superior del CDV y ligeramente descentrada, evitando así su fallo durante la propagación de la fisura (Figura 3.11). En los ensayos estructurales se disponen 4 galgas dispuestas por parejas, estando una de estas en la parte superior del CDV y la otra en la biela de compresión, donde previsiblemente se formará la fisura de cortante (Figura 3.20). El tipo de galga utilizada es K-LY41-50/120 de HBM.

Los desplazamientos y las aberturas de fisura se registran con transformadores de desplazamiento de variación lineal (LVDT de sus siglas en inglés, *linear variable displacement transducer*). Estos sensores registran la flecha en el CDV, respecto a los apoyos, y la abertura de fisuras. En los ensayos de material se mide la abertura de la fisura de flexión en CDV, mientras que en los ensayos estructurales se detecta la abertura de las fisuras de cortante indirectamente midiendo la variación de canto de la viga en los vanos de cortante. Los LVDT para medir flecha del CDV en los ensayos de material y estructural son del tipo WA/50MM-T y WA/100MM-T, de HBM, con un rango de 50 mm y 100 mm, respectivamente. Los LVDT que registran la abertura de fisuras de flexión y cortante son del tipo WA/50MM-T y WI/10MM-T, de HBM, con un rango de 50 mm y 10 mm, respectivamente. En el caso de la probeta de HC (A-MAT-ST) ambos LVDT empleados son del tipo WI/10MM-T, de HBM, con un rango de 10 mm.

El equipo hidráulico de aplicación de carga ha proporcionado el desplazamiento del cilindro, así como la fuerza aplicada con una célula de carga integrada en el gato. El desplazamiento del cilindro es una medida complementaria a la flecha, no obstante, presenta cierta distorsión debido a las deformaciones de los elementos del equipo de aplicación de carga.

Las galgas, los LVDT y la célula de carga ocupan los canales del equipo de medida MGCPlus, de HBM, cuatro en los ensayos de material y ocho en los estructurales.

Instrumentación en los ensayos dinámicos de impacto

En los ensayos de impacto se instrumentan las probetas de tal modo que los parámetros registrados sean equivalentes a los registrados cuasi-estáticamente. Concretamente, se registran los datos de las fuerzas, aceleraciones, deformaciones y la posición de la masa en caída libre. Solamente se registran las aberturas de fisura en los ensayos estructurales.

Las fuerzas que se producen durante el impacto se miden con células de carga integradas en la torre de impacto. Las células de carga empleadas son transductores de fuerza piezoeléctricos, en forma de arandelas. Estos muestran una rigidez y, por ende, una frecuencia natural muy elevadas, lo que resulta muy conveniente en aplicaciones dinámicas. Todos los amplificadores empleados en los ensayos dinámicos son el modelo CMA2000 de HBM, con un coeficiente de amplificación de 0.005 mV/pC.

La fuerza de impacto se registra con una célula de carga situada entre la cabeza de impacto de la masa, es decir el punzón, y el carro guiado. El modelo de la célula es CFW-700 de

HBM, con una carga nominal de 700 kN. Las reacciones se miden con sendas células de carga dispuestas en cada uno de los apoyos. El modelo de ambas células es CFW-190 de HBM, con una carga nominal de 190 kN. La sensibilidad de todas las células de carga es 4.3 pC/N, calibradas todas por HBM.

La fuerza de inercia, al ser una carga repartida de valor variable a lo largo de la longitud de la probeta ensayada, resulta complejo conocerla en su totalidad. Aun así, se registra el valor más representativo de esta, la aceleración vertical de la probeta en el CDV mediante un acelerómetro. Además, se dispone un sensor adicional que medirá las aceleraciones de la masa. En concreto, se dispone un acelerómetro en la cara lateral de la sección del CDV de las probetas, y el otro en la parte superior del carro guiado. Ambos acelerómetros, modelo 353B14 de PCB, tienen un rango de aceleraciones de ± 1000 g, con una sensibilidad de 5 mV/g y han sido calibrados por PCB. La señal de estos se acondiciona con un módulo de acondicionamiento ICP. Los datos registrados por los acelerómetros serán útiles para analizar las fuerzas de inercia, la cinética del impacto, la absorción de energía de los elementos ensayados y las características del contacto viga-proyectil. Las velocidades del CDV de la viga y de la masa se obtendrán mediante integración de las aceleraciones en el dominio del tiempo, asumiendo que inicialmente la viga está en reposo y la masa no ha tenido rozamiento en la caída libre sin rozamiento. Por su parte, los desplazamientos del CDV de la viga y de la masa se obtendrán mediante integración doble de las aceleraciones. Esta técnica se ha empleado previamente en ensayos de impacto satisfactoriamente, como en los estudios de Banthia et al. (1989) y Zhang et al. (2014).

La altura de la masa también se registrará mediante un lector de posición digital, que además permite fijar la altura de caída de la masa. El dispositivo empleado es el modelo BTL7-E501-M2000-P-S32 de Balluff, con un recorrido de 2000 mm.

Las deformaciones unitarias de las probetas durante el impacto se registran con galgas extensométricas, con la misma configuración que la descrita para los ensayos cuasi-estáticos.

Las aberturas de fisura se registran con LVDT solamente en las fisuras de cortante de las vigas (medición indirecta a través de la variación del canto). No se disponen estos sensores en los ensayos de material, al ser estos ensayos especialmente virulentos, evitando daños en los dispositivos. La configuración de los LVDT en las fisuras de cortante es la misma que la descrita para los ensayos cuasi-estáticos. No se dispone ningún LVDT para medir las flechas.

Las tres células, los dos acelerómetros y el lector de posición ocuparán seis canales del sistema de adquisición de datos espressoDAQ, de HBM. Las galgas y los LVDT ocuparán en los ensayos de material y estructurales dos y seis canales del equipo de medida MGCPlus, de HBM, respectivamente.

Toma de datos y control de los ensayos cuasi-estáticos

En ensayos cuasi-estáticos, realizados con el equipo hidráulico de aplicación de cargas, se ha empleado el sistema de adquisición de datos MGCPlus. Tanto la carga aplicada, como los LVDT y las galgas extensométricas ocuparán los canales de este equipo.

El ensayo se realizará de forma continuada desde el inicio hasta la rotura. La carga, aplicada con control de desplazamientos, se controla con el programa PCD-2K de Servosis.

La frecuencia de muestreo de los ensayos ha sido 50 Hz, excepto en el caso de la probeta de material de la serie A (A-MAT-ST), donde la frecuencia de muestreo empleada ha sido mucho mayor, 600 Hz, captando así su comportamiento post-pico.

Todas las medidas se registrarán mediante el uso del software Catman, en el que no se emplearán filtros de ningún tipo.

Toma de datos y control de los ensayos dinámicos de impacto

Los ensayos de impacto se realizan con la torre caída de impacto descrita anteriormente. Dicha máquina eleva un proyectil de acero, de masa conocida, hasta una determinada altura. Desde dicha altura se libera la masa en caída libre hasta que se produce la colisión con la pieza a ensayar. Se comenzará a registrar medidas mediante el uso de un percutor, el cual entra en acción cuando uno de los parámetros a medir supera un valor umbral.

Las fuerzas y aceleraciones que se producen durante el impacto se medirán a 40 kHz, mediante el sistema de adquisición de datos espressoDAQ. Se registrarán todos los datos comprendidos entre los 0.2 segundos anteriores al inicio del percutor y el segundo posterior. Es importante que la duración de la toma de datos no sea excesivamente prolongada, puesto que con el formato de trabajo escogido solamente es posible registrar 65 000 medidas por sensor. El parámetro escogido como percutor es la fuerza de impacto y su valor umbral es 10 kN. En caso de que este falle, las reacciones serán el percutor suplementario, fijando el mismo valor umbral.

Se tomarán medidas de las deformaciones y desplazamientos, respectivamente, a 9.6 kHz y 4.8 kHz. El sistema de adquisición de datos será el MGCPlus. Se registrarán todos los datos comprendidos entre los 0.5 segundos anteriores al inicio percutor y el segundo posterior. El parámetro escogido como percutor es la deformación de cualquiera de las galgas, y su valor umbral 20 $\mu\text{m/m}$, tanto para elongaciones como para acortamientos.

Todas las medidas se registrarán mediante el uso del software Catman, en el que no se emplearán filtros de ningún tipo.

Cabe destacar, que una vez liberada la masa no habrá control alguno de las fuerzas ni de los desplazamientos. Es de especial importancia realizar cálculos y estimaciones previas, para

tomar medidas de protección auxiliares, puesto que las acciones muy impulsivas pueden llegar a producir daños irreversibles tanto en el equipamiento experimental como en las instalaciones próximas.

3.4. Ensayos de material

En este Apartado se describe el estudio de material de seis series de SFRC, y su complementaría de HC, definidas en el Subapartado 3.3.1. Este estudio ha contado con 37 ensayos sobre probetas sin armadura, ensayadas cuasi-estáticamente y bajo impacto. Estos ensayos han dado lugar a la redacción de dos artículos centrados en el comportamiento a flexión del SFRC en régimen dinámico, los cuales se han publicado en las revistas especializadas Hormigón y Acero (Sanz-Diez de Ulzurrun Casals & Zanuy Sánchez (2017)) y Construction and Building Materials (Ulzurrun & Zanuy (2017a)). A continuación, se describe el planteamiento y los resultados del estudio, en los Subapartados 3.4.1 y 3.4.2, respectivamente.

3.4.1. Planteamiento

Las probetas empleadas en el estudio de material son prismáticas, sin entalladuras y ni armadura. Las dimensiones de estas, mostradas en la Figura 3.1 (a), son $600 \times 150 \times 150$ mm y se han ensayado a flexión en tres puntos con una luz libre entre apoyos de 500 mm. Los ensayos se han realizado bajo impacto, además, una probeta de cada serie se ha ensayado cuasi-estáticamente. Una visión de conjunto de la configuración de los ensayos de material se muestra en la Figura 3.10.

Figura 3.10: Vista general de los ensayos de material: (a) ensayo cuasi-estático; (b) ensayo dinámico de impacto. Cotas en mm.

Los ensayos de impacto se han completado usando la torre de caída, con una masa de 100 kg que se ha dejado caer sobre el CDV de las probetas desde una altura comprendida entre

los 0.30 y 1.75 m, correspondiendo a unas velocidades de impacto comprendidas entre los 2.4 y 5.9 m/s. Los ensayos cuasi-estáticos se han realizado con un equipo con control de desplazamientos, que ha aplicado la carga a un ritmo de 0.1 mm/s, excepto en la probeta de HC (A-MAT-ST) que se ha aplicado la carga a 0.01 mm/s. La forma de los apoyos y del aplicador de carga es cilíndrica, con un tamaño similar a los empleados en los ensayos de impacto, evitando así que influyan en el análisis. Para una descripción más detallada del equipo experimental y la configuración empleada en los ensayos cuasi-estáticos y de impacto consúltense los Subapartados 3.3.3 y 3.3.4, respectivamente.

Las probetas se han instrumentado de un modo similar en ambos ensayos, tal como se observa en la Figura 3.11. En el ensayo cuasi-estático se ha registrado la fuerza actuante, la abertura de la fisura de flexión, así como la flecha y la deformación en el centro de vano. En los ensayos de impacto se han registrado los mismos parámetros, excepto la flecha y la abertura de fisura. Además se han registrado otros parámetros adicionales como las reacciones y las aceleraciones.

Figura 3.11: Instrumentación de los ensayos de material: (a) ensayo cuasi-estático; (b) ensayo dinámico de impacto; (c) posición detallada de la galga en CDV. Cotas en mm.

Ciertos sensores se han apartado de su posición ideal, con el fin de evitar medidas espurias o daño en los sensores. La galga se ha dispuesto ligeramente descentrada, así se pretende registrar completamente las deformaciones en el CDV, evitando la rotura del sensor durante

la propagación de la fisura. El sensor se dispone en una de las caras laterales, a 10 mm de la cara superior y a 15 mm del CDV. La posición de esta se muestra en la Figura 3.11 (c). El acelerómetro del ensayo de impacto también se ha dispuesto ligeramente descentrado, evitando que se despegue durante el impacto, captando un registro completo de las aceleraciones y desplazamientos. Para una información más detallada de la instrumentación y la toma de datos consulte el Apartado 3.3.5.

3.4.2. Resultados

Los resultados experimentales se han estudiado en términos de la resistencia pico (P_{max}), resistencia a flexotracción equivalente (σ_{eq}) y la energía de fractura (G_f). La resistencia a flexotracción equivalente se ha obtenido suponiendo que bajo la carga de colapso, es decir cuando se alcanza la resistencia pico, la distribución de las tensiones es lineal en la sección del CDV. Por su parte, la energía de fractura es el cociente entre la energía disipada en el ensayo y la superficie de la sección de la fisura. La energía disipada en el ensayo se ha calculado como el área comprendida bajo la curva de comportamiento en los diagramas fuerza-flecha. Se puede consultar un resumen completo de los resultados más adelante, en la Tabla 3.5.

El análisis de los resultados expuestos en este Apartado, y su discusión teórica, se desarrollará en el Capítulo 5.

Ensayos cuasi-estáticos

Los diagramas de comportamiento fuerza-flecha de los ensayos cuasi-estáticos se muestran en la Figura 3.12. Cada gráfico define las curvas de comportamiento fuerza-flecha para cada tipo de fibra en distintas dosificaciones, incluyéndose la serie de referencia de HC en todos. Las curvas consisten en una primera rama ascendente hasta que se alcanza la resistencia pico, seguida de una rama de ablandamiento descendente. Se observa que tanto la resistencia pico como la capacidad de ablandamiento aumentan notablemente al añadir fibras. Las mezclas de SFRC presentan un comportamiento en ablandamiento muy considerable, especialmente las que tienen fibras largas.

Esto se confirma analizando los resultados resumidos en la Tabla 3.4, que demuestran que la adición de fibras aumenta tanto la resistencia a flexotracción como la energía de fractura. En términos de resistencia a flexotracción todas las fibras han mostrado un buen comportamiento. Sin embargo, en la energía de fractura se observa una mayor disparidad entre las distintas fibras. Las mezclas de fibras con anclaje (series C y F) destacan en su capacidad de absorción de energía, muy elevada en la fase post-pico. Las mezclas con fibras prismáticas (series B y E), presentan una capacidad considerable, en ambas dosificaciones. Mientras, las fibras rectas (series D y G) han mostrado un comportamiento mejor con mayores dosificaciones.

Figura 3.12: Diagramas fuerza-flecha de los ensayos de material cuasi-estáticos: (a) fibras prismáticas 60/1; (b) fibras con anclaje 60/0.75; (c) fibras rectas 10/0.16.

Tabla 3.4: Resumen de los resultados de los ensayos cuasi-estáticos en las probetas de material.

Serie	Contenido volumétrico ν_f	Tipo de fibra	Resistencia pico P_{max} (kN)	Resistencia a flexotracción σ_{eq} (MPa)	Energía de fractura G_f (kJ/m)
A	0.0 %	—	23.5	5.2	0.28
B	0.5 %	Prismática	38.1	8.5	3.14
C	0.5 %	Anclaje	30.4	6.8	6.75
D	0.5 %	Recta	35.3	7.8	1.85
E	1.0 %	Prismática	36.0	8.0	6.65
F	1.0 %	Anclaje	49.9	11.1	9.04
G	1.0 %	Recta	42.8	9.5	4.39

Todas las probetas fallaron tras la formación de una sola fisura en el CDV. En las probetas de SFRC la fisura no se propagó completamente, dejando un ligamento de unión en la cara superior con una profundidad menor a 10 mm. En el análisis de las superficies de fractura se observó la rotura de los áridos. Las fibras se muestran completamente arrancadas, no observando ninguna fibra rota. En el caso de las fibras con anclaje se observó los anclajes enderezados, secundando que el arrancamiento fue completo.

Ensayos dinámicos de impacto

En los ensayos de impacto las probetas fallaron con la formación de una fisura completa en el CDV, dividiendo la probeta en dos fragmentos. Se analizaron las fisuras examinando los modos de fallo. Los casos más representativos, se muestran en la Figura 3.13. Se observó la rotura de áridos en todas las probetas. En general, se observó que las fibras estaban completamente arrancadas, sin embargo, se advirtió la rotura de algunas fibras. Las roturas son fácilmente observables por la estricción característica en su extremo (con forma de cuello de botella). La distribución de estas indica que la presencia de fibras rotas depende principalmente del tipo de fibra, aunque también se ha observado que aumenta con la velocidad de carga. Entre las fibras ensayadas, se observaron un mayor número de roturas en las fibras prismáticas. Se observaron roturas de fibras en todas las probetas de la serie B como en la serie E (ambas con fibras prismáticas). Las fibras con anclaje también mostraron una sensibilidad alta a la rotura observándose, además de los anclajes enderezados, ciertas fibras rotas. En las series de SFRC con fibras rectas apenas se observaron fibras rotas.

Los ensayos de impacto muestran una naturaleza muy impulsiva. La evolución típica de los parámetros registrados se muestra en la Figura 3.14, correspondiente a una probeta de la serie C sometida a un impacto desde una altura 1.00 m (C-MAT-IMP-100-100). La fuerza de impacto comienza con un aumento repentino de la carga, de forma impulsiva, alcanzando un valor pico muy elevado. Este produce unas aceleraciones muy elevadas, tanto en el CDV como en la masa incidente, que presenta unas oscilaciones considerables. Por su parte, las reacciones muestran un desfase de 0.2 ms con el comienzo del impacto, tal como se ha observado en ensayos similares, como los llevados a cabo por Zhang et al. (2014). Este desfase se puede explicar al no ser inmediata la propagación del impacto al resto de la probeta. Las reacciones registradas en ambos apoyos son sensiblemente simétricas, por lo cual los resultados se han presentado como la suma de estas. La reacción total alcanzó valores elevados, pero más moderados y con un aumento más leve que la fuerza de impacto, presentando una duración mayor. La diferencia entre estos dos valores se debe al desarrollo de las fuerzas de inercia, que compensan la fuerza impacto por sí mismas en las primeras fases del impacto, hasta que entran en acción las reacciones.

Durante el impacto se registraron unas deformaciones en la cara superior del CDV elevadas. En una primera fase se produce un aumento repentino de las deformaciones de compresión

Figura 3.13: Vista detallada de los mecanismos de fallo en las fisuras de las probetas ensayadas a impacto: (a) rotura de áridos en la serie A; (b) fibras prismáticas rotas y completamente arrancadas en la serie B; (c) fibras con anclaje rotas y completamente arrancadas, con el anclaje enderezado, en la serie C; (d) fibras rectas completamente arrancadas en la serie G.

que tras alcanzar el pico se reducen abruptamente, seguido por una fase con deformaciones muy próximas a cero, registrándose también deformaciones de tracción. Esta variación se debe al cambio de profundidad de la fibra neutra según avanza la propagación de la fisura. Las deformaciones de tracción se registran una vez que la fibra neutra sobrepasa la posición de la galga, a 14.1 mm de la cara superior, Figura 3.11 (c).

Ciertos registros se han procesado proporcionando la evolución de otros parámetros de interés. La evolución típica de los parámetros procesados se muestra en la Figura 3.15, obtenidos

Figura 3.14: Evolución de los parámetros registrados en el ensayo C-MAT-IMP-100-100 (serie C con una altura de caída de 1.00 m).

Figura 3.15: Evolución de los parámetros procesados del ensayo C-MAT-IMP-100-100 (serie C con una altura de caída de 1.00 m).

de los registros mostrados en la Figura 3.14. Por un lado, se han obtenido las velocidades y desplazamientos del CDV de la probeta, mediante la integración de las aceleraciones en el dominio del tiempo, de acuerdo con lo expuesto en el Subapartado 3.3.5. Por el otro, se ha obtenido la velocidad de deformación en la parte superior de la sección del CDV de la probeta. Dicho parámetro se ha obtenido derivando las deformaciones registradas por la galga en el dominio del tiempo. Este es básico para analizar los resultados en el rango dinámico, sirviendo como referencia para establecer comparaciones con modelos de material y otros ensayos dinámicos.

El comportamiento de las probetas sometidas a impacto se puede comparar con su comportamiento cuasi-estático mediante las curvas suma de reacciones-flecha, mostradas en la Figura 3.16, puesto que estas representan mejor capacidad resistente que la fuerza de impacto, tal como se explica en el Apartado 3.3. En general, se observa que la resistencia pico y el ablandamiento aumentan con la velocidad de carga, siendo mucho mayores en los ensayos de impacto que los cuasi-estáticos. Es interesante observar que en los ensayos de impacto existe cierto desfase entre la flecha y las reacciones, lo cual se debe al tiempo que tarda el impacto en propagarse hasta los apoyos. Las curvas de comportamiento muestran ciertas oscilaciones en régimen dinámico, especialmente en la serie A, de HC, y con altas velocidades de carga.

En la Tabla 3.5 se define un resumen completo de los ensayos en términos de la resistencia pico, la energía de fractura y sus correspondientes factores de incremento dinámico (DIF), para los que se toman valores cuasi-estáticos como referencia. En términos generales se observa que la adición de fibras aumenta las prestaciones del hormigón, tanto en régimen cuasi-estático como dinámico. Gracias a los factores DIF se advierte que todas las mezclas presentaron sensibilidad a la velocidad de carga. Dicha sensibilidad se muestra dependiente del tipo de mezcla y del parámetro analizado (P_{max} o G_f).

En la Figura 3.17 se muestran los resultados, en términos de resistencia pico y energía de fractura, de un modo más visual. En cada una de las gráficas se muestra uno de los resultados (P_{max} o G_f), en función de la altura de caída, para un tipo de fibra en diferentes dosificaciones, incluyéndose los resultados del hormigón convencional como referencia en todas. Para todas las mezclas se observa que P_{max} es creciente con la dosificación, excepto en las fibras rectas sometidas a un impacto desde una altura de 1.50 m. Todas las mezclas con fibras mostraron un valor de G_f mayor respecto al de las probetas sin fibras (serie A). En general, la energía de fractura aumentó con ν_f . No obstante, en algún caso el incremento de la dosificación se tradujo en una menor energía de fractura, lo cual puede deberse a la rotura de fibras.

Es interesante estudiar la influencia del tipo de fibra en estos parámetros. Se puede hacer un estudio similar representando los resultados de las diferentes fibras para una dosificación (junto a la serie A, de HC, como referencia), tal como se muestra en la Figura 3.18. En general se observa que los resultados más moderados corresponden con los ensayos cuasi-

Figura 3.16: Diagramas de comportamiento suma de reacciones-flecha CDV de las probetas de material sometidas a impacto.

Tabla 3.5: Resumen de los resultados de los ensayos de material.

Serie	Ensayo	Tipo de ensayo	Altura de caída (cm)	Resistencia pico P_{max} (kN)	Energía de fractura G_f (kN/m)	DIF P_{max}	DIF G_f
A	A-MAT-ST	Estático	-	23.5	0.28	-	-
A	A-MAT-IMP-100-30	Impacto	30	40.0	1.43	1.70	5.07
A	A-MAT-IMP-100-100	Impacto	100	99.2	8.30	4.21	29.50
A	A-MAT-IMP-100-175	Impacto	175	66.2	8.75	2.81	31.10
B	B-MAT-ST	Estático	-	38.1	3.14	-	-
B	B-MAT-IMP-100-50	Impacto	50	135.4	8.73	3.55	2.78
B	B-MAT-IMP-100-100	Impacto	100	156.2	9.73	4.10	3.09
B	B-MAT-IMP-100-125	Impacto	125	144.7	10.65	3.80	3.39
B	B-MAT-IMP-100-150	Impacto	150	125.3	10.61	3.29	3.37
B	B-MAT-IMP-100-175	Impacto	175	153.2	8.34	4.02	2.65
C	C-MAT-ST	Estático	-	30.4	9.08	-	-
C	C-MAT-IMP-100-100	Impacto	100	134.5	10.34	4.43	1.14
C	C-MAT-IMP-100-125	Impacto	125	156.2	10.94	5.14	1.20
C	C-MAT-IMP-100-175	Impacto	175	172.0	17.40	5.66	1.92
D	D-MAT-ST	Estático	-	35.3	1.85	-	-
D	D-MAT-IMP-100-50	Impacto	50	116.6	6.99	3.30	3.79
D	D-MAT-IMP-100-100	Impacto	100	121.7	9.24	3.44	5.01
D	D-MAT-IMP-100-125	Impacto	125	109.1	12.19	3.09	6.60
D	D-MAT-IMP-100-150	Impacto	150	129.9	7.81	3.68	4.23
D	D-MAT-IMP-100-175	Impacto	175	138.2	13.31	3.91	7.21
E	E-MAT-ST	Estático	-	36.0	6.65	-	-
E	E-MAT-IMP-100-50	Impacto	50	128.6	7.45	3.58	1.12
E	E-MAT-IMP-100-100	Impacto	100	179.7	14.88	5.00	2.24
E	E-MAT-IMP-100-125	Impacto	125	167.6	9.54	4.66	1.43
E	E-MAT-IMP-100-150	Impacto	150	160.7	13.51	4.47	2.03
E	E-MAT-IMP-100-175	Impacto	175	179.4	13.29	4.99	2.00
F	F-MAT-ST	Estático	-	49.9	9.04	-	-
F	F-MAT-IMP-100-100	Impacto	100	154.2	10.01	3.09	1.11
F	F-MAT-IMP-100-125	Impacto	125	183.8	15.81	3.69	1.75
F	F-MAT-IMP-100-150	Impacto	150	213.4	20.17	4.28	2.23
F	F-MAT-IMP-100-175	Impacto	175	239.0	16.91	4.79	1.87
G	G-MAT-ST	Estático	-	42.8	4.39	-	-
G	G-MAT-IMP-100-50	Impacto	50	149.2	9.54	3.49	2.17
G	G-MAT-IMP-100-100	Impacto	100	180.9	12.26	4.23	2.79
G	G-MAT-IMP-100-125	Impacto	125	164.2	8.23	3.84	1.88
G	G-MAT-IMP-100-150	Impacto	150	98.3	5.70	2.30	1.30
G	G-MAT-IMP-100-175	Impacto	175	201.0	16.87	4.70	3.84

Figura 3.17: Resistencia pico (P_{max}) y energía de fractura (G_f) de las probetas de material en función de la altura de caída. Según tipo de fibra.

Figura 3.18: Resistencia pico (P_{max}) y energía de fractura (G_f) de las probetas de material en función de la altura de caída. Según el contenido en fibras.

estáticos y los máximos en los ensayos dinámicos desde una altura de 1.75 m, excepto la energía de fractura de las mezclas con una dosificación de $\nu_f = 1.0\%$.

Con un contenido en fibras del $\nu_f = 0.5\%$ la resistencia más alta se observó en las fibras rectas para alturas de hasta 1.00 m. Con alturas mayores las fibras con anclaje mostraron una resistencia mayor. En términos de energía de fractura se observan unos resultados muy similares hasta una altura de caída de 1.50 m. Con una altura de 1.75 m se observa una dispersión mayor de resultados destacando las fibras con anclaje seguidas de las fibras rectas.

Con dosificaciones más altas, $\nu_f = 1.0\%$, las fibras con anclaje destacaron en términos de resistencia pico, excepto para alturas de 0.50 y 1.00 m, en las que las fibras rectas y prismáticas destacaron, respectivamente. En términos de energía de fractura se observa una mayor dispersión que en las mezclas con una dosificación menor. Las fibras con anclaje destacaron, excepto para alturas de 0.50 y 1.00 m, en las que las fibras con rectas y prismáticas destacaron, respectivamente. En este caso el resultado mayor no se obtuvo con la altura máxima, sino con una altura de caída de 1.50 m.

El análisis detallado de estos resultados experimentales se lleva a cabo en el Capítulo 5. En este se caracteriza el comportamiento dinámico del SFRC empleando modelos teóricos con base mecánica.

3.5. Ensayos estructurales

En este Apartado se describe el estudio a nivel estructural de seis series de vigas de SFRC, y su complementaria de HC, definidas en el Subapartado 3.3.1. Este estudio ha contado con 20 ensayos sobre vigas de hormigón, ensayadas cuasi-estáticamente y bajo impacto. Estos ensayos han dado lugar a la redacción de un artículo centrado en la contribución de las fibras evitando el desarrollo fallos frágiles en estructuras sometidas a impacto, el cual ha sido publicado en la revista *Construction and Building Materials* (Ulzurrún & Zanuy (2017b)). A continuación, se describe el planteamiento y los resultados del estudio, en los Subapartados 3.5.1 y 3.5.2, respectivamente.

3.5.1. Planteamiento

El dimensionamiento de las vigas se ha realizado procurando que los resultados, de esta campaña experimental, aporten a la comunidad investigadora una referencia comparable con otros estudios. Las dimensiones y la cuantía de acero concuerdan con las de las vigas ensayadas por Kwak et al. (2002), en su estudio de la resistencia cortante en vigas de SFRC sin armadura transversal en régimen cuasi-estático. Asimismo, las vigas empleadas en la presente campaña son similares a las vigas de SFRC estudiadas cuasi-estáticamente por Lim et al. (1987) y Cucchiara et al. (2004), y a las empleadas por Kishi et al. (2002b) y Adhikary et al. (2012) en el estudio de la respuesta estructural de hormigón armado sin fibras sometido a impacto.

Las vigas ensayadas, mostradas en la Figura 3.19 (a), son rectas, de sección rectangular constante siendo sus dimensiones 2.00 m de longitud, 250 mm de canto y 125 mm de ancho. Estas están armadas longitudinalmente con cuatro barras de 16 mm de diámetro, repartidas simétricamente entre la cara superior e inferior, siendo la cuantía de armadura $\rho = A_s/bd = 1.6\%$. No se dispone de armadura transversal para cortante, excepto sobre los apoyos, por razones de anclaje. El recubrimiento vertical de la armadura es 45 mm, y lateralmente 35 mm.

Las vigas se han ensayado a flexión en tres puntos con una luz libre entre apoyos de 1.6 m, siendo la esbeltez de cortante $a/d = 3.8$. Cada serie ha incluido un ensayo cuasi-estático de referencia y dos ensayos de impacto. Los ensayos de impacto se han realizado usando la torre de caída, con una masa de 200 kg que se ha dejado caer sobre el CDV de las vigas desde una altura de 1.75 m, correspondiente con una velocidad de impacto de 5.9 m/s. Los ensayos cuasi-estáticos de referencia se han realizado con un equipo con control de desplazamientos, que ha aplicado la carga a un ritmo de 0.1 mm/s. La forma de los apoyos y del aplicador de carga es cilíndrica, con un tamaño similar a los empleados en los ensayos de impacto, evitando así que influyan en el análisis. Una visión de conjunto de la configuración empleada en ambos ensayos se muestra en la Figura 3.19 (b) y (c). Para una descripción más detallada

Figura 3.19: Vista general de los ensayos estructurales: (a) dimensiones y armadura; (b) ensayo cuasi-estático; (c) ensayo dinámico de impacto. Cotas en mm.

del equipo y la configuración experimental consulte los Subapartados 3.3.3 y 3.3.4, para los ensayos cuasi-estáticos y de impacto, respectivamente.

Las vigas se han instrumentado de un modo similar en ambos ensayos, tal como se muestra en la Figura 3.20. En el ensayo cuasi-estático se ha registrado la fuerza actuante, la variación del canto, la flecha en el centro de vano y las deformaciones de los mecanismos de fallo globales. En los ensayos de impacto se han registrado los mismos parámetros, excepto la flecha. Además, se han registrado otros parámetros adicionales como las reacciones y las aceleraciones.

Las deformaciones se han registrado en la zona superior del CDV y en la diagonal entre el punto de carga y el apoyo. En total se han dispuesto 4 galgas, por parejas, en una de las caras laterales de la viga. Las galgas en el CDV (G1 y G2) se han dispuesto a 10 mm de la cara superior, una de ellas centrada en el eje de simetría, y la otra a 10 mm de distancia, descentrada. La duplicación de sensores en este punto responde a la necesidad de garantizar las mediciones frente a la virulencia del impacto, que causa una gran fragmentación en la zona de contacto, Figura 3.27. Las galgas para la fisura de cortante (G3 y G4) se han dispuesto en la biela que parte del punto de aplicación de la carga, en el CDV, hacia el apoyo, una de ellas paralela y la otra transversal a la biela. La posición detallada de las galgas se muestra en la Figura 3.20 (c) y (d).

Figura 3.20: Instrumentación de los ensayos estructurales: (a) ensayo cuasi-estático; (b) ensayo dinámico de impacto; (c) posición detallada de las parejas de galgas y de los LVDT en fisuras (d) posición detallada de las galgas. Cotas en mm.

Los LVDT se han dispuesto entre el punto de aplicación de carga y los apoyos, a una distancia de $1.5h$ del CDV, Figura 3.20 (c). Estos registran de forma indirecta la abertura de las fisuras de cortante. En los ensayos de impacto los LVDT se fijaron firmemente con mordazas para evitar que durante el impacto las fuerzas de inercia desplazaran al sensor de su posición. Para una información más detallada de la instrumentación y la toma de datos consulte el Subapartado 3.3.5.

3.5.2. Resultados

Los resultados experimentales se han estudiado en términos de la resistencia pico (P_{max}) y de la capacidad de absorción de energía ($E_{abs,c}$). Esta última se ha calculado de un modo diferente a la energía de los ensayos de material, al computarse como el área comprendida bajo la curva de comportamiento en los diagramas fuerza-flecha hasta el comienzo de la descarga, en caso de haberse registrado. Con lo cual, no se restará la energía elástica recuperada en la descarga. Se incluye un resumen completo de los resultados más adelante, en la Tablas 3.6 y 3.7, así como fotografías y esquemas de las vigas tras los ensayos, en las Figuras 3.23 y 3.24, respectivamente.

El análisis de los resultados expuestos en este Apartado, y su discusión teórica, se desarrollará en el Capítulo 6.

Ensayos cuasi-estáticos

Los diagramas de comportamiento fuerza-flecha de los ensayos cuasi-estáticos se muestran en la Figura 3.21. Cada gráfico define las curvas de comportamiento fuerza-flecha para cada una de las dosificaciones de fibras empleadas ($\nu_f = 0.5\%$ y 1.0%), incluyendo ambas la serie de referencia de HC. En las curvas se observan tres puntos significativos, fisuración, plastificación de las armaduras y colapso. La primera fase de las curvas consiste en una rama ascendente que varía su pendiente una vez se inicia la fisuración a flexión, mostrando una rigidez mayor en las mezclas con fibras que en la viga de HC. Esta rama finaliza tras el inicio de la plastificación o el colapso de la viga.

Figura 3.21: Diagramas fuerza-flecha de los ensayos estructurales cuasi-estáticos según contenido en fibras: (a) $\nu_f = 0.5\%$; (b) $\nu_f = 1.0\%$.

La interpretación de estas curvas es más completa si a su vez se observa el estado de las vigas tras ser ensayadas. En la Figura 3.23 se muestran fotografías de las vigas tras los ensayos, deformadas y fisuradas. El esquema detallado de las fisuras de cada viga se muestra en la Figura 3.24, donde se representan hasta las fisuras más finas, no observables en la Figura 3.23. Para una representación más detallada de los esquemas de fisuras consulte el Apéndice A.

A partir de estos datos, se observa que todas las vigas con una dosificación en fibras de hasta $\nu_f = 0.5\%$ (las series de la A a la D) colapsaron por la formación de una fisura de cortante en uno de los vanos de cortante. Sin embargo, según el resumen de resultados, Tabla 3.6, se observa que la resistencia y la ductilidad difieren considerablemente entre estas vigas. La viga de HC presentó una resistencia pico moderada, que tras alcanzarse se produjo una rotura frágil, por cortante, con poca capacidad de absorción de energía. Por su parte, se observa que las vigas con una dosificación en fibras $\nu_f = 0.5\%$ presentaron una resistencia pico muy similar entre ellas, del orden de un 45-55 % mayor que la del HC. En todas se observó el inicio de la plastificación de las armaduras de tracción previamente a la formación de la fisura de cortante. En concreto, las series C y D mantuvieron un comportamiento bilineal, hasta alcanzar una flecha de 22 mm ($L/73$), cuando se desarrolló el fallo por cortante. La

Tabla 3.6: Resumen de los resultados de los ensayos cuasi-estáticos en las vigas. Parámetros obtenidos según los registros de la Figura 3.21.

Serie	Contenido volumétrico ν_f	Tipo de fibra	Resistencia pico P_{max} (kN)	Energía sorbida $E_{abs,c}$ (kN×m)
A	0.0 %	—	90	0.62
B	0.5 %	Prismática	133	1.76
C	0.5 %	Anclaje	141	2.99
D	0.5 %	Recta	129	2.58
E	1.0 %	Prismática	138	2.19
F	1.0 %	Anclaje	135	6.07
G	1.0 %	Recta	139	6.06

abertura de la fisura inclinada, aun siendo más paulatina que en el caso de HC, causó una reducción súbita de la capacidad de carga del 50 %, mostrando cierta capacidad residual. En términos de absorción de energía la viga con fibras con anclajes (serie C) presentó la mayor capacidad, seguida inmediatamente por la viga con fibras rectas (serie D). La viga con fibras prismáticas (serie B) fue la que mostró una menor capacidad de absorción de energía, al iniciarse la rotura de cortante inmediatamente después del inicio de la plastificación de las armaduras de tracción.

Las vigas con una mayor dosificación en fibras, $\nu_f = 1.0 \%$, presentaron un comportamiento más dúctil, especialmente las vigas con fibras con anclaje y rectas (series F y G). Estas últimas fallaron por flexión con un claro comportamiento bilineal, estabilizándose la resistencia tras el inicio de la plastificación de las armaduras de tracción. Sus ensayos se dieron por concluidos una vez se alcanzó una flecha de 50 mm ($L/32$), sin una reducción clara de la resistencia. En estas se observó una fisuración profusa en la zona del centro de vano. Por su parte, la viga con fibras prismáticas (serie E) falló por la formación de una fisura de cortante, presentado un comportamiento similar a la viga de la serie B. En términos de resistencia se observó que esta apenas aumentó respecto a las vigas equivalentes con una dosificación menor, (4 %, -4 % and 8 % en las series E, F y G, respectivamente).

El fallo frágil de las vigas se puede caracterizar empleando los datos de las LVDT situados en los vanos de cortante, los cuales proporcionan una medida indirecta de la abertura de la fisura diagonal. La influencia del desarrollo de la fisura diagonal en el comportamiento de viga se muestra en la Figura 3.22, donde se compara la evolución de la fuerza que resisten las vigas que fallaron frágilmente al aumentar la abertura de fisura. En dicha Figura se observa como la viga de hormigón convencional (serie A, A-STR-ST) disminuye su resistencia progresivamente cuando la variación de canto del vano de cortante supera los 0.03 mm. Mientras, las vigas con fibras son capaces de mantener su capacidad resistente para aberturas de fisura bastante mayores, alcanzando la resistencia pico (P_{max}) con variaciones del canto comprendidas entre 0.17 y 1.10 mm. Esto denota la capacidad de las fibras de transmitir

Figura 3.22: Diagramas fuerza-variación del canto del vano de cortante de los ensayos estructurales cuasi-estáticos con fallo frágil.

tensiones a través de las fisuras inclinadas, como predijeron Kwak et al. (2002) y Dinh et al. (2011). Una vez alcanzada la resistencia pico, la capacidad de las vigas fue disminuyendo en conforme aumentaba la variación del canto de la pieza, pero observándose una capacidad mayor en las vigas con fibras.

De estas observaciones se concluye que la adición de fibras de acero permitió incrementar la resistencia hasta alcanzar el inicio de la plastificación en el centro de vano. La dosificación y el tipo de fibra afectaron principalmente al comportamiento post-pico en términos de ductilidad. Las vigas con un contenido en fibras $\nu_f = 0.5\%$ fallaron todas por cortante poco después de empezar a plastificar la armadura. Por su parte, las fibras rectas y con anclaje presentaron un comportamiento mejor que las fibras prismáticas, las cuales no proveyeron ductilidad a la viga tras el inicio de la plastificación de las armaduras de tracción en el CDV.

Ensayos dinámicos de impacto

Se ha observado que las vigas sometidas a impacto pueden mostrar una naturaleza muy frágil, tal como se advierte en las fotografías posteriores a los ensayos, Figura 3.23, y sus esquemas de fisuras correspondientes Figura 3.24 (véase el Apéndice A para una mayor resolución). El comportamiento depende esencialmente de si la viga está compuesta por HC o SFRC, y en estas últimas depende además del tipo de fibra y su dosificación.

Entre las vigas ensayadas se han distinguido dos tipos de fallos globales bajo impacto, por cortante o flexión. Entre los fallos por cortante observados existen claras diferencias entre los de las vigas de HC y de SFRC, siendo mucho más frágiles los primeros. La evolución típica de los parámetros registrados, para cada uno de los tres tipos de fallos descritos, se muestran en las Figuras 3.25 y 3.26, correspondientes a vigas de las series A, C y E, con una dosificación de 0, 0.5 y 1.0 %, y correspondiendo con un fallo por cortante en HC, el mismo fallo en SFRC y fallo por flexión en SFRC, respectivamente.

Figura 3.23: Fotos de las estudiadas vigas tras los ensayos.

Figura 3.24: Esquema detallado de las fisuras en las vigas ensayadas: (a) vigas de hormigón convencional; (b) vigas reforzadas con fibras prismáticas; (c) vigas reforzadas con fibras con anclaje; (d) vigas reforzadas con fibras rectas. Detalle en el Apéndice A.

Figura 3.25: Evolución de los parámetros registrados en los ensayos de vigas de las series A, C y E: (a) fuerza de impacto; (b) suma de reacciones; (c) aceleración en el CDV; (d) aceleración de la masa.

Figura 3.26: Evolución de las deformaciones registradas en los ensayos de vigas de las series A, C y E: (a) galga G1; (b) galga G2; (c) galga G3; (d) galga G4.

Se observa que la fuerza de impacto, Figura 3.25 (a), se divide en dos fases. En primer lugar, se observa un aumento considerable de carga con forma triangular y de alta frecuencia, seguido por una onda más leve de menor frecuencia. La primera fase depende de las propiedades del contacto de viga-proyectil, bastante similar en todos los ensayos, sin embargo, la segunda fase se muestra dependiente del tipo de fallo.

Los registros de las células de carga en apoyos son sensiblemente simétricos entre sí, siendo la suma de estos el modo más efectivo para analizarlos, Figura 3.25 (b). El diagrama muestra una pequeña reacción de levantamiento en apoyos, previamente al inicio de la reacción por compresión, que se inicia entre los 1 y 2 ms posteriores al comienzo del impacto. Este desfase se ha observado en los ensayos de material, así como en estudios similares de otros autores, Saatci & Vecchio (2009a). Esto se puede explicar por el desarrollo de las fuerzas de inercia y porque los efectos del impacto no se propagan instantáneamente desde el CDV al resto de la viga. Asimismo, la evolución de las reacciones ha mostrado dos fases. La primera consiste en un pico triangular, con una frecuencia menor a la de la fuerza de impacto. Seguidamente, se observa una fase de mayor duración y de menor pico. Ambas fases muestran unos valores pico dependientes del tipo de fallo.

La diferencia entre la fuerza de impacto y las reacciones se compensa con las fuerzas de inercia, siendo esta diferencia acorde al registro de aceleraciones en el CDV, Figura 3.25 (c). Por su parte las aceleraciones de la masa se pueden observar en la Figura 3.25 (d). Estas últimas muestran unos valores pico muy elevados, aunque menores que las registradas en las vigas, pero mostrando una gran variabilidad.

Las deformaciones medidas con las galgas se representan en las Figura 3.26. Como es de esperar, en la galga G1, Figura 3.26 (a), se registraron principalmente deformaciones de compresión. Así mismo, en la galga G2, Figura 3.26 (b), también se observaron acortamientos, sin embargo, en muchos ensayos se registraron deformaciones de tracción notables. Las elongaciones registradas en estas galgas se pueden deber a la expansión del hormigón observada en la zona de impacto, mostrada en la Figura 3.27. Los registros de las galgas de la fisura de cortante son más complejos, registrándose elongaciones en la dirección de la biela (G3 en la Figura 3.26 (c)), mientras que las deformaciones registradas por las galgas perpendiculares a la biela (G4 en la Figura 3.26 (d)) son en primer lugar de tracción, seguidas por acortamientos. La galga G4 no pudo tomar medidas en la serie A al romperse prematuramente por la rápida propagación de las fisuras de cortante. En contraste, en los ensayos cuasi-estáticos se registraron en las galgas G3 y G4 compresiones y tracciones, respectivamente.

Los registros de los acelerómetros tras ser procesados han aportado el comportamiento cinemático de la masa y del CDV de las vigas. El procesado de estos datos ha consistido en la integración de las aceleraciones y consecutivamente de las velocidades, de acuerdo con lo expuesto en el Apartado 3.3.5. La evolución típica de estos parámetros procesados, velocidad

Figura 3.27: Detalle de la fragmentación de las vigas en la zona de impacto: (a) fragmentación total en la viga A-STR-IMP-200-175-A, sin fibras; (b) fragmentación leve en la viga F-STR-IMP-200-175, con fibras.

y desplazamiento, se muestra en la Figura 3.28. En los registros de la velocidad se observa tras el inicio del impacto cómo ésta crece súbitamente en el centro de vano y disminuye en la masa hasta que se acoplan, aproximadamente 1 ms después del comienzo del impacto. Esto se traduce en que el desplazamiento de la masa es apreciable desde el inicio del impacto, mientras, que en CDV tarda unos 0.2–0.4 ms en ser apreciables. A partir de dichos instantes estos desplazamientos aumentan casi paralelamente. Tal diferencia entre los desplazamientos de la masa y la viga indica que en un primer momento el avance de la masa lo absorbe la zona de contacto entre la viga y el proyectil, deformándose unos milímetros bajo la acción del impacto. Esto explicaría las grandes deformaciones de contacto observables en la Figura 3.27. Observando los desplazamientos de las vigas en la Figura 3.28 se advierte cómo estos se reducen al disminuir la fragilidad del modo de rotura dominante, llegando a mostrar en algunos casos cierta recuperación.

Otro parámetro obtenido a partir de los registros es la velocidad de deformación de cada uno de los puntos de medida de las galgas. Esta se ha obtenido derivando las deformaciones registradas por las galgas en el dominio del tiempo. Este parámetro es básico para caracterizar el rango dinámico en el que se desarrollan los mecanismos de rotura dominantes en el fallo por impacto.

La comparación del comportamiento de las vigas en régimen de impacto con las ensayadas cuasi-estáticamente se muestra, de un modo similar al empleado en el estudio de material, mediante las curvas suma de reacciones-flecha en la Figura 3.29. En esta figura se representan los resultados de cada serie en comparación con el comportamiento cuasi-estático. Se ha empleado la suma de reacciones puesto que esta representa la resistencia más fielmente que la fuerza de impacto, tal como se explica en el Apartado 3.3. De forma similar a lo observado en los ensayos de material, se observa en dicha Figura cierto desfase entre la flecha y las

Figura 3.28: Cinemática de los ensayos de impacto en las vigas de las series A, C y E: (a) velocidades ensayos serie A; (b) desplazamientos ensayos serie A; (c) velocidades ensayos serie C; (d) desplazamientos ensayos serie C; (e) velocidades ensayos serie E; (f) desplazamientos ensayos serie E.

reacciones. Esto es debido a la propagación del impacto, que causa un inicio retardado de las reacciones. Por otra parte, se observa que en general la resistencia pico bajo impacto es mayor que cuasi-estáticamente.

En términos de energía no es fácil establecer de antemano una clara relación entre los ensayos por diferentes razones. Por un lado, las flechas alcanzadas son menores en la mayoría de los ensayos de impacto que cuasi-estáticamente. Por otro, en los ensayos de impacto las vigas de algunas series han presentado diferentes modos de fallo, una dúctil y la otra frágil. Las vigas con fallo dúctil presentaron una rama de descarga sensiblemente elástica, transmitiendo parte de la energía liberada a la masa, produciendo el rebote de esta. Esto se traduce en que la viga absorbe la energía cinética de la masa en caída libre en diferentes impactos sucesivos. Sin embargo, las vigas que fallan frágilmente absorben la totalidad de la energía en un solo impacto, siendo el rebote de la masa despreciable.

Figura 3.29: Diagramas de comportamiento suma de reacciones-flecha CDV de las vigas sometidas a impacto.

Tabla 3.7: Resumen de los resultados de los ensayos de estructurales.

Serie	Ensayo	Resistencia pico P_{max} (kN)	Absorción energía $E_{abs,c}$ (kN $\times$ m)	Energía estática equivalente $E_{st,eq}$ (kN $\times$ m)	DIF P_{max}	DIF Ener- gía
A	A-STR-IMP-200-175-A	263	0.92	0.62	2.92	1.48
A	A-STR-IMP-200-175-B	289	0.88	0.62	3.21	1.42
B	B-STR-IMP-200-175-A	390	2.04	1.36	2.93	1.50
B	B-STR-IMP-200-175-B	392	2.35	1.73	2.95	1.36
C	C-STR-IMP-200-175-A	398	2.66	2.99	2.82	0.89
C	C-STR-IMP-200-175-B	380	2.57	2.31	2.70	1.11
D	D-STR-IMP-200-175-A	370	2.46	1.89	2.87	1.30
D	D-STR-IMP-200-175-B	419	2.85	2.15	3.25	1.33
E	E-STR-IMP-200-175-A	410	2.86	1.80	2.97	1.59
E	E-STR-IMP-200-175-B	357	2.38	1.56	2.59	1.53
F	F-STR-IMP-200-175	377	2.77	2.31	2.79	1.20
G	G-STR-IMP-200-175-A	460	2.16	1.66	3.31	1.30
G	G-STR-IMP-200-175-B	468	2.35	1.95	3.37	1.21

Un modo de interesante de analizar la capacidad de absorción de energía dinámicamente es mediante los factores DIF. El DIF de energía tomará como referencia la energía estática equivalente ($E_{st,eq}$). Esta corresponde a la energía absorbida por la viga ensayada en condiciones cuasi-estáticas al alcanzar la flecha máxima registrada en el ensayo de impacto. Si la flecha máxima registrada en el ensayo de impacto es mayor que la cuasi-estática se limitará la capacidad de absorción de energía ($E_{abs,c}$) bajo impacto hasta la flecha máxima del ensayo cuasi-estático. De este modo la energía se ha calculado en la serie A hasta una flecha de 12.5 mm, mientras que en la serie B hasta los 18 mm.

En la Tabla 3.7 se define un resumen completo de los ensayos en términos de la resistencia pico (P_{max}), la capacidad de absorción de energía ($E_{abs,c}$), la energía estática equivalente ($E_{st,eq}$) y sus correspondientes DIF, tomando el ensayo cuasi-estático homólogo como referencia. En términos generales se observa que la adición de fibras aumenta las prestaciones estructurales de las vigas de hormigón. En términos de ductilidad se observa que la energía absorbida aumenta muy considerablemente con la adición de fibras. Todas las mezclas han mostrado ser sensibles a la velocidad de carga, dependiendo esta sensibilidad de la mezcla y del parámetro analizado.

Un repaso general a los resultados ya expuestos muestra ciertos aspectos interesantes de los ensayos de impacto. Se observa en la Figura 3.29 que la rama de descarga de las vigas que fallaron por flexión muestra una rigidez bastante similar a la de los ensayos cuasi-estáticos, correspondiente a la rigidez de la sección fisurada. Por otro lado, en muchas de las vigas de SFRC, mostradas en la Figura 3.24, se observan fisuras diagonales finas que no llegaron a propagarse completamente. Esas fisuras diagonales no se han formado a partir de

la propagación diagonal de una fisura de flexión ya existente, sino que se han desarrollado en la parte central del alma de la sección. Otros aspectos particulares de los ensayos se discuten en los siguientes párrafos más detalladamente, comentando los resultados para cada tipo de fibra y para la serie de referencia de HC.

Vigas sin fibras de HC (serie A): Las vigas de la serie A presentaron una rotura tipo frágil por cortante, desarrollando numerosas fisuras diagonales completas en ambos vanos de cortante, tal como se observa en las Figuras 3.23 y 3.24. El desarrollo completo de las fisuras se tradujo en la fragmentación de las vigas en tres o cuatro partes. En la superficie de las fisuras se observó claramente la rotura de áridos. La comparación del comportamiento cuasi-estático con el de impacto se representa, en términos suma de reacciones-flecha del CDV, en la Figura 3.29 (a). El comportamiento de ambas vigas sometidas a impacto fue bastante similar, mostrando una forma triangular tras la que muestran poca capacidad post-pico debido a la fragmentación producida tras el impacto. La rigidez inicial en los ensayos de impacto fue mayor que la del ensayo cuasi-estático. Además, la resistencia a cortante, considerada como el valor máximo de la suma de las reacciones, resultó considerablemente mayor en los ensayos de impacto que bajo carga cuasi-estática, presentando un DIF promedio de 3.0. La fragilidad que presentan estas vigas bajo cargas de impacto se observa por la escasa capacidad de absorción de energía que presentan ($E_{abs,c}$) tras alcanzar la flecha máxima del ensayo cuasi-estático. El DIF correspondiente a la energía tuvo un valor promedio de 1.4.

Vigas con fibras prismáticas (series B y E): Una de las vigas de la serie B ($\nu_f = 0.5\%$) ensayadas bajo impacto falló por cortante, desarrollando completamente una fisura diagonal en uno de los vanos de cortante (B-STR-IMP-200-175-B). La otra viga de la serie (B-STR-IMP-200-175-A) mostró un modo de fallo dominante por flexión, presentando fisuras inclinadas en torno al CDV, además de una fisura diagonal fina en uno de los vanos de cortante, Figura 3.24. La flecha residual de este ensayo fue 10 mm aproximadamente ($L/160$). El uso de dosificaciones de fibras más altas (serie E, $\nu_f = 1.0\%$) no supuso ningún aumento de la resistencia Tabla 3.7. El modo de fallo de ambas estuvo dominado por la flexión, observando fisuras verticales en el CDV y algunas fisuras diagonales finas en los vanos de cortante. Las flechas residuales observadas en esta serie fueron 9 mm ($L/178$) y 10 mm ($L/160$) para las vigas E-STR-IMP-200-175-A y E-STR-IMP-200-175-B, respectivamente. El DIF promedio de la resistencia pico (P_{max}) fue de 2.9 y 2.8 para las series B y E, respectivamente, y el DIF correspondiente de la energía absorbida fue 1.4 y 1.6.

Vigas con fibras con anclajes (series C y F): El modo de fallo de los ensayos de impacto de las vigas de la serie C ($\nu_f = 0.5\%$) se representa en las Figuras 3.23 y 3.24. Una de las vigas (C-STR-IMP-200-175-A) falló por la formación de una fisura diagonal completa de un modo similar al del ensayo cuasi-estático. La otra viga (C-STR-IMP-200-

175-B) presentó daños en la zona del centro de vano con unas pocas fisuras diagonales finas en ambos vanos de cortante. La flecha residual de este ensayo fue 13 mm ($L/123$). Pese a que los mecanismos de fallo fueron diferentes, las curvas de reacciones-flecha CDV de ambos ensayos de impacto, Figura 3.29 (d), fueron muy similares en su fase inicial, mostrando una forma triangular seguida por una fase secundaria post-pico con varias oscilaciones. Comparando con las vigas de HC (serie A) esta fase secundaria fue más significativa. Los valores promedio de DIF fueron 2.8 y 1.0 para la resistencia pico y la energía absorbida, respectivamente.

Solamente se pudo realizar un solo ensayo de impacto con una mayor dosificación en fibras, de la serie F ($\nu_f = 1.0\%$). El modo de fallo de esta viga estuvo gobernado por la aparición de varias fisuras de flexión en el CDV y un daño extensivo en la cara de compresión. Ambos ensayos, de impacto y cuasi-estático, presentaron un patrón de fisuración muy similar. Unas pocas fisuras finas se formaron en los vanos de cortante, sin llegar a progresar completamente. La flecha residual en el centro de vano fue 11 mm ($L/145$). No se observó un aumento de resistencia respecto a los ensayos con menor dosificación en fibras de la serie B. La curva de comportamiento suma reacciones-flecha CDV, Figura 3.29 (e), consistió asimismo en dos fases. Los valores de DIF fueron 2.8 y 1.2 para la resistencia pico y la energía absorbida, respectivamente.

Vigas con fibras rectas (series D y G): La adición de fibras rectas ha favorecido el comportamiento dúctil de las vigas sometidas a impacto, presentado todas un modo de fallo por flexión. Las curvas de comportamiento, suma de reacciones-flecha en CDV, mostradas en la Figuras 3.29 (f) y (g), están compuestas por dos fases. Los valores más altos de resistencia pico (P_{max}) se han observado en estas series, comparándolas con las mezclas con dosificaciones homólogas. En términos de energía absorbida ($E_{abs,c}$) la serie D mostró un valor promedio alto comparado con las series con la misma dosificación en fibras ($\nu_f = 0.5\%$). Las vigas presentaron fisuras diagonales finas en uno o en ambos vanos de cortante, tal como se muestra en las Figuras 3.23 y 3.24. Sin embargo, el modo de fallo ha estado gobernado por una o dos fisuras verticales en la zona del CDV, acompañadas por muchas fisuras delgadas. Las vigas de la serie G, pese a presentar un patrón de fisuración muy similar destacaron por el gran número de fisuras de flexión en el CDV. Las vigas con una dosificación en fibras $\nu_f = 0.5\%$ (serie D) presentaron una flecha residual de 11 mm ($L/145$). Las vigas con $\nu_f = 1.0\%$ (serie G) presentaron una flecha residual de 11 mm ($L/145$) y 9 mm ($L/178$) en la G-STR-IMP-200-175-A y G-STR-IMP-200-175-B, respectivamente.

El DIF promedio de la resistencia pico fue 3.1 y 3.3 para las series D y G, respectivamente. Respecto a la energía, su DIF promedio fue 1.3 en ambos casos, siendo ligeramente menor en la serie con más fibras. La fisuración profusa en el CDV puede que haya sido la responsable de la gran capacidad que han mostrado estas vigas tanto en términos resistentes como energéticos.

El análisis detallado de los resultados experimentales se lleva a cabo en el Capítulo 6, en el que se estudian los mecanismos resistentes de una viga de SFRC sometida a impacto.

Capacidad estática residual de las vigas ensayadas a impacto

Entre las vigas ensayadas a impacto se han observado fallos frágiles por cortante y otras vigas que muestran un fallo por flexión. Estas últimas pueden que sigan teniendo cierta capacidad resistente residual. De antemano no resulta sencillo determinar si su capacidad post-impacto residual es considerable. Según el criterio expuesto por Kishi et al. (2002b), se considera que el colapso a flexión frente a impacto ocurre cuando la flecha residual supera el 1.1 % de L (o $L/90$). De acuerdo con este criterio ninguna de las vigas con fallo dúctil bajo impacto colapsó totalmente, al no superarse el límite de la flecha residual, es decir 17.6 mm. Para constatar la resistencia post-impacto de estas vigas se han llevado a cabo unos ensayos cuasi-estáticos hasta el agotamiento. Los resultados de estos ensayos se muestran en la Figura 3.30 junto al ensayo cuasi-estático de la viga complementaria no dañada. Asimismo, se presenta un resumen de los resultados en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8: Resumen de los resultados de los ensayos cuasi-estáticos post-impacto.

Ensayo	Resistencia pico post-impacto (kN)	Flecha residual inicial (mm)	Flecha máxima alcanzada (mm)	Absorción energía (kN × m)
B-STR-IMP-200-175-A	118	10	51	4.15
C-STR-IMP-200-175-B	117	13	50	3.70
D-STR-IMP-200-175-A	118	11	38	1.80
D-STR-IMP-200-175-B	128	12	29	1.16
E-STR-IMP-200-175-A	106	9	29	1.28
E-STR-IMP-200-175-B	122	10	47	3.87
F-STR-IMP-200-175	140	11	52	4.88
G-STR-IMP-200-175-A	137	11	43	2.98
G-STR-IMP-200-175-B	136	9	45	4.12

En general, se advierte que el modo de fallo cuasi-estático, de las vigas no dañadas, no corresponde siempre con el observado en los ensayos de resistencia residual post-impacto. Solamente las vigas de las series D y F (fibras rectas $\nu_f = 0.5\%$ y fibras con anclaje $\nu_f = 1.0\%$) mostraron un comportamiento casi idéntico en ambos ensayos. Las series E y G (fibras prismáticas y fibras rectas con $\nu_f = 1.0\%$) solamente mostraron un comportamiento similar al cuasi-estático en uno de los dos ensayos post-impacto ejecutados. En la serie E, la viga E-STR-IMP-200-175-B mostró un comportamiento sorprendentemente más dúctil que el cuasi-estático. En el caso de la viga G-STR-IMP-200-175-A se observó una rotura por cortante tras alcanzar una deformación en CDV de más de 10 mm. De las series mencionadas, solamente las vigas de la serie E presentaron una resistencia pico post-impacto

Figura 3.30: Diagramas de comportamiento de los ensayos post-impacto.

apreciablemente menor que la cuasi-estática, del mismo modo que las vigas de las series B y C. Sin embargo, estas últimas vigas mostraron una capacidad notable de absorción de energía respecto a las cuasi-estáticas al mostrar un comportamiento muy dúctil alcanzando flechas totales en CDV de 50 mm. Una razón que explique las divergencias en el comportamiento entre ambos tipos de ensayos puede ser la influencia de las fisuras originadas durante el impacto. La existencia de estas puede modificar los mecanismos resistentes.

Es destacable que en gran parte de los ensayos post-impacto se observó un comportamiento pseudo-dúctil, mostrando todos una capacidad de absorción de energía nada despreciable y una resistencia pico considerable, entre el 75 y 110 % de la cuasi-estática.

Zanuy & Ulzurrun (2019) publicaron el análisis detallado de estos ensayos residuales. En dicho estudio, se propuso, además, un modelo sencillo que valora la capacidad resistente residual de una viga tras ser sometida a impacto.

Capítulo 4

Parte teórica

4.1. Introducción

Los resultados experimentales presentados en el Capítulo 3 prueban que la adición de fibras de acero al hormigón estructural mejora su capacidad de absorción de energía bajo cargas de impacto, reduciendo su sensibilidad a presentar un fallo frágil. Desde un punto de vista teórico es sencillo comprender el incremento en la capacidad resistente mediante la adición de fibras revisando la literatura presentada en el Capítulo 2. Sin embargo, los modelos teóricos estudiados ni siquiera permiten valorar analíticamente el tipo de respuesta, frágil o dúctil, de una viga de hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC) sometida a cierta carga impulsiva. En consecuencia, es necesario el desarrollo de un modelo global amplio que permita sentar las bases para evaluar la capacidad resistente de una viga de SFRC sometida a impacto.

En el presente Capítulo se plantean distintos modelos que en su conjunto permiten estudiar el comportamiento de las vigas SFRC bajo condiciones dinámicas, Figura 4.1. Los modelos estudiados se pueden dividir en dos grupos, el modelo de material y los modelos estructurales. El primero analiza el comportamiento a tracción del SFRC en régimen dinámico, mientras que los modelos estructurales utilizan los resultados del modelo de material para analizar la respuesta de las vigas de SFRC. Con estos modelos se pretende dar una justificación física a los resultados obtenidos experimentalmente, Capítulo 3.

El modelo de material, que comprende desde el estudio de arrancamiento de una sola fibra hasta la caracterización mecánica del SFRC a nivel seccional, se describe en el Apartado 4.2. En este modelo se tendrá en cuenta la influencia de la velocidad de deformación en los mecanismos resistentes. Posteriormente, se describirán los diferentes modelos estructurales empleados en el Apartado 4.3. Entre los modelos estructurales empleados se pueden distinguir dos tipos, modelos de comportamiento y resistentes.

Esquema de los modelos

Figura 4.1: Esquema de los modelos desarrollados

En conjunto, estos modelos y la interacción entre ellos permitirán discutir las causas del tipo de fallo observado en las vigas de SFRC estudiada experimentalmente bajo cargas de impacto. Por último, en el Apartado 4.4 se presenta, a modo de conclusión del Capítulo, cómo la interacción entre todos los modelos presentados describe un modelo global, que sirve como base para desarrollar futuros modelos resistentes para estructuras de SFRC sometidas a impacto.

Las capacidades de estos modelos teóricos a nivel material y estructural se presentarán y analizarán en los Capítulos 5 y Capítulos 6. En estos se contrastarán los modelos con los resultados experimentales, presentados en el Capítulo 3, para su validación.

4.2. Modelo para el estudio del comportamiento a tracción del SFRC en régimen dinámico

A lo largo de este Apartado se define un modelo que permite estimar las características mecánicas a tracción de diferentes tipos de SFRC y su sensibilidad a la velocidad de deformación. Una fase preliminar del modelo es el presentado en el estudio de Zanuy et al. (2016a). Este modelo preliminar parte del estudio del arrancamiento (*pull-out*) de una sola fibra de la matriz de hormigón con diferentes inclinaciones, modificando el modelo cuasi-estático de Zhan & Meschke (2014). Teniendo en cuenta los estudios de Laranjeira (2010) y de Dupont & Vandewalle (2005) sobre la orientación y distribución de las fibras en una sección dada y considerando la colaboración de la matriz, se puede caracterizar el SFRC estudiado en términos de tensión-abertura de fisura. Los efectos dinámicos se incluyen en el

modelo imponiendo a cada mecanismo movilizado el DIF correspondiente a la velocidad de deformación considerada.

El modelo de material del SFRC a tracción en régimen dinámico, presentado en esta Tesis Doctoral, tiene en cuenta aspectos adicionales a los descritos. Entre ellos el aspecto más relevante es la consideración de que la longitud de arrancamiento de las fibras es arbitraria, lo que influye directamente a su capacidad de absorción de energía. En los siguientes Subapartados se describe progresivamente el modelo. La descripción comienza en el Subapartado 4.2.1, partiendo del concepto más sencillo, el arrancamiento de una sola fibra de acero, considerando una configuración genérica. Se prosigue en el Subapartado 4.2.2, integrando la acción conjunta de las fibras con diferentes inclinaciones y longitudes embebidas en la matriz. Por último, en el Subapartado 4.2.3, se describe cómo se incluyen los efectos de la velocidad de deformación en el modelo, caracterizando así el comportamiento del SFRC en el rango dinámico.

Se busca disponer de un modelo mecánico que proporcione un entendimiento, con base física, de la sensibilidad del SFRC a la velocidad de deformación. En este modelo se conjugarán analíticamente los factores que determinan el comportamiento a tracción del SFRC, incluyendo la influencia de la velocidad de carga en cada uno de los mecanismos resistentes.

4.2.1. Estudio de arrancamiento de una fibra de acero

La interacción de entre las fibras y la matriz del hormigón presenta componentes mecánicas y químicas, siendo estas últimas despreciables en las fibras de acero. La disposición y el tipo de fibra determinan los factores mecánicos que participan en esta interacción. Un factor presente en el arrancamiento de cualquier fibra es la adherencia, la cual es determinante en la interacción entre la matriz y una fibra recta alineada con la dirección del arrancamiento.

Por lo general, las fibras en una sección de SFRC están dispuestas aleatoriamente, presentando cierta inclinación respecto a la dirección de arrancamiento. Dicha inclinación moviliza otros mecanismos, como la fricción lateral de matriz sobre la fibra, el desprendimiento del hormigón o la flexión de la fibra, llegando incluso a formarse rótulas plásticas. Dichos mecanismos pueden ser más efectivos que la adherencia en su contribución a la resistencia al arrancamiento.

El comportamiento de los mecanismos resistentes nombrados está determinado por la longitud de anclaje de la fibra arrancada. Las fibras atraviesan la fisura por un punto, denominado punto de arrancamiento, quedando divididas en dos segmentos. De estos segmentos, uno queda fijo en la matriz mientras que el otro es el arrancado. A igualdad de condiciones, el segmento de menor longitud presenta una resistencia al arrancamiento inferior al otro, siendo el crítico. La longitud del segmento corto se considera como la longitud de anclaje

(l_a), siendo el cociente entre esta longitud y la total de la fibra el coeficiente de anclaje, definido en la expresión 4.1.

$$\rho_f = l_a/l_f \leq 0.5 \quad (4.1)$$

Adicionalmente, algunos tipos de fibras incorporan detalles específicos que mejoran el anclaje y pueden ser más eficaces que la adherencia. Entre los detalles empleados por la industria destacan las fibras con extremos aplanados, ganchos, muescas, ondulaciones o espirales. En concreto las fibras con ganchos en los extremos, comúnmente llamadas fibras con anclajes, o *hooked-end fibers* en inglés, están entre las fibras de uso más extendido, Breitenbücher et al. (2014). Las fibras con este detalle, que han sido empleadas en el Capítulo Experimental de la presente Tesis Doctoral, forman parte del estudio de arrancamiento presentado.

En definitiva, a lo largo de este Subapartado se definirá el comportamiento en arrancamiento de forma individualizada para una sola fibra con distintas configuraciones, recta alineada, recta inclinada o con anclaje.

Fibra recta alineada en dirección de la tracción

El comportamiento de las fibras rectas alineadas con la dirección de la tracción durante el arrancamiento está dominado por las fuerzas de adherencia que se desarrollan entre la matriz y la fibra. Existen diversas formulaciones que definen el diagrama de adherencia-deslizamiento, como el exponencial de Zhan & Meschke (2014) o el trilineal definido por Naaman et al. (1991). Sin embargo, formulaciones más concisas, como la bilineal, pueden resultar muy efectivas definiendo la interacción adherencia-deslizamiento de la fibra respecto a la matriz.

Figura 4.2: Arrancamiento de una fibra recta alineada: (a) geometría; (b) esquema del comportamiento una vez alcanzada la adherencia pico al arrancamiento $\tau_{b,max}$.

El comportamiento adoptado está caracterizado por una primera fase elástica en la que se produce un desplazamiento de la fibra debido a la deformación elástica de la matriz (s_{el}). Una vez se alcanzada la adherencia pico la fibra comienza a deslizarse respecto a la matriz, produciéndose un deslizamiento s , que tiene una componente elástica, $s_{el} = \tau_{b,max}/K_b$, y

otra plástica, s_{pl} , tal como se muestra en la Figura 4.2 (b). La formulación empleada para caracterizar este comportamiento con una ley adherencia-deslizamiento se muestra en la expresión 4.2.

$$\tau_b = \begin{cases} s K_b & s \leq \tau_{b,max}/K_b \\ \tau_{b,max} & s > \tau_{b,max}/K_b \end{cases} \quad (4.2)$$

En esta expresión K_b es la rigidez relativa a la adherencia de una fibra en la matriz frente a adherencia y $\tau_{b,max}$ la adherencia pico. La rigidez ha sido definida basándose en resultados experimentales de arrancamiento de fibras aisladas embebidas en un cilindro de hormigón. La formulación escogida en este caso es la definida por Pfyl (2003), mostrada en la expresión 4.3, siendo G_c el módulo de deformación transversal del hormigón, d_f el diámetro de la fibra y D_c el diámetro del cilindro de hormigón equivalente que embebe a una sola fibra, tal como se muestra en la Figura 4.2 (a). Este último parámetro fue introducido por Budiansky et al. (1986), el cual se define en secciones de FRC como se muestra en la expresión 4.4, donde ν_f es la fracción volumétrica de fibras en la sección de SFRC.

$$K_b = \frac{2G_c}{d_f \ln(D_c/d_f)} \quad (4.3)$$

$$D_c = d_f / \sqrt{\nu_f} \quad (4.4)$$

Por su parte, la adherencia pico $\tau_{b,max}$ ha sido definida con diferentes formulaciones, en función de distintos parámetros que definen la calidad de la matriz. El estudio de Zanuy et al. (2016a) sugiere dos formulaciones para definir $\tau_{b,max}$, las propuestas por Pfyl (2003) y Voo & Foster (2003), las cuales son proporcionales a la resistencia a tracción y a la raíz de la resistencia a compresión, respectivamente, expresión 4.5, definidas en MPa, y siendo el coeficiente $\gamma_b = 0.67$ y 0.40 , respectivamente. En el Subapartado 5.4.4, del Capítulo correspondiente al Análisis de los resultados se estudiará por contrastación experimental qué formulación es más adecuada para representar el comportamiento dinámico del SFRC, definiendo el valor de γ_b para cada una.

$$\begin{aligned} \tau_{b,max} &= \gamma_b f_{ct} && \text{Pfyl (2003)} \\ \tau_{b,max} &= \gamma_b f_c^{0.5} && \text{Voo \& Foster (2003)} \end{aligned} \quad (4.5)$$

La ley adherencia-deslizamiento descrita desestima la influencia de las deformaciones locales en la fibra debido a su corta longitud, suponiendo así una distribución uniforme de las

tensiones de adherencia a lo largo de la longitud de la fibra embebida en la matriz (l_a). Siendo así, la tracción durante el arrancamiento es la definida en la expresión 4.6.

$$T_f = \begin{cases} \pi d_f s K_b (l_a - s) & s \leq \tau_{b,max}/K_b \\ \pi d_f \tau_{b,max} (l_a - s) & s > \tau_{b,max}/K_b \end{cases} \quad (4.6)$$

Si para algún valor de s la tracción de arrancamiento (T_f) produce unas tensiones mayores, o iguales, al límite elástico del acero de la fibra (f_{yf}) en toda su área (A_f), se considerará que se alcanza la resistencia pico de la fibra ($T_{f,u}$), definida en la expresión 4.7, rompiendo antes de que se complete el arrancamiento. Por lo general, la esbeltez l_f/d_f de las fibras se define de forma que se evita este tipo de fallo en condiciones estáticas.

$$T_{f,u} = A_f f_{yf} \quad (4.7)$$

Fibra recta inclinada

El comportamiento en arrancamiento de las fibras rectas inclinadas ha sido estudiado experimentalmente por diversos autores, como Naaman & Shah (1976) y Leung & Shapiro (1999), observando que, con inclinaciones tendidas, la fibra aumenta su capacidad de absorción de energía e incluso la resistencia pico al arrancamiento, aunque esta última en menor medida. Esta configuración implica mecanismos resistentes adicionales a los que se manifiestan en una fibra recta alineada, debido a que la inclinación de la fibra produce fuerzas transversales sobre la matriz, produciendo el desprendimiento de parte de la matriz junto al punto de arrancamiento, entre otros efectos. Existen diversos modelos de fibra que consideran los efectos de estas fuerzas en la interacción matriz-fibra, destacando entre las propuestas recientes la de Fantilli & Vallini (2007), Laranjeira et al. (2010) y Zhan & Meschke (2014).

El modelo propuesto, esquematizado en la Figura 4.3, caracteriza el comportamiento en arrancamiento de una fibra inclinada θ respecto a la dirección de abertura de fisura, y con una longitud de anclaje l_a . Partiendo de estos datos junto con las características de la fibra y matriz, se propone un modelo iterativo que permite estimar la fuerza de arrancamiento T_f para una determinada abertura de fisura w_c .

De un modo similar a los modelos mencionados anteriormente, se parte de la fibra arrancada en dos segmentos, uno embebido en la matriz (BC) y otro que atraviesa la fisura, coaccionado en ambos extremos (BB'), tal como se observa en la Figura 4.3. En concreto, se ha tomado el modelo de Zhan & Meschke (2014) como referencia. La definición detallada del modelo empleado se muestra en los siguientes párrafos, tratando individualmente cada una de las partes en las que se divide el modelo, los dos tramos de la fibra, el desprendimiento de la matriz y la interacción entre estos para obtener iterativamente la fuerza de arrancamiento.

Figura 4.3: Esquema arrancamiento de una fibra recta inclinada: (a) geometría de una fibra que atraviesa una fisura de apertura w_c ; (b) detalle de la fibra entre caras de la fisura; (c) detalle de la fibra embebida en la matriz.

Segmento BB': El segmento BB', mostrado en la Figura 4.3 (b), atraviesa la fisura con una inclinación φ , coaccionado rígidamente en ambos extremos. Su longitud viene determinada por la abertura de fisura (w_c) y la profundidad del hormigón desprendido en el borde de la fisura (S_c). Por su parte, la inclinación φ se determina de acuerdo a la expresión 4.8.

$$\varphi = \arctan \left(\frac{2S_c \tan \theta}{2S_c + w_c} \right) \quad (4.8)$$

Considerando la antisimetría del segmento BB', se puede simplificar su análisis considerando que el tramo AB trabaja como un voladizo de longitud L_{AB} sujeto a una rotación impuesta ψ , ambas definidas en las expresiones 4.9 y 4.10, respectivamente.

$$L_{AB} = \frac{2S_c + w_c}{2 \cos \varphi} \quad (4.9)$$

$$\psi = \theta - \varphi \quad (4.10)$$

Definida la geometría del tramo AB, es posible definir las fuerzas actuantes, mostradas en la Figura 4.3 (b). Teniendo en cuenta el comportamiento elasto-plástico del acero se puede obtener la fuerza transversal v_A actuante en el extremo A en función de la rotación ψ , tal como se describe detalladamente en el Apéndice B. Por su parte la fuerza t_A , con inclinación

φ , viene determinada a partir de la fuerza transversal v_A y por la componente horizontal de la fuerza de arrancamiento de la fibra T_f . Conocidas las fuerzas en el extremo A, se pueden obtener sus resultantes en el extremo B, t_B , v_B y m_B , expresión 4.11, las cuales están relacionadas, a su vez, con el comportamiento del segmento BC, descrito después de la siguiente expresión.

$$\begin{aligned} t_A &= (T_f - v_A \sin \varphi) / \cos \varphi & m_B &= v_A L_{AB} \\ t_B &= t_A \cos \psi - v_A \sin \psi & v_B &= t_A \sin \psi + v_A \cos \psi \end{aligned} \quad (4.11)$$

Segmento BC: El anclaje de la parte de la fibra que se mantiene embebida en la matriz está determinado por las tensiones tangenciales que se desarrollan en la superficie de contacto entre la fibra y la matriz a lo largo de longitud L_{BC} , definida en la expresión 4.12, tal como se representa en la Figura 4.3 (c).

$$L_{BC} = l_a - 2L_{AB} + \frac{S_c}{\cos \theta} \quad (4.12)$$

Las tensiones tangenciales (τ) se pueden dividir en las que se deben a la fricción (τ_f) y las correspondientes a la adherencia (τ'_b). Cada una está determinada por unos factores diferentes, sin embargo, ambas tensiones están limitadas por los daños locales producidos por las tensiones normales (σ_c) en el contacto fibra-matriz. Estos daños locales se han caracterizado mediante un factor de daño en la matriz (η_m), que queda definido en la expresión 4.13, donde se considera que la resistencia de la matriz es la resistencia del hormigón confinada (f_{cc}).

$$\eta_m(\xi) = \frac{\sigma_c(\xi)}{f_{cc}} \quad (4.13)$$

Las tensiones tangenciales de fricción dependen de la interacción fibra-matriz. Esta interacción se modela como una viga continua sobre un lecho elástico, siendo las condiciones de contorno en el extremo B las correspondientes a las fuerzas actuantes, v_B y m_B , y en el extremo C sin coacciones externas. En el Apéndice B se define la metodología de obtención de las deformaciones de la fibra $\delta_f(\xi)$ y de presiones en el contacto fibra-matriz $\sigma_c(\xi)$, a lo largo del tramo L_{BC} . La solución propuesta para la deformación de la fibra embebida δ_f tiene un perfil oscilante y exponencialmente decreciente conforme aumenta la distancia al punto B (ξ).

Por lo cual, se producen concentraciones de tensiones a lo largo de L_{BC} , especialmente junto al punto de salida, tal como se observa en la Figura 4.3 (c), produciendo daños locales en el interior de la matriz, aparte de un desprendimiento de esta en el punto de salida. Por esto, las tensiones σ_c se limitan en las zonas donde se producen estos daños en la matriz, es decir donde el factor de daño η_m es mayor que la unidad. La tensión normal fibra-matriz

reducida por los daños locales (σ'_c) se define según la expresión 4.14, en la que se presenta una fórmula empírica similar a la propuesta por Zhan & Meschke (2014), pero en la que se limita la tensión máxima a la resistencia del hormigón confinado (f_{cc}).

$$\sigma'_c(\xi) = \begin{cases} \sigma_c(\xi) & \eta_m(\xi) \leq 1 \\ f_{cc}(\ln^2 \eta_m(\xi) + 1) & \eta_m(\xi) > 1 \end{cases} \neq f_{cc} \quad (4.14)$$

De este modo las fuerzas de fricción resultantes (τ_f) se definen como proporcionales a σ'_c , tal como se muestra en la expresión 4.15. El coeficiente de rozamiento considerado μ' , el cual incluye el daño en el contacto fibra-matriz mediante un coeficiente de reducción, definido expresión 4.16.

$$\tau_f(\xi) = \mu' \sigma'_c(\xi) \quad (4.15)$$

$$\mu' = \begin{cases} (1 - \eta_m/2) \mu & \eta_m(\xi) \leq 1 \\ \mu/2 & \eta_m(\xi) > 1 \end{cases} \quad (4.16)$$

Por su parte, las tensiones de adherencia (τ'_b) se definen de un modo similar al descrito para una fibra recta alineada. En este caso también se considera conveniente reducir la adherencia en función del factor de daño en la matriz (η_m) según la expresión 4.17, análoga a la expresión anterior 4.16.

$$\tau'_b = \begin{cases} (1 - \eta_m/2) \tau_b & \eta_m(\xi) \leq 1 \\ \tau_b/2 & \eta_m(\xi) > 1 \end{cases} \quad (4.17)$$

El valor de τ_b se obtiene según se ha definido anteriormente, en la expresión 4.2, pero en la que el deslizamiento (s) está definido según la expresión 4.18.

$$s = l_a - L_{BC} - S_c / \cos \theta \quad (4.18)$$

Por último, se puede obtener el esfuerzo axil resultante en el punto B ($t_{B,\tau}$) integrando las tensiones tangenciales (τ) que se desarrollan entre la fibra y la matriz, expresión 4.19.

$$t_{B,\tau} = \pi d_f \int_0^{L_{BC}} [\tau_f(\xi) + \tau'_b(\xi)] d\xi \quad (4.19)$$

La resultante obtenida $t_{B,\tau}$ debe ser igual a t_B para que haya equilibrio. Sin embargo, debido a que ambos dependen del valor de T_f , escogido de antemano, probablemente no se cumpla

esta igualdad. Por lo cual, es necesario plantear un algoritmo de convergencia. La definición de este se detalla tras la descripción del cálculo de la profundidad de desprendimiento de la matriz, descrito a continuación.

Desprendimiento de la matriz: La concentración de tensiones junto al orificio de salida (punto B) de la fibra, descrita anteriormente y mostrada en la Figura 4.3 (c), es la causante del desprendimiento que se produce en el hormigón circundante al punto de salida de la fibra. La geometría simplificada de dicho desprendimiento está descrita gráficamente en la Figura 4.4, siendo un volumen con caras concurrentes en un vértice, que se caracteriza por su profundidad (S_c) e inclinación de la fibra (θ). El volumen adoptado tiene una base que combina un semicírculo y un triángulo, mientras que el vértice está situado en el orificio de salida de la fibra, formando medio cono adyacente a una pirámide, de base triangular. La arista superior del volumen piramidal es coincidente con el surco que deja la fibra en la matriz.

Figura 4.4: Detalle del desprendimiento de la matriz en torno al punto de salida de la fibra: (a) vista general de un desprendimiento de profundidad S_c ; (b) alzado y perfil del desprendimiento para aberturas de fisura crecientes ($w_c > w'_c$).

El valor del parámetro S_c no se conoce de antemano siendo necesaria una estimación previa. El criterio que se ha adoptado para determinar si la profundidad del desprendimiento adoptada es correcta consiste en comprobar que la resistencia al desprendimiento es mayor o igual a la sollicitación transversal, expresión 4.20. La sollicitación, producida por la concentración de tensiones junto a punto B, equivale a v_B . Por su parte, la resistencia equivale a la capacidad de la superficie lateral de la lámina de matriz desprendida (A_{Sc}) trabajando en su límite en tracción.

$$v_B \leq f_{ct} A_{Sc} \quad (4.20)$$

En el cálculo del área lateral de la lámina (A_{Sc}) se ha asumido que el desprendimiento es un daño acumulativo, Fantilli & Vallini (2007), por lo cual, este solamente se considera el área

adicional que se desprende al aumentar S_c . Al incrementarse dicha profundidad se segrega de la matriz una lámina que cubre toda la superficie lateral del medio cono ($A_{S_c,1}$) y parte de la superficie de la pirámide ($A_{S_c,2}$), en la zona adyacente al cono. El área lateral desprendida, partiendo de una profundidad S'_c y alcanzando S_c , se define en la expresión 4.21.

$$A_{S_c} = A_{S_c,1} + A_{S_c,2} = S_c^2 \frac{\pi \cos \theta}{2 \sin^2 \theta} + (S_c^2 - S'^2_c) \frac{\sqrt{1 - \cos^2 \theta \sin^2 \theta}}{\cos \theta \sin \theta} \quad (4.21)$$

Como se ha visto en las expresiones 4.8, 4.9 y 4.12, el parámetro S_c es determina la geometría de la fibra durante el arrancamiento, y, por ende, la mecánica del modelo. Sin embargo, S_c está a su vez determinado por la fuerza transversal actuante en B. Por esto, su valor, junto con el de T_f , debe obtenerse según un proceso iterativo de resolución que se detalla a continuación.

Proceso iterativo de resolución: El estudio del arrancamiento de una fibra determinada, con una longitud de anclaje l_a e inclinación θ dadas, se realizará partiendo de una abertura de fisura nula ($w_c = 0$ mm). Imponiendo diferentes valores de w_c , crecientes, hasta que la longitud de la fibra embebida (L_{BC}) sea nula. Así se obtendrá la ley fuerza de arrancamiento-abertura de fisura (T_f-w_c). En los siguientes puntos se sintetiza el proceso iterativo de resolución de con el que se obtendrá la fuerza de arrancamiento de una fibra (T_f) para aberturas de fisura (w_c) crecientes.

- Se comienza imponiendo un primer valor para w_c , correspondiente una abertura de fisura pequeña, para la cual se determinan los parámetros geométricos definidos mediante las expresiones 4.8, 4.9, 4.10 y 4.12. Se estima un valor inicial para la profundidad del desprendimiento ($S_{c,0}$), definiendo así completamente la geometría del modelo.
- Tras la definición geométrica, se propone un valor inicial para la fuerza de arrancamiento ($T_{f,0}$), a partir de cual se obtendrá su valor mediante tanteos. Simplificadamente se supondrá que es equivalente a la proyección de la fuerza correspondiente la adherencia máxima desarrollándose a lo largo de L_{BC} , obtenida mediante la expresión 4.22.

$$T_{f,0} = \pi d_f \tau_{b,max} L_{BC} \cos \psi \cos \varphi \quad (4.22)$$

La fuerza estimada en la fibra junto con la fuerza transversal en el punto A (v_A), obtenida considerando la deformación plástica del segmento BB', según el Apéndice B.1, permiten determinar las resultantes de estas en el punto B, con las ecuaciones mostradas en la expresión 4.11.

- Conocidas las fuerzas actuantes en el punto B, es posible determinar, la deformación de la fibra embebida y las fuerzas de fricción correspondientes según el procedimiento

expuesto en el Apéndice B.2. La resultante de las tensiones de fricción junto a con las tensiones de adherencia, expresión 4.18, toma el valor de $t_{B,\tau}$, a partir del cual se puede expresar el error correspondiente al valor de la fuerza de arrancamiento propuesto, expresión 4.23, donde $T_{f,i}$ es la fuerza de arrancamiento para un paso de iteración genérico i .

$$Error, T_{f,i} = |t_{B,\tau} - t_B| \frac{2T_{f,i}}{t_{B,\tau} + t_B} \quad (4.23)$$

El error de la profundidad de desprendimiento estimada se obtiene según la expresión 4.24, siendo $S_{c,i}$ el valor propuesto para la profundidad de desprendimiento en ese mismo paso de iteración i . Cabe enfatizarse que en esta expresión se ha impuesto que el error no puede ser nulo si S_c es menor que S'_c . Con esta condición se impone que el desprendimiento sea un daño acumulativo.

$$Error, S_{c,i} = \begin{cases} |S_{c,i} - S_{cB,i}| & S_{cB,i} > S'_c \\ S'_c - S_c & S_{cB,i} \leq S'_c \end{cases} \quad (4.24)$$

Por su parte, $S_{cB,i}$ es la profundidad de desprendimiento requerida para la fuerza transversal obtenida en B (v_B). Esta fuerza determina el área lateral mínima de desprendimiento ($A_{S_{c,i}}$), despejando A_{S_c} en la expresión 4.20. Conociendo esta área y teniendo en cuenta la profundidad de desprendimiento preexistente S'_c , se obtiene el desprendimiento requerido ($S_{cB,i}$) despejando S_c de la expresión 4.21.

- Si ambos errores, expresiones 4.23 y 4.24, son mayores al error tolerable, se continúa el proceso iterativo, variando el valor de los parámetros escogidos, $S_{c,i}$ y $T_{f,i}$, según la expresión 4.25. En caso contrario, se prosigue definiendo el arrancamiento de la fibra para valores de w_c mayores hasta que la longitud de fibra embebida en la matriz sea nula ($L_{BC} = 0$).

$$\begin{aligned} S_{c,i+1} &= (S_{c,i} + S_{cB,i})/2 \\ T_{f,i+1} &= T_{f,i} + Error, T_{f,i} \end{aligned} \quad (4.25)$$

- Por último, si durante la obtención la ley de arrancamiento de la fibra inclinada ($T_f - w_c$) se obtiene un valor de la fuerza de arrancamiento T_f mayor que la resistencia de la fibra $T_{f,u}$, definida en la expresión 4.7, se considerará que la fibra rompe, siendo el valor de T_f nulo a partir de esa abertura de fisura w_c .

Este método iterativo de resolución se ha automatizado con el lenguaje de programación Visual Basic, Vick & Microsoft (2005).

Arrancamiento de fibras con anclaje

Las fibras con anclaje estudiadas, presentadas en el Subapartado 3.3.1, tienen un gancho en cada uno de sus extremos, que le confieren un aspecto de omega (Ω). La geometría de estas, que se caracteriza en la Figura 4.5, está compuesta por dos tramos rectos y dos curvos dispuestos alternadamente, unidos al resto de la fibra por uno de los tramos curvos. La longitud $l_{g,1}$ es la del tramo recto en el extremo y $l_{g,2}$ la del tramo recto entre los tramos curvos, los cuales tienen un recorrido angular α_g con un radio ρ_g .

Figura 4.5: Esquema de la geometría del gancho de una fibra con anclajes.

El anclaje adicional que proporciona este elemento T_{ancl} , ha sido estudiado experimentalmente durante años, siendo el estudio de Naaman & Najm (1991) un precursor de este tipo de ensayos. A partir de los resultados experimentales existentes se han propuesto modelos semi-empíricos para definir su comportamiento, Laranjeira (2010) y Soetens et al. (2013). En general se entiende que el anclaje adicional que proporciona a las fibras se debe a la resistencia del anclaje a enderezarse. Este ha de deformarse plásticamente para poder deslizarse a través del túnel curvo que deja en la matriz. Las deformaciones impuestas generan unas fuerzas de contacto con la matriz que aumentan la capacidad de anclaje gracias al rozamiento. Cabe considerar que las fuerzas de contacto pueden causar daños locales en la matriz.

El modelo de fibra presentado por Zhan (2016), que considera todos estos factores, ha sido adoptado como el estudio de referencia para caracterizar la colaboración del anclaje en arrancamiento. El modelo define el comportamiento del anclaje, al atravesar los diferentes

tramos de la hendidura que deja en la matriz, mediante un diagrama multilineal en términos de fuerza-deslizamiento. Los puntos característicos de este diagrama corresponden a los estados que experimenta el anclaje cuando su extremo traspasa el límite entre tramos, tal como se describe detalladamente en el estudio de referencia, Zhan (2016). Como modificación de este modelo, se ha propuesto que es razonable considerar que la matriz se encuentra confinada frente al empuje del anclaje, incrementando así la resistencia del hormigón en el contacto fibra-matriz. Adicionalmente, se ha incorporado un coeficiente de daño (γ_g) con el que se disminuye la fuerza de anclaje en los casos en los que el desprendimiento (de profundidad S_c) alcanza la zona del túnel que deja el gancho en la matriz, descrito en el Apéndice B.3.1.

El arrancamiento de una fibra con anclaje se define de un modo similar al descrito anteriormente para fibras individuales alineadas o inclinadas, en las que se tiene en cuenta la colaboración adicional del anclaje (T_{ancl}), cuyo proceso de obtención se define en el Apéndice B. Para este tipo de fibras la longitud de anclaje (l_a) se considera como si la fibra estuviera completamente enderezada, incrementándose esta longitud de acuerdo con la expresión 4.26.

$$l_a = l_{a,g} + l_g - l_{g,h} \quad (4.26)$$

Donde $l_{a,g} = \rho_f l_f$ es la longitud, proyectada según el eje de la fibra, desde el punto de arrancamiento al extremo más próximo de la fibra, previamente a su arrancamiento. Por su parte, l_g es la longitud del gancho y $l_{g,h}$ es esta misma longitud proyectada según el eje de la fibra antes del arrancamiento, definidas ambas en la expresión 4.27 y en la Figura 4.5.

$$\begin{aligned} l_g &= l_{g,1} + l_{g,2} + 2\rho_g \alpha_g \\ l_{g,h} &= l_{g,1} + l_{g,2} \cos \alpha_g + 2\rho_g \sin \alpha_g \end{aligned} \quad (4.27)$$

Además de incrementar la longitud de la fibra se han de tener en cuenta otras consideraciones al incluir en la colaboración del anclaje en el modelo descrito previamente, los cuales se describen a continuación.

- En el caso de las fibras alineadas solamente es necesario modificar la expresión 4.6, incorporando la colaboración adicional del anclaje (T_{ancl}).
- En el caso de las fibras inclinadas es necesario incluir la colaboración del anclaje (T_{ancl}) en las expresiones 4.19 y 4.22, en función del deslizamiento (s) descrito en la expresión 4.18.

- Se observará si el desprendimiento de la matriz produce daños en el túnel que deja el gancho, si $S_c / \cos \theta > l_{a,g} - l_{g,h}$. En caso afirmativo se reducirá la fuerza de arrancamiento del gancho mediante el factor $\gamma_g T_{ancl}$.

Para una definición más detallada del comportamiento del anclaje, y de los parámetros empelados para definirlo, consulte el Apéndice B.3.

4.2.2. Estudio del comportamiento en tracción de una sección de SFRC en régimen cuasi-estático

El comportamiento a tracción de una sección de SFRC está determinado por la capacidad de las fibras de transmitir tracciones a través de una fisura y de la limitada contribución de la matriz durante el ablandamiento. La aportación de las fibras en tracción depende del comportamiento individual de cada una de ellas, considerando la distribución de estas en la fisura respecto a la dirección de arrancamiento. La expresión general de la tensión en tracción de una mezcla de SFRC (σ_{SFRC}) se presenta en la expresión 4.28.

$$\sigma_{SFRC}(w_c) = \sigma_c(w_c) + \sigma_f(w_c) \quad (4.28)$$

Donde σ_c es el ablandamiento del hormigón y σ_f es la colaboración de las fibras. El valor de σ_c se define en la expresión 4.29, de acuerdo con Lee et al. (2011a), siendo despreciable su contribución para aberturas de fisura crecientes. Por su parte, σ_f se define en la expresión 4.30 de forma simplificada.

$$\sigma_c(w_c) = f_{ct} e^{-15w_c} \quad (4.29)$$

$$\sigma_f(w_c) = n_f T_F(w_c) \quad (4.30)$$

Donde n_f es el número de fibras por unidad de superficie, definida en la expresión 4.31 según Krenchel (1975). Por su parte, T_F es el valor medio de la fuerza de arrancamiento de las fibras para una abertura de fisura dada. Las fibras están dispuestas a lo largo de una sección de SFRC de manera aproximadamente aleatoria, presentando distintas longitudes de anclaje (l_a) e inclinaciones (θ), lo que da lugar a que fuerza de arrancamiento (T_f) difiera entre las fibras. La fuerza de arrancamiento media (T_F) está definida genéricamente en la expresión 4.32.

$$n_f = \frac{\nu_f \eta}{A_f} \quad (4.31)$$

$$T_F(w_c) = \frac{1}{n_f} \sum_{i=0}^{n_f} T_{f,i}(w_c) \quad (4.32)$$

El parámetro η es el factor de orientación de las fibras en una sección dada. Este se ha definido genéricamente por Schönlin (1988), como se muestra en la expresión 4.33, y es representativo de la inclinación media de las fibras respecto a la dirección de arrancamiento.

$$\eta = \frac{1}{n_f} \sum_{i=0}^{n_f} \cos \theta_i \quad (4.33)$$

Sin embargo, la aplicación práctica de estas expresiones genéricas resulta compleja. A continuación, se definirá un procedimiento práctico con el que se obtendrá la colaboración de las fibras en la resistencia a tracción del SFRC. En primer lugar, se comenzará con la caracterización, desde un punto de vista estadístico, de la distribución de las fibras en la fisura, en función de la longitud de anclaje (l_a) e inclinación (θ). Tras lo cual, se definirá el proceso de obtención de cada uno de los parámetros involucrados η y T_F .

Distribución de las fibras en una fisura

Los factores que influyen en la distribución de las fibras en la matriz están íntimamente relacionados con el proceso de fabricación de la mezcla de SFRC. La distribución de las fibras en la pieza de SFRC se considera como uniforme en términos volumétricos. Sin embargo, como se ha visto en la expresión 4.31, el número de fibras que atraviesan una fisura depende de la orientación de estas respecto a la dirección de arrancamiento, representada mediante el factor de orientación (η) descrito en la expresión 4.33.

Ciertos autores han estudiado la distribución de cada uno de estos parámetros. En el caso de la orientación, Laranjeira (2010) estudió qué ley estadística definía mejor la distribución de las inclinaciones de las fibras observadas experimentalmente en una fisura. Concluyó que la distribución gaussiana era la que mejor se define la inclinación de las fibras que atraviesan la fisura, tal como se define en la expresión 4.34.

$$\theta \sim N(\bar{\theta}, \sigma_\theta) \quad (4.34)$$

Donde los parámetros que definen esta ley, la media ($\bar{\theta}$) y la desviación estándar (σ_θ), se determinan en función del factor de orientación (η). Como en este modelo de material se estudia la contribución de las fibras en función de su longitud de anclaje, se emplea un factor de orientación diferente para cada coeficiente de anclaje considerado (η_ρ). Partiendo de la definición del factor de orientación, expresión 4.33, se aproxima la orientación media como se muestra en la expresión 4.35.

$$\bar{\theta} = \arccos(\eta_\rho) \quad (4.35)$$

Por su parte, se asume como válida la desviación estándar propuesta por Laranjeira (2010), expresión 4.36. Dicha propuesta se ha establecido relacionando la desviación estándar de la inclinación (σ_θ) con la de η_ρ (σ_{η_ρ}). Esta última (σ_{η_ρ}), se obtuvo considerando una relación lineal entre η_ρ y su coeficiente de variación ($C.V.(\eta_\rho) = \sigma_{\eta_\rho}/\eta_\rho = (1 - \eta_\rho)$), de acuerdo con las observaciones experimentales de dicho estudio.

$$\sigma_\theta = 90^\circ \times \eta_\rho (1 - \eta_\rho) \quad (4.36)$$

En la Figura 4.6 (a) se muestran funciones de densidad de probabilidad de la orientación ($f_\theta(\theta, \eta_\rho)$) para distintos factores de orientación η_ρ .

Figura 4.6: Caracterización de la distribución de los parámetros geométricos de las fibras mediante la función de densidad de la probabilidad: (a) distribución de la inclinación θ ; (b) distribución de la coeficiente de anclaje ρ_f .

Por otra parte, al propagarse una fisura en una sección de SFRC, el punto de arrancamiento puede situarse en cualquier punto de la fibra, teniendo cada fibra una longitud de anclaje aleatoria. La distribución de la longitud de anclaje depende de la probabilidad que tiene cada punto de la fibra de ser intersecado por la fisura. Se presupone que el punto de arrancamiento no tiende a situarse en ninguna zona en particular. De este modo, se asume que cada punto de la fibra tiene la misma probabilidad de cruzar la fisura, siendo esta probabilidad independiente de la inclinación de la fibra. Así pues, en el presente modelo se admite que la longitud de anclaje en las fibras arrancadas está uniformemente distribuida, expresión 4.37, del mismo modo que se ha considerado en otros estudios previos, como el llevado a cabo por Lee et al. (2011a). En la Figura 4.6 (b) se muestra la función de densidad de probabilidad del coeficiente de anclaje ($f_{\rho_f}(\rho_f)$) con un valor constante de 2.

$$l_a \sim U(0, l_f/2) \Leftrightarrow \rho_f \sim U(0, 1/2) \quad (4.37)$$

Factor de orientación de las fibras

Como se ha visto en las expresiones 4.35 y 4.36, la orientación de las fibras en una sección está caracterizada por el factor η . Existen diferentes aspectos que influyen en la orientación de las fibras, pudiendo dividirse en los relacionados con el proceso de producción, y los definidos por la geometría de las fibras y de la pieza. Entre los primeros destaca el vibrado de la mezcla fresca, no obstante, al no existir un claro consenso sobre sus efectos y su importancia, no se considerarán en este modelo, Dupont & Vandewalle (2005). Respecto a los segundos, sí existe un consenso sobre la relevancia de la geometría de la sección en la orientación de las fibras. El encofrado de la pieza de SFRC y el allanado de la cara superior durante el hormigonado, condicionan la alineación de las fibras en contacto con los bordes de la sección. Las fibras tenderán a orientarse coplanariamente a los bordes según se aproximan a estos. De este modo, las dimensiones de la sección y el tamaño de las fibras son determinantes en la orientación de estas.

Un modelo interesante para determinar el factor de orientación global es el expuesto por Dupont & Vandewalle (2005). Este sencillo modelo divide la sección en diferentes zonas, según la influencia de los bordes en la orientación de las fibras, correspondiendo a cada zona un factor de orientación (η_k). Así, se obtiene el factor de orientación global (η), como la media de los factores de orientación de cada zona (η_k), ponderada según la proporción de su área (A_k) sobre el área total de la sección (A_c).

Figura 4.7: Volumen de influencia de los extremos de una fibra para diferentes longitudes de anclaje: (a) fibra seccionada por su centro de gravedad $\rho_f = 1/2$; (b) fibra seccionada arbitrariamente $\rho_f \leq 1/2$.

La influencia de los bordes se aprecia cuando estos interfieren con el volumen de influencia de los extremos, siendo estos volúmenes los descritos por cada extremo de una fibra al considerarse todas sus posibles orientaciones desde el punto de arrancamiento. El modelo de Dupont & Vandewalle (2005) solamente estudia los casos en los que las fibras atraviesan la fisura por su centro de gravedad, siendo $l_a = l_f/2$. Por lo cual, el volumen de influencia considerado fue una esfera de radio $l_f/2$ centrada en el punto de arrancamiento, tal como se observa en la Figura 4.7 (a).

Por el contrario, una fibra dispuesta aleatoriamente puede atravesar la fisura por cualquier punto de su longitud. El estudio de Lee et al. (2011a) tuvo esto en cuenta en términos resistentes, pero no consideró su influencia en los factores de orientación. Sin embargo, la longitud de anclaje sí que influye en la orientación de las fibras en las zonas cercanas a los bordes.

La Figura 4.7 (b) muestra esquemáticamente los volúmenes de influencia de los extremos de una fibra con un coeficiente de anclaje menor a 0.5, observándose que no coinciden. Los volúmenes de influencia son dos esferas concéntricas, centradas en el punto de arrancamiento, y de radios $l_f \rho_f$ y $l_f(1 - \rho_f)$, para el extremo arrancado y fijo, respectivamente. Para los valores de ρ_f menores aumenta la discrepancia entre los radios de las esferas, estando la orientación del extremo fijo condicionado por el borde en zonas más distantes, mientras que el otro extremo solamente está afectado en las zonas próximas al borde. Ampliando el modelo de Dupont & Vandewalle (2005) a valores de ρ_f diferentes a 1/2, se diferencian distintas zonas de la sección en función del efecto borde en cada uno de los extremos, incluyendo la influencia de las esquinas. De este modo, se ha dividido una sección prismática genérica en seis zonas, variables en función del coeficiente de anclaje estudiado, tal como se muestra en la Figura 4.8. Esta división solamente es válida en piezas con dimensiones mayores a dos veces la longitud de una fibra, es decir cuando $h \geq 2l_f$ y $b \geq 2l_f$.

En el presente modelo se obtiene el factor de orientación global (η) de una sección mediante la media aritmética de los factores de orientación correspondientes a cada coeficiente de anclaje (η_ρ), expresión 4.38.

$$\eta = \frac{\int_0^{1/2} \eta_\rho(\rho_f) d\rho_f}{1/2} = \bar{\eta}_\rho \quad (4.38)$$

Por su parte, los factores de orientación η_ρ se obtienen para cada coeficiente de anclaje ρ_f , como la media ponderada de los factores de orientación locales (η_k), correspondientes a las zonas descritas en la Figura 4.8. Cada valor de η_k se pondera según la proporción del área correspondiente a su zona (A_k) entre al área total de la sección (A_c), expresión 4.39.

Figura 4.8: Zonas de una sección prismática de SFRC en función de la influencia del efecto borde sobre las fibras, considerando un coeficiente de anclaje genérico (ρ_f).

$$\eta_\rho(\rho_f) = \frac{\sum_{k=0}^6 \eta_k(\rho_f) A_k(\rho_f)}{A_c} \quad (4.39)$$

Los factores de orientación locales η_k para cada coeficiente de anclaje se obtienen de un modo similar al descrito por Dupont & Vandewalle (2005), pero teniendo en cuenta el efecto borde para cada uno de los dos extremos. La metodología empleada para obtener η_k se define genéricamente en la expresión 4.40, que es la aplicación diferencial de la expresión 4.33 en la zona k , de área A_k , considerándose todas las orientaciones posibles.

$$\eta_k(\rho_f) = \frac{1}{A_k} \int_{A_k} \frac{\int_{A_V} \cos \theta dA_V}{\int_{A_V} dA_V} dA \quad (4.40)$$

En esta expresión A_V es el área lateral del volumen de influencia de la fibra, de la que quedan descontadas las zonas donde la fibra interfiere con los bordes. En las áreas de los volúmenes de influencia, se diferencia entre la correspondiente al extremo arrancado ($A_{V,1}$) y al extremo fijo ($A_{V,2}$). La expresión 4.40 se puede particularizar para cualquiera de estas dos áreas empleando los diferenciales de área dA_V definidos en la expresión 4.41 en coordenadas esféricas.

VISTA GENERAL

VISTA GENERAL

SECCIÓN A-A'

SECCIÓN C-C'

SECCIÓN B-B'

SECCIÓN D-D'

(a)

(b)

Figura 4.9: Influencia de los contornos de la pieza en la orientación de la fibra: (a) efecto del borde, en ambos volúmenes de influencia, estando el punto de arranque a una distancia menor a $l_f\rho_f$, zona 4; (b) efecto de la esquina, en ambos volúmenes de influencia, estando el punto de arranque a una distancia comprendida entre $l_f\rho_f$ y $l_f(1 - \rho_f)$ de ambos bordes, zona 2.

$$\begin{aligned} dA_{V,1} &= (l_f \rho_f)^2 \phi_d \sin \theta \, d\theta \\ dA_{V,2} &= [l_f (1 - \rho_f)]^2 \phi_d \sin \theta \, d\theta \end{aligned} \quad (4.41)$$

Una explicación gráfica de la influencia de los bordes en los volúmenes de influencia se representa en la Figura 4.9, suponiendo un coeficiente de anclaje $\rho_f < 0.5$. Las coordenadas que definen el punto de arrancamiento son y_f y z_f , que representan la distancia, proyectada según el eje horizontal y vertical, respectivamente, de este punto al borde más próximo. Por su parte, el arco en el que se puede disponer la fibra dentro de un diferencial de un volumen de influencia ($dA_{V,1}$ o $dA_{V,2}$) sin interferir con los bordes se define con el ángulo ϕ_d . Este ángulo resulta de la adición de los ángulos disponibles en cada uno de los cuadrantes del diferencial dA_V , expresión 4.42, y es función de la inclinación de la fibra respecto al eje de arrancamiento (θ). En la Figura 4.9 se observa que los ángulos ϕ_{d1} , ϕ_{d2} , ϕ_{d3} y ϕ_{d4} son idénticos independientemente del volumen de influencia escogido, Sección A-A' y Sección B-B', o Sección C-C' y Sección D-D'.

$$\phi_d = \phi_{d1} + \phi_{d2} + \phi_{d3} + \phi_{d4} \quad (4.42)$$

Teniendo en cuenta que ϕ_d es igual en ambos volúmenes de influencia, se puede particularizar la expresión 4.40 para cualquier volumen de influencia, mediante los cambios de variable definidos en la expresión 4.41. Con esta operación se determina que los factores de orientación locales no dependen del volumen de influencia escogido al integrar. Además, haciendo uso de la simetría definida por el plano de la fisura, idealizada, es posible simplificar aún más la expresión 4.40, integrando solamente medio volumen de influencia. La integral resultante se define en la expresión 4.43.

$$\eta_k(\rho_f) = \frac{1}{A_k} \int_{A_k} \frac{\int_0^{\pi/2} \phi_d \sin \theta \cos \theta \, d\theta}{\int_0^{\pi/2} \phi_d \sin \theta \, d\theta} \, dA \quad (4.43)$$

En el Apéndice B.4 se describe detalladamente el proceso de obtención de cada factor de orientación local en función del parámetro ρ_f . Debido a la complejidad de las integrales en las zonas de las esquinas se han realizado las integrales numéricamente, de forma automatizada, con el programa informático MATLAB (2014). Los factores obtenidos, mostrados en la Figura 4.10 y en la Tabla 4.1, presentan diferentes sensibilidades al coeficiente de anclaje (ρ_f). El núcleo central (zona 1) no está sometido al efecto borde no mostrando ninguna sensibilidad a ρ_f . Mientras, en zonas con un mayor efecto borde, como junto a las esquinas (zonas 3, 5 y 6), la sensibilidad es considerable. Por último, cabe destacar que cuando

ρ_f tiende a 1/2 los valores de los distintos η_k convergen con los definidos por Dupont & Vandewalle (2005).

Tabla 4.1: Valores de η_k en función del coeficiente de anclaje ρ_f .

ρ_f	η_1	η_2	η_3	η_4	η_5	η_6
0.050	0.500	0.526	0.560	0.598	0.655	0.848
0.100	0.500	0.527	0.562	0.600	0.660	0.855
0.150	0.500	0.528	0.565	0.602	0.664	0.862
0.200	0.500	0.528	0.566	0.604	0.668	0.869
0.250	0.500	0.528	0.566	0.606	0.671	0.875
0.300	0.500	0.528	0.565	0.607	0.673	0.879
0.350	0.500	0.526	0.560	0.607	0.672	0.882
0.400	0.500	0.522	0.549	0.606	0.665	0.880
0.450	0.500	0.514	0.531	0.603	0.646	0.870
0.500	0.500	0.500	0.502	0.597	0.600	0.841

Figura 4.10: Factores de orientación locales η_k en función del coeficiente de anclaje ρ_f .

Fuerza media de arrancamiento

El cálculo del valor medio ponderado de la fuerza de arrancamiento de las fibras en función de la abertura de fisura, $T_F(w_c)$, parte del estudio de una fibra genérica, tal como se define en el Subapartado 4.2.1. La disposición y la colaboración de la fibra se caracteriza mediante su inclinación (θ) y la longitud de anclaje, definida adimensionalmente como ρ_f . Conociendo la distribución estadística de estos parámetros y el comportamiento individual de una sola

fibra para las distintas combinaciones de orientación y longitud de anclaje, $T_f(w_c, \rho_f, \theta)$, es posible obtener el comportamiento a tracción de una sección de SFRC.

La distribución estadística de ρ_f y θ se muestra en la Figura 4.6. La distribución del coeficiente de anclaje (f_{ρ_f}) es independiente respecto a otras variables. Sin embargo, la distribución de la inclinación (f_{θ}) depende del factor de orientación (η). Tal como se observa en la Figura 4.8, la sección de SFRC se ha zonificado en función de los factores de orientación locales (η_k). Los valores de cada η_k , presentados en la Figura 4.10, dependen solamente del coeficiente de anclaje considerado (ρ_f) resultando así f_{θ} dependiente de esta variable. Por lo cual, para obtener la fuerza media de arrancamiento (T_F), es necesario calcular previamente la fuerza media de arrancamiento para cada coeficiente de anclaje (T_{f,ρ_f}), descrita en la expresión 4.44.

$$T_{f,\rho_f}(w_c, \rho_f) = \int_{0^\circ}^{90^\circ} T_f(w_c, \rho_f, \theta) f_{\theta}(\theta, \rho_f) d\theta \quad (4.44)$$

Conocido T_{f,ρ_f} es posible obtener T_F , basándose en la expresión 4.32 y teniendo en cuenta la distribución del coeficiente de anclaje. La expresión 4.45 define la fuerza de arrancamiento media de las fibras.

$$T_F(w_c) = \int_0^{1/2} T_{f,\rho_f}(w_c, \rho_f) f_{\rho_f}(\rho_f) d\rho_f = \bar{T}_{f,\rho_f} \quad (4.45)$$

Conocido T_F , es posible determinar la colaboración de las fibras en tracción (σ_f) empleando las expresiones 4.30 y 4.31. El parámetro η , empleado en la segunda expresión, corresponde con el factor de orientación medio definido por la expresión 4.38.

La aplicación práctica de este procedimiento puede resultar compleja. De un modo similar al propuesto por Zanuy et al. (2016a), resulta práctico discretizar las variables θ y ρ_f empleadas, proponiendo una serie de valores que se distribuyen uniformemente en el rango que comprende de 0° a 90° y de 0 a $1/2$, respectivamente. Calculando el comportamiento individual de las fibras para las diferentes combinaciones de los valores propuestos para θ y ρ_f , se puede obtener el comportamiento en tracción del SFRC integrando numéricamente las expresiones 4.44 y 4.45.

4.2.3. Estudio del comportamiento en tracción de una sección de SFRC en régimen dinámico

La respuesta dinámica del SFRC a tracción está determinada por la influencia de la velocidad de deformación en cada uno de los mecanismos resistentes movilizados durante el arrancamiento de las fibras. Cada uno de estos mecanismos tiene una sensibilidad a la velocidad de deformación diferente, no siendo posible establecer un factor de incremento dinámico (DIF) de la resistencia global de antemano. Es más, debido a que las mezclas de SFRC son muy heterogéneas es bastante probable que presenten sensibilidades a la velocidad de deformación diferentes entre sí. Por lo cual, se deben emplear todos los conceptos descritos anteriormente, en este Apartado, para simular el comportamiento dinámico de cada mezcla de SFRC analizada.

El modelo mecánico de arrancamiento permite discernir cada uno de los mecanismos resistentes implicados en el arrancamiento de una sola fibra, como se detalla en el Subapartado 4.2.1. Existen formulaciones, comúnmente aceptadas, que definen la sensibilidad a la velocidad de deformación de ciertos mecanismos resistentes, tal como se ha descrito en el Planteamiento del problema Capítulo 2. Introduciendo los incrementos dinámicos correspondientes a cada mecanismo resistente del modelo se puede caracterizar el comportamiento dinámico durante el arrancamiento. Considerando la contribución conjunta de las fibras y la matriz, expresión 4.28, e incluyendo el DIF de la resistencia a tracción (f_{ct}) en la expresión 4.29, se obtiene el comportamiento de la mezcla de SFRC analizada en régimen dinámico.

Los incrementos dinámicos adoptados para los mecanismos resistentes del hormigón son la formulación propuesta por el Código Modelo 2010 en compresión y la definida por Malvar & Crawford (1998) en tracción, descritas en el Subapartado 2.2.1. Para el confinamiento del hormigón en compresión, se supone que el coeficiente de confinamiento (c_c) es independiente de la velocidad de deformación. El DIF del límite elástico del acero de las fibras, con alto contenido en carbono, difiere del correspondiente al acero de la armadura. En este modelo se toma el DIF propuesto por Zanuy et al. (2016a) para este tipo de aceros, definido en la expresión 4.46.

$$DIF_{f_{yf}}(\dot{\epsilon}) = 1.13 + 0.022 \ln \dot{\epsilon} \not\leq 1 \quad (4.46)$$

Otros mecanismos resistentes como la adherencia fibra-matriz no tienen un DIF definido. Zanuy et al. (2016a) propuso asumir que el DIF de este mecanismo es función de DIF del parámetro que define esta resistencia, definida previamente en la expresión 4.5. Así, el DIF de $\tau_{b,max}$ dependerá de la formulación escogida para determinar esta resistencia. En el caso de emplear la propuesta por Pfyl (2003) el DIF será idéntico al de la resistencia a tracción, mientras que si esta se define según la formulación de Voo & Foster (2003) el DIF será la raíz del DIF de la resistencia a compresión, expresión 4.47. En el caso del rozamiento

fibra-matriz se ha supuesto que el coeficiente de fricción μ es independiente de la velocidad de deformación.

$$\begin{aligned} DIF_{\tau_{b,max}}(\dot{\epsilon}) &= DIF_{f_{ct}}(\dot{\epsilon}) & \tau_{b,max} \text{ según Pfyl (2003)} \\ DIF_{\tau_{b,max}}(\dot{\epsilon}) &= \sqrt{DIF_{f_c}(\dot{\epsilon})} & \tau_{b,max} \text{ según Voo \& Foster (2003)} \end{aligned} \quad (4.47)$$

Conocida la dependencia de dichos mecanismos resistentes a la velocidad de deformación es posible obtener el comportamiento dinámico global del SFRC. Aplicando este procedimiento con diferentes velocidades de deformación es posible obtener sensibilidad dinámica de la resistencia a tracción y de la energía de fractura del SFRC, $DIF_{f_{ct}}(\dot{\epsilon})$ y $DIF_{G_f}(\dot{\epsilon})$, respectivamente. Estos DIF se definirán y discutirán en el Capítulo 5.

4.3. Modelos de análisis estructural en régimen de impacto

A lo largo de este Apartado se definen los modelos que permiten analizar el comportamiento y la capacidad resistente de una viga de hormigón armado convencional y con SFRC sujeta a impacto. En total se definirán cuatro modelos, dos seccionales y otros dos de viga. Los primeros permitirán estudiar la respuesta de una sección SFRC sometida a esfuerzos dinámicos, mientras que los modelos de viga servirán para analizar la respuesta de una viga de SFRC sometida a impacto.

Los modelos seccionales presentados analizan la resistencia de la sección frente a los esfuerzos actuantes. El primer modelo presentado, en el Subapartado 4.3.1, analiza la respuesta a la flexión hasta agotamiento bajo diferentes velocidades de deformación. Para el fallo por cortante, se propone un modelo de interacción cortante-flexión en régimen dinámico. En dicho modelo, descrito en el Subapartado 4.3.2, se incluirá la colaboración de las fibras teniendo en cuenta la caracterización dinámica del SFRC definida mediante el modelo de material propuesto anteriormente, en el Apartado 4.2.

Por su parte, los modelos de viga consisten en un modelo continuo de elementos finitos, y otro simplificado, de dos grados de libertad, ambos no lineales. El primero, definido en el Subapartado 4.3.3, determina la respuesta estructural en términos cinemáticos, aportando resultados a lo largo de toda la longitud de la viga, además de proporcionar la evolución de las reacciones y de los esfuerzos, junto con la distribución de estos. Por último, el modelo de dos grados de libertad, definido en el Subapartado 4.3.4, también determina la respuesta estructural en términos cinemáticos, pero solamente en los puntos en los que se idealiza el sistema, el proyectil y el centro de vano de la viga. Sin embargo, este modelo valorará la

interacción entre la viga y el proyectil, siendo la fuerza del contacto entre ambos un resultado y no parte de la entrada de datos del modelo.

En definitiva, el objetivo de estos modelos es servir como base para discutir el tipo de rotura en una viga de SFRC sometida a impacto, así como para comprender sus causas. En el Apartado 4.4 se define la interacción entre los modelos estructurales y el modelo de material descritos, que empleados conjuntamente dan lugar a un modelo global, con el que evaluar el comportamiento de una viga de SFRC sometida a impacto.

4.3.1. Modelo seccional a flexión en condiciones dinámicas

El estudio de flexión de una sección sometida a una carga dinámica se ha realizado mediante un modelo que discretiza dicha sección en n bandas, tal como se muestra en la Figura 4.11. Las bandas en las que se ha dividido la sección, denominadas $i \in [1, n]$, son horizontales de forma rectangular, correspondiendo su lado mayor con el ancho de la sección. Las tensiones y las deformaciones en las bandas se han calculado en el centro de gravedad de cada una. La deformación de estas bandas se obtiene asumiendo que la sección permanece plana durante su deformación.

Figura 4.11: Esquema del modelo seccional de flexión dinámica.

Comportamiento del hormigón

La ley de comportamiento empleada para el hormigón en compresión, en términos tensión-deformación, se muestra en la Figura 4.12.

El primer tramo de esta corresponde con la definida por el Código Modelo 2010, descrita en la expresión 4.48.

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{k_c \eta_c - \eta_c^2}{1 + (k_c - 2) \eta_c} \quad 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{c,lim} \quad (4.48)$$

Figura 4.12: Diagrama tensión-deformación del hormigón en compresión.

Donde los parámetros empleados, η_c y k_c , se definen en la expresión 4.49.

$$\begin{aligned}\eta_c &= \varepsilon_c / \varepsilon_{c,p} \\ k_c &= E_{c,tg} / E_{c,sec}\end{aligned}\tag{4.49}$$

Donde, $E_{c,tg}$ es el módulo de deformación tangente del hormigón, calculado según el Código Modelo 2010, y $E_{c,sec}$ es el módulo de deformación secante del hormigón al alcanzar f_c . A esa tensión, le corresponde una deformación $\varepsilon_{c,p}$, la cual está tabulada en el Código Modelo 2010 en función de la calidad del hormigón. Todas estas constantes del hormigón están definidas en la expresión 4.50, en la que las unidades a utilizar son MPa para la resistencia y módulos de deformación, mientras que las deformaciones están expresadas en tanto por uno. Por su parte, la ecuación con la que se determina $\varepsilon_{c,p}$ se ha definido mediante ajuste de curvas con los datos provistos por el Código Modelo 2010.

$$\begin{aligned}E_{c,tg} &= 10\,000 \sqrt[3]{f_c} \\ E_{c,sec} &= f_c / \varepsilon_{c,p} \\ \varepsilon_{c,p} &= 1.12 f_c^{0.21} \cdot 10^{-3}\end{aligned}\tag{4.50}$$

Este modelo es válido hasta alcanzar la deformación límite ($\varepsilon_{c,lim}$), definida en la expresión 4.51.

$$\varepsilon_{c,lim} = \varepsilon_{c,p} \beta_c\tag{4.51}$$

El comportamiento del hormigón una vez se supera dicho límite está definido en el Código Modelo 1990, tal como se muestra en la expresión 4.52.

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \left[\eta_c^2 \left(\frac{\xi_c}{\beta_c} - \frac{2}{\beta_c^2} \right) + \eta_c \left(\frac{4}{\beta_c} - \xi_c \right) \right]^{-1} \quad \varepsilon_{c,lim} < \varepsilon_c \quad (4.52)$$

Donde los parámetros β_c y ξ_c , se definen en la expresión 4.53.

$$\begin{aligned} \beta_c &= \frac{1}{2} \left(\frac{k_c}{2} + 1 \right) + \sqrt{\frac{1}{4} \left(\frac{k_c}{2} + 1 \right)^2 - \frac{1}{2}} \\ \xi_c &= 4 \frac{\beta_c^2 (k_c - 2) + 2\beta_c - k_c}{(\beta_c (k_c - 2) + 1)^2} \end{aligned} \quad (4.53)$$

El modelo de comportamiento del hormigón empleado no tiene en cuenta la colaboración del hormigón en tracción, al considerarse despreciable. Incluso en vigas de SFRC no se considera significativa la contribución de las fibras en este modelo seccional por su pequeña importancia en el agotamiento a flexión respecto a la acción de la armadura pasiva. Además, la colaboración máxima de las fibras tiene lugar junto a la fibra neutra, donde la velocidad de deformación y su contribución a la resistencia a flexión son insignificantes. No obstante, la contribución de estas sí se considera en el modelo de interacción flexión-cortante, Subapartado 4.3.2. Además, también se debe tener en cuenta su contribución en flexión en vigas, o losas, débilmente armadas.

Comportamiento del acero

Por su parte, las armaduras se han supuesto como acciones puntuales en el centro de gravedad de estas. En el cálculo de la tensión del acero, se ha supuesto que la adherencia entre la armadura y el SFRC es perfecta. El comportamiento del acero se ha supuesto bilineal, tal como se muestra en la Figura 4.13, tanto en tracción como en compresión. Una vez sobrepasada la deformación ε_y , correspondiente al límite elástico del acero f_y , se alcanza la rama plástica. La pendiente de esta rama (E_{sp}) depende de la tensión última del acero (f_u) y su deformación correspondiente ($\varepsilon_{su} = 12\%$) respecto al límite elástico (f_y y ε_y).

Efectos dinámicos

La velocidad de carga se impone en este modelo seccional mediante una velocidad de curvatura determinada ($\dot{\chi}$) que produce una ley de velocidades de deformación variables a lo largo

Figura 4.13: Diagrama tensión-deformación del acero de la armadura.

de la sección, de un modo similar al propuesto por Fujikake et al. (2006b). Análogamente a la deformación, se asume que la distribución de las velocidades de deformación ($\dot{\varepsilon}$) es plana en toda la sección, siendo estas proporcionales a la distancia a la fibra neutra ($c - y$), tal como se describe en la expresión 4.54 y se muestra en la Figura 4.11.

$$\dot{\varepsilon}(y) = \dot{\chi}(c - y) \quad (4.54)$$

Los efectos dinámicos se incluyen en cada banda de la sección mediante el DIF del hormigón a compresión propuesto por Código Modelo 2010. Por su parte, el DIF del límite elástico y de la tensión última del acero de la armadura es el propuesto por Malvar (1998). Las formulaciones de estos DIF están descritas en el Apartado 2.2, del Planteamiento del problema.

Otros parámetros del hormigón que también presentan sensibilidad a la velocidad de deformación son el módulo de deformación tangente ($E_{c,tg}$) y la deformación correspondiente a la tensión pico ($\varepsilon_{c,p}$). Bajo condiciones dinámicas se modifican estos parámetros en las expresiones comprendidas entre la 4.48 y la 4.51, según la expresión 4.55, definida por el Código Modelo 2010.

$$\begin{aligned} E_{c,tg,din} &= E_{c,tg} (\dot{\varepsilon}_c / \dot{\varepsilon}_0)^{0.026} \\ \varepsilon_{c,p,din} &= \varepsilon_{c,p} (\dot{\varepsilon}_c / \dot{\varepsilon}_0)^{0.02} \end{aligned} \quad (4.55)$$

Donde $\dot{\varepsilon}_0 = 30 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ para el hormigón en compresión.

Obtención del diagrama momento-curvatura

El diagrama, momento-curvatura, se define para una velocidad de curvatura determinada ($\dot{\chi}$). Cada punto de la curva se obtiene imponiendo una deformación en la fibra superior de la viga ($\varepsilon_{c,sup}$). Para esta deformación se tantea una profundidad de fibra neutra (c), con la cual se obtiene el estado tensional de la viga. Se da por válido el valor de c para el cual el esfuerzo axial resultante (N) sea igual al actuante, es decir nulo, tal como muestra la expresión 4.56, tanteando iterativamente en caso contrario.

$$N(c) = \int_A \sigma_{din} dA = \sigma_{s,din} A_s + \sigma'_{s,din} A'_s + \sum_{i=0}^n \sigma_{c,din,i} A_{c,i} = 0 \quad (4.56)$$

A_s y A'_s son las áreas de las armaduras inferior y superior, respectivamente, siendo $\sigma_{s,din}$ y $\sigma'_{s,din}$ sus tensiones en régimen dinámico. Por su parte, $\sigma_{c,din,i}$ es la tensión dinámica en el hormigón en el centro de gravedad de una banda i y $A_{c,i}$ el área de dicha banda.

Una vez obtenida la posición de la fibra neutra (c), se obtiene el momento en la sección correspondiente a la deformación impuesta, tal como se muestra en la expresión 4.57. En esta expresión se toman momentos desde la armadura inferior, al ser nula la sollicitación axial.

$$M_{din} = \int_A \sigma_{din} y dA = \sigma'_{s,din} A'_s (d - r) + \sum_{i=0}^n \sigma_{c,din,i} A_{c,i} (d - y_i) \quad (4.57)$$

En esta expresión r es el recubrimiento del hormigón e y_i es la distancia de la cara superior de la viga al centro de gravedad de una banda i , de las n en las que se divide la sección.

4.3.2. Modelo de interacción flexión-cortante en vigas de SFRC sin armadura transversal bajo cargas dinámicas

En este apartado se presenta un modelo seccional mecánico que permite valorar la formación de fisuras diagonales críticas en vigas de hormigón armado convencional o de SFRC, sin armadura transversal, sometidas a impacto. Como se ha expuesto en el Subapartado 2.4.1, existen varios modelos de resistencia a cortante para vigas de SFRC bajo cargas estáticas. Entre los modelos empíricos destaca el propuesto y los mencionados en el estudio de Kwak et al. (2002). Por su parte, Dinh et al. (2011) planteó analíticamente un modelo de resistencia para vigas de SFRC sin cercos, considerando por separado la contribución de diferentes mecanismos resistentes, pero empleando ciertas simplificaciones empíricas. Sin embargo, las aproximaciones mecánicas en el cálculo de la resistencia a cortante de elementos de SFRC son escasas. Por esto, en el desarrollo de estos modelos también es necesario considerar los modelos existentes para hormigón armado convencional en régimen estático. A partir de estos, se puede definir un modelo de interacción mecánico en el que posteriormente

incluir la colaboración de fibras y los efectos dinámicos en los mecanismos de rotura. Un modelo analítico interesante para hormigón convencional es el planteado por Marí et al. (2014a) y Marí et al. (2014b), el cual puede servir de referencia. Este modelo estático estudia detalladamente, con una base física, cada uno de los mecanismos resistentes de las vigas de hormigón armado convencional, teniendo en cuenta los efectos del momento flector sobre la resistencia.

En régimen dinámico existen modelos que predicen la resistencia del hormigón por fallo frágil especialmente para cargas explosivas, Li et al. (2005) y Krauthammer & Astarlioglu (2017). Sin embargo, bajo cargas de impacto la literatura es escasa, destacando el estudio de Fujikake & Somraj (2016) centrado en la resistencia a cortante dinámica de vigas de hormigón convencional. Este estudio presenta un modelo basado en la Teoría del Campo de Compresiones Modificado, Vecchio & Collins (1986), pero incluye ciertas simplificaciones como suponer uniforme la distribución de las tensiones tangenciales y relacionar la velocidad de deformación con la velocidad del desplazamiento en el centro de vano.

El modelo presentado en este apartado considera que la resistencia a cortante está condicionada por la distribución del momento flector en la viga. La flexión interacciona con el esfuerzo cortante en cada uno de los mecanismos resistentes, a saber, la cabeza de compresión (V_c), las tensiones en la fisura (V_f), el engranamiento de los áridos (V_a), la armadura transversal (V_{st}) y del efecto pasador de la armadura longitudinal (V_l), Figura 2.16 (d). Estas dos últimas contribuciones se desestiman en el cálculo de la resistencia de vigas esbeltas sin armadura transversal, mientras que en la fisura diagonal solamente se considera, de forma simplificada, las tensiones de tracción en esta (V_f), Figura 4.14. Los mecanismos resistentes contemplados (V_c y V_f) interaccionan con la flexión de distintas formas. En el punto donde se inicia la fisura su abertura está determinada por la deformación de la armadura de acero, debida a la flexión en esa sección (M'). Sin embargo, en la punta de la fisura la interacción cortante-flexión está determinada por el estado biaxial de la cabeza de compresión. En esta, las tensiones tangenciales interaccionan con las tensiones normales debidas a la flexión, M_d , creando un estado biaxial de tensiones que se agota al alcanzar una envolvente de agotamiento, como la de Kupfer & Gerstle (1973).

Figura 4.14: Mecanismos resistentes a flexión y cortante.

La definición del modelo desarrollado comienza con la descripción del modelo estático. En primer lugar, se define el modelo estático de interacción cortante-flexión para vigas de hormigón convencional. Posteriormente, se incluye en este la colaboración de las fibras en la resistencia a cortante. La interacción cortante-flexión en régimen dinámico se obtendrá mediante la introducción del DIF correspondientes a la velocidad de deformación que se produce en cada uno de los mecanismos de rotura implicados en el fallo.

A) Modelo de referencia: carga estática y hormigón convencional

A continuación, se define un modelo de interacción cortante-flexión para hormigones convencionales en régimen estático. Este estudia una sección a la que se impone un esfuerzo flector (M_d), obteniendo la resistencia a cortante de la sección asociada (V_u). El valor de la resistencia a cortante queda definido mediante la expresión 4.58, donde V_c representa la contribución de la cabeza comprimida y V_f las de las tensiones normales en la fisura inclinada.

$$V_u = V_c + V_f \quad (4.58)$$

El momento flector en la sección donde se inicia la fisura diagonal (M'), asociado a los esfuerzos M_d y V_u , se obtiene, para vigas isostáticas cargadas puntualmente, mediante la expresión 4.59. En dicha expresión x_f es la proyección horizontal de la longitud de la fisura diagonal, Figura 4.14. En vigas con una carga repartida q , se debe adaptar la expresión 4.59, substrayendo en esta $q x_f^2/2$ en vez de $x_f V_u$.

$$M' = M_d - x_f V_u \quad (4.59)$$

La contribución de las tensiones de la fisura diagonal está gobernada por la abertura de la fisura de flexión producida por M' . Por consiguiente, estas tensiones determinan y dependen, a la par, de V_u , siendo necesario emplear un proceso iterativo para conocer su contribución. Durante el proceso iterativo, si el valor de M' asociado a la rotura es negativo o menor que momento de fisuración (M_{fis}) se descartará el fallo por la interacción flexión-cortante, al no poder desarrollarse la fisura inclinada.

Puesto que el punto donde se produce el agotamiento de la cabeza comprimida es desconocido de antemano, se obtendrán diferentes valores de la resistencia asociada a diferentes puntos de agotamiento $V_{u,i}$. Se toma como la resistencia a cortante (V_u) el valor mínimo de los $V_{u,i}$ calculados.

Cabeza comprimida: Se asume que las tensiones normales y tangenciales en la cabeza comprimida se distribuyen en la zona no fisurada del hormigón, hasta una profundidad c' ,

Figura 4.15: Distribución de las tensiones y esquema del modelo de la cabeza de compresión.

como se muestra en la Figura 4.15. La interacción entre estas tensiones, produce un estado de tensiones biaxial que puede agotar la sección. Para estudiar la posición de la fibra más crítica al agotamiento se divide la zona en la que se distribuyen las tensiones, la zona no fisurada, en n bandas, denominadas $i \in [1, n]$, similares a las empleadas en el Subapartado 4.3.1. La posición de cada banda se define mediante la coordenada local λ_i , definida en la expresión 4.60.

$$\lambda_i = 1 - y_i/c \quad (4.60)$$

Donde y_i es la profundidad de la banda i y c la profundidad de la fibra neutra. El valor de c está relacionado con las características de la sección, determinándose según la expresión 4.61, donde n_c es el cociente entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo tangente del hormigón ($E_{c,tg}$), d el canto útil de la pieza y ρ la cuantía de la armadura longitudinal en tracción.

$$c = n_c d \rho \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n_c \rho}} \right) \quad (4.61)$$

Se asume que la distribución de tensiones normales (σ_c) en la cabeza comprimida es lineal. La Figura 4.15 muestra que estas son de compresión hasta la fibra neutra (c) a partir de la cual aumentan en tracción hasta que se alcanza la resistencia del hormigón (f_{ct}) a una profundidad c' . A diferencia del modelo de comportamiento en flexión, definido en el Subapartado 4.3.1, la ley de tensiones empleada en este modelo corresponde al hormigón en servicio, lineal. Esta hipótesis es válida siempre que la rotura no se produzca por el agotamiento del hormigón a compresión, como en este modelo.

Por su parte, la distribución de tensiones tangenciales (τ) se asume como parabólica. Basándonos en la distribución presentada por Khuntia & Stojadinovic (2001), esta tiene su valor máximo (τ_{max}) en la fibra neutra, a una profundidad c , siendo nulas en la cara superior de la viga y en la punta de la fisura de flexión, a una profundidad c' , tal como se observa

en Figura 4.15. La profundidad de dicha fisura (c') está relacionada con el esfuerzo flector solicitante. A través de la expresión 4.62, se determina simplícadamente la profundidad c' , para una sección sometida a flexión simple, siendo $\sigma_{c,max} = M \cdot c / I_{fis}$ la tensión máxima en la cabeza de compresión.

$$c' = c \left(1 + \frac{f_{ct}}{\sigma_{c,max}} \right) \not\geq h \quad (4.62)$$

El estado tensional de cada fibra de la cabeza comprimida se caracteriza mediante las tensiones principales de tracción y de compresión (σ_I y σ_{II}), Figura 4.16 (a) y (b). En el presente modelo se desprecia la acción de la tensión normal vertical (σ_y), dado que la viga que se está estudiando no dispone de cercos. Así las tensiones principales se obtienen mediante la expresión 4.63, donde las compresiones son positivas y las tracciones negativas.

$$\begin{aligned} \sigma_I &= \frac{\sigma_c}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} \\ \sigma_{II} &= \frac{\sigma_c}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} \end{aligned} \quad (4.63)$$

El agotamiento de la cabeza de compresión se produce cuando la interacción entre las tensiones principales alcanza la superficie de rotura del hormigón presentada por Kupfer & Gerstle (1973), Figura 4.16 (d). De acuerdo con el círculo de Mohr mostrado en la Figura 4.16 (c), las tensiones en la cabeza de compresión consideradas solo pueden dar lugar a que las tensiones principales de compresión-tracción. La ecuación de la superficie de Kupfer & Gerstle (1973) en la zona de compresión-tracción se muestra en la expresión 4.64, manteniéndose el criterio de signos empleado en la expresión 4.63. En caso de que las vigas dispongan cercos se deben considerar la interacción entre las tensiones principales en otras zonas de la superficie de rotura.

$$0.8 \frac{\sigma_{II}}{f_c} - \frac{\sigma_I}{f_{ct}} = 1 \quad (4.64)$$

Combinando estas dos últimas expresiones, 4.63 y 4.64, y despejando τ , se llega a expresión 4.65, que permite obtener la tensión tangencial crítica en una banda i ($\tau_{rot,i}$).

$$\tau_{rot,i} = \frac{\sqrt{1 + \sigma_{c,i} \left(\frac{1}{f_{ct}} - \frac{0.8}{f_c} \right) - \sigma_{c,i}^2 \frac{0.4}{f_{ct} f_c}}}{\frac{1}{f_{ct}} + \frac{0.8}{f_c}} \quad (4.65)$$

Figura 4.16: Estado tensional en agotamiento de la banda i : (a) interacción tensiones normales y tangenciales; (b) tensiones principales; (c) círculo de Mohr; (d) envolvente de agotamiento del hormigón bajo cargas biaxiales.

Con $\tau_{rot,i}$ se puede obtener la tensión tangencial máxima de la cabeza comprimida, asociada al agotamiento de la banda i . Esta se determina según la expresión 4.66, de acuerdo con la distribución de tensiones tangenciales propuesta en la Figura 4.15.

$$\tau_{max,i} = \begin{cases} \frac{\tau_{rot,i}}{1 - \lambda_i^2} & \lambda_i \geq 0 \\ \frac{\tau_{rot,i} \lambda_{fis}^2}{\lambda_{fis}^2 - \lambda_i^2} & \lambda_i < 0 \end{cases} \quad (4.66)$$

Siendo λ_{fis} la coordenada local de la punta de la fisura, expresión 4.67.

$$\lambda_{fis} = \frac{c - c'}{c} \quad (4.67)$$

Con estos datos es posible obtener la carga de agotamiento de la cabeza de compresión asociada a cada una de las bandas ($V_{c,i}$) según la expresión 4.68.

$$V_{c,i} = \frac{2c' b \tau_{max,i}}{3} \quad (4.68)$$

Tensiones normales en la fisura inclinada: Las tensiones que se desarrollan en la fisura diagonal se deben al ablandamiento del hormigón y a la fricción entre las caras de la fisura, producida por el engranamiento de los áridos. En el presente modelo se obvia la fricción asumiendo, de forma simplificada, que las tensiones en la fisura son perpendiculares a esta. Dichas tensiones alcanzan su valor máximo en la punta de la fisura ($w_c \rightarrow 0$), disminuyendo según se aproximan a la cara inferior, es decir al aumentar la abertura de fisura (w_c).

Figura 4.17: Modelo de ablandamiento en tracción para el hormigón convencional. Diagrama tensión-abertura de fisura.

El comportamiento del hormigón en tracción se asume simplificadaamente como bilineal. Presenta una rama ascendente hasta alcanzar la deformación de inicio de la fisuración ($\varepsilon_{ct,cr} = f_{ct}/E_{c,tg}$) correspondiente con la resistencia a tracción f_{ct} . Tras esto presenta una segunda rama, en la cual disminuyen las tensiones. Estudiando el ablandamiento en términos de abertura de fisura (w_c), el modelo de comportamiento propuesto es lineal, mostrado en la Figura 4.17. La energía de fractura (G_f) está relacionada con la resistencia a tracción y la abertura de fisura máxima ($w_{c,u}$), como se observa en la expresión 4.69.

$$G_f = \int_0^{w_{c,u}} \sigma_c(w_c) dw_c \simeq \frac{f_{ct} w_{c,u}}{2} \quad (4.69)$$

La geometría de la fisura diagonal se determina a través de su inclinación respecto a la horizontal (θ). El ángulo θ depende del agotamiento de la cabeza comprimida, siendo perpendicular a la tensión principal de tracción en el punto crítico de la cabeza de compresión. Puesto que el punto crítico es desconocido, y depende a su vez de la contribución de la fisura inclinada, se estudia la contribución de V_f para las inclinaciones de fisura asociadas al agotamiento de cada una de las n bandas de la cabeza comprimida (θ_i). Basándonos en el círculo de Mohr, mostrado en la Figura 4.16 (c), la inclinación de la fisura se determina mediante la expresión 4.70.

$$\theta_i = \begin{cases} \frac{1}{2} \arctan \left(\frac{2\tau_{rot,i}}{\sigma_{c,i}} \right) & \sigma_{c,i} > 0 \\ 45^\circ - \frac{1}{2} \arctan \left(\frac{\sigma_{c,i}}{2\tau_{rot,i}} \right) & \sigma_{c,i} \leq 0 \end{cases} \quad (4.70)$$

De este modo la sección donde se inicia la fisura inclinada, asociada al agotamiento de la banda i , está situada a una distancia $x_{f,i}$ de la cabeza de compresión. Esta distancia se define en función de la profundidad del punto de agotamiento (λ_i) y de la inclinación de la fisura asociada, según la expresión 4.71.

$$x_{f,i} = [d - c(1 - \lambda_i)] \cot \theta_i \quad (4.71)$$

Figura 4.18: Esquema de la fisura inclinada: (a) vista general; (b) detalle del inicio de la fisura.

Para la obtención de las tensiones en la fisura inclinada se considera que la hipótesis de que la abertura de fisura aumenta linealmente. La abertura en la punta es $w_c = 0$, mientras que en el extremo inferior es $w_{cf,i}$, como se muestra en la Figura 4.18 (a). La abertura de la fisura diagonal en el extremo inferior está determinada por la de la fisura vertical de flexión ($w_{s,i}$), a la profundidad de la armadura de tracción, Figura 4.18 (b). La relación entre ambas se define trigonométricamente según la expresión 4.72.

$$w_{cf,i} = \frac{w_{s,i}}{\sin(\theta_i)} \quad (4.72)$$

La abertura de fisura $w_{s,i}$ se define en la expresión 4.73, siendo $\varepsilon_{s,i}$ la deformación de la armadura inferior en la sección donde se inicia la fisura, sometida a una flexión M'_i . Por su parte, el coeficiente 0.7 es un modo simplificado de correlacionar $\varepsilon_{s,i}$ con la deformación media del acero ($\varepsilon_{sm,i}$), teniendo así en cuenta la rigidización del hormigón armado sometido a tracción (comúnmente conocido como *tension stiffening*). Finalmente, s_{mx} es la separación

media entre fisuras de la cara traccionada de la viga, suponiendo que estas se distribuyen uniformemente, tomando aquí el valor propuesto por la EHE-08 (Ministerio de Fomento (2008)).

$$w_{s,i} = 0.7 \varepsilon_{s,i} s_{mx} \quad (4.73)$$

En la expresión 4.74 se define deformación de la armadura en el inicio de la fisura, siendo I_{fis} la inercia fisurada.

$$\varepsilon_{s,i} = \frac{n_c M'_i (d - c)}{E_s I_{fis}} \quad (4.74)$$

La abertura de la fisura diagonal ($w_{cf,i}$) determina la extensión de las tensiones a lo largo de la fisura, desarrollándose en toda su longitud solamente si la abertura en el extremo inferior es menor que la abertura límite ($w_{cf,i} \leq w_{c,u}$). La ecuación para obtener la longitud, proyectada en el eje vertical, en la que se distribuyen las tensiones se denomina $y_{f,i}$, se define mediante la expresión 4.75.

Figura 4.19: Distribución de las tensiones en la fisura diagonal: (a) tensiones para aberturas de fisura pequeñas; (b) tensiones para aberturas de fisura mayores.

$$y_{f,i} = \begin{cases} d - c(1 - \lambda_i) & w_{cf,i} \leq w_{c,u} \\ d - c(1 - \lambda_i) \frac{w_{c,u}}{w_{cf,i}} & w_{cf,i} > w_{c,u} \end{cases} \quad (4.75)$$

Por su parte, la tensión en la punta de fisura diagonal coincide con la tensión principal de tracción ($\sigma_{I,i}$), pudiendo ser menor que f_{ct} , por la concomitancia con la tensión principal de compresión ($\sigma_{II,i}$). Las tensiones varían linealmente hasta alcanzar $\sigma_{cf,i}$ a una profundidad $y_{f,i}$ de la punta de la fisura diagonal, tal como se muestra en la Figura 4.19. El valor de $\sigma_{cf,i}$ se obtiene mediante la expresión 4.76.

$$0 \not\leq \sigma_{cf,i} = f_{ct} \left(1 - \frac{w_{cf,i}}{w_{c,u}} \right) \not\leq f_{ct} \quad (4.76)$$

Como resultado, la colaboración de la fisura diagonal en la resistencia a cortante ($V_{f,i}$) asociada al agotamiento de la banda i de la cabeza de compresión, se define en la expresión 4.77.

$$V_{f,i} = \frac{\sigma_{L,i} + \sigma_{cf,i}}{2} y_{f,i} b \cot \theta_i \quad (4.77)$$

B) Colaboración de las fibras bajo cargas estáticas

La adición de fibras de acero introduce ciertas modificaciones respecto al modelo de referencia. Las fibras incrementan las prestaciones del hormigón, modificando la curva de ablandamiento en tracción y, por consiguiente, la distribución de tensiones en la fisura diagonal, Dinh et al. (2011). Por su parte, la cabeza de compresión no sufre ninguna modificación relevante en su agotamiento. Debido a esto, los cambios respecto al modelo anterior solamente afectan a la contribución de la fisura inclinada V_f .

Contribución en la fisura inclinada: El SFRC presenta un comportamiento en tracción mejorado respecto al hormigón convencional, presentando una rama de ablandamiento más prolongada, e incluso en ciertos casos presenta endurecimiento (no considerado en este modelo). Existen modelos de comportamiento del SFRC bajo condiciones estáticas, véase el Código Modelo 2010. Sin embargo, estos modelos están limitados hasta unas aberturas de fisura razonables en términos de diseño estructural en servicio, independientemente de la longitud de la fibra. En el presente modelo se asume que el comportamiento del SFRC en términos, tensión-abertura de fisura, es el bilineal hasta su agotamiento, de un modo similar al estudio de Guo et al. (1999) y Kooiman (2000). Según el primer autor el agotamiento del SFRC se produce para aberturas de fisura próximas a la mitad de la longitud de la fibra ($w_{c,u} \sim 0.5l_f$). Esto concuerda con las conclusiones de Kooiman (2000), que dedujo que el cociente de la abertura de la fisura crítica entre la longitud de la fibra ($w_{c,u}/l_f$) está comprendido entre 0.33 y 0.425.

El modelo de comportamiento del SFRC empleado se define en la Figura 4.20. En primer lugar, presenta una rama descendente pronunciada hasta alcanzar una abertura de fisura $w_{c,1}$ que agota la capacidad de tracción de la matriz, correspondiente con una tensión de tracción $f_{ct,1}$. Tras esto presenta una segunda rama, en la que el comportamiento está controlado por el arrancamiento de las fibras. Esta desciende levemente, hasta que la tensión alcanza un valor nulo al sobrepasar la abertura de fisura $w_{c,u}$. Basándonos en la expresión 4.69, descrita anteriormente, y adaptándola a un comportamiento bilineal, se define el valor de $f_{ct,1}$, junto con las aberturas de fisura $w_{c,1}$ y $w_{c,u}$, mediante la expresión 4.78, siendo $G_{f,m}$ la energía de fractura de la matriz sin fibras y f_{mt} su resistencia a tracción.

Figura 4.20: Modelo de ablandamiento en tracción para el SFRC. Diagrama tensión-abertura de fisura.

$$f_{ct,l} = 2 \frac{G_f - f_{ct} w_{c,l}/2}{w_{c,u} + w_{c,l}}$$

$$w_{c,l} = \frac{2G_{f,m}}{f_{mt}} \quad (4.78)$$

$$w_{c,u} = 0.4 l_f$$

Del mismo modo que en el modelo anterior, se asume una distribución lineal de la abertura de la fisura inclinada. Esta varía linealmente entre 0, en la punta de la fisura, y $w_{cf,i}$, en el extremo inferior, definida anteriormente en la expresión 4.72. La abertura de fisura a la profundidad de la armadura de tracción $w_{s,i}$ se obtiene de un modo análogo al planteado por la expresión 4.73, pero modificando la separación media entre fisuras (s_{mx}). Según el estudio de Vandewalle et al. (2003) la adición de fibras al hormigón reduce la separación media entre fisuras a $s_{mx,f}$, aplicando un factor de reducción (k_f) dependiente de la esbeltez de las fibras, tal como se muestra en la expresión 4.79.

$$s_{mx,f} = k_f s_{mx}$$

$$k_f = \frac{50 d_f}{l_f} \leq 1 \quad (4.79)$$

Conocida la distribución de la abertura de la fisura diagonal se puede obtener la longitud en la que se desarrollan las tensiones. Esta longitud proyectada verticalmente ($y_{f,i}$) se divide en dos tramos contiguos, de longitudes $y_{f1,i}$ y $y_{f2,i}$. Los tramos se definen en función del diagrama bilineal de tensiones, estando ambos separados por el punto de intersección del diagrama ($w_{c,l}, f_{ct,l}$), tal como se observa en la Figura 4.21. Las expresiones 4.80 y 4.81 determinan cómo se obtienen ambas longitudes.

$$y_{f1,i} = \begin{cases} d - c(1 - \lambda_i) & w_{cf,i} \leq w_{c,l} \\ d - c(1 - \lambda_i) \frac{w_{c,l}}{w_{cf,i}} & w_{cf,i} > w_{c,l} \end{cases} \quad (4.80)$$

$$y_{f2,i} = \begin{cases} d - c(1 - \lambda_i) - y_{f1,i} & w_{cf,i} \leq w_{c,u} \\ d - c(1 - \lambda_i) \frac{w_{c,u}}{w_{cf,i}} - y_{f1,i} & w_{cf,i} > w_{c,u} \end{cases} \quad (4.81)$$

Figura 4.21: Distribución de las tensiones en la fisura diagonal considerando la colaboración de las fibras: (a) tensiones para aberturas de fisura pequeñas ($w_{cf,i} < w_{c,l}$); (b) tensiones para aberturas de fisura moderadas ($w_{c,u} > w_{cf,i} > w_{c,l}$); (c) tensiones para aberturas de fisura considerables ($w_{cf,i} > w_{c,u}$).

Las tensiones en la fisura presentan un esquema bilineal, estando la tensión máxima $\sigma_{l,i}$, en la punta de la fisura. Los otros dos puntos que caracterizan la distribución de tensiones están situados a una distancia vertical $y_{f1,i}$ e $y_{f1,i} + y_{f2,i}$ de la punta de la fisura, con unas tensiones respectivas $\sigma_{c1,i}$ y $\sigma_{c2,i}$, como se muestra en la Figura 4.21. La expresión 4.82 define el valor de estas tensiones.

$$\begin{aligned}
 f_{ct,1} \not\geq \sigma_{c1,i} &= (f_{ct} - f_{ct,1}) \left(1 - \frac{w_{cf,i}}{w_{c,1}} \right) + f_{ct,1} \not\geq f_{ct} \\
 0 \not\geq \sigma_{c2,i} &= f_{ct,1} \left(1 - \frac{w_{cf,i} - w_{c,1}}{w_{c,u} - w_{c,1}} \right) \not\geq f_{ct,1}
 \end{aligned} \tag{4.82}$$

De este modo se puede obtener la colaboración de la fisura diagonal en la resistencia a cortante en vigas de SFRC ($V_{f,i}$), asociada al agotamiento de la banda i de la cabeza de compresión, mediante la expresión 4.83.

$$V_{f,i} = \left(\frac{\sigma_{1,i} + \sigma_{c1,i}}{2} y_{f1,i} + \frac{\sigma_{c1,i} + \sigma_{c2,i}}{2} y_{f2,i} \right) b \cot \theta_i \tag{4.83}$$

C) Modelo dinámico

Los efectos dinámicos introducen aspectos en el cálculo de la resistencia no considerados en los modelos estáticos. A diferencia del régimen estático, los esfuerzos en régimen dinámico no son constantes. Esto se debe a que las cargas aplicadas, y las fuerzas de inercia que causan, son variables en el tiempo, tanto en su distribución como en su valor. De este modo, no se puede estudiar la interacción entre la flexión y el cortante en una sección genérica de una viga, siendo necesario conocer la distribución completa de momentos flectores en las secciones adyacentes a la estudiada.

Por otra parte, la resistencia aumenta debido al incremento dinámico asociado a la velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}$) actuante sobre cada mecanismo de rotura. La resistencia no se incrementa de manera uniforme en todos los mecanismos de rotura, puesto que dicho incremento depende de la velocidad de deformación en la dirección de cada mecanismo. El proceso de obtención de las velocidades de deformación es complejo, puesto que estas dependen de la velocidad a la que varían las cargas, del reparto de esfuerzos, de la geometría y de la fibra crítica, dependiendo esta última, a su vez, de la resistencia dinámica de los materiales.

En definitiva, la introducción de los efectos dinámicos impide emplear las simplificaciones definidas anteriormente, expresiones 4.59, 4.62 y 4.65. De este modo, aumenta el número de incógnitas que determinan la resistencia dinámica a cortante ($V_{u,din}$). Estas incógnitas son, además, dependientes de sistemas no lineales, siendo necesario emplear sistemas de resolución complejos.

A continuación, se muestran detalladamente las consideraciones necesarias para adaptar el modelo estático, descrito previamente, a las condiciones de impacto, como la caracterización dinámica del comportamiento del SFRC y la obtención de las velocidades de deformación en la sección de rotura. Definidos los efectos dinámicos, se describirá el método de cálculo seguido para obtener la resistencia a cortante de una viga de SFRC en régimen dinámico ($V_{u,din}$).

Comportamiento dinámico del SFRC: Como se ha explicado en el Planteamiento del Problema, Subapartado 2.2.3, el SFRC muestra una sensibilidad a la velocidad de deformación diferente al hormigón convencional. En compresión (f_c) se asume que el factor de incremento dinámico propuesto por el Código Modelo 2010 para hormigón convencional, Subapartado 2.2.1, representa el comportamiento dinámico del SFRC. Sin embargo, en tracción el estudio de Zanuy et al. (2016a) ha observado que el SFRC muestra una sensibilidad a la velocidad de carga menor que la correspondiente al hormigón convencional, dependiendo del tipo fibras y de la fracción volumétrica empleada. La sensibilidad de carga de f_{ct} y de G_f se incluye utilizando el modelo de SFRC a nivel material descrito en el Apartado 4.2. Las formulaciones de los DIF de ambos parámetros se definirán en el Subapartado 5.2.5, del Capítulo correspondiente al Análisis de Resultados, a partir de los resultados del modelo de material.

Velocidad de deformación: De forma general, la velocidad de deformación ($\dot{\varepsilon}$) se puede definir a partir de la variación de tensiones en el tiempo. Considerando que el medio se encuentra en condiciones elásticas y lineales, se toma la velocidad de deformación como el valor absoluto de la obtenida mediante la expresión 4.84, donde σ es la tensión en la dirección analizada y $\sigma_{\perp}$ en la dirección transversal, siendo $\Delta\sigma$ y $\Delta\sigma_{\perp}$ la variación de estas tras un paso temporal Δt .

$$\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d}{dt} \left(\frac{\sigma - \nu \sigma_{\perp}}{E_{tg}} \right) = \frac{\Delta\sigma - \nu \Delta\sigma_{\perp}}{E_{tg} \Delta t} \quad (4.84)$$

La variación de las tensiones críticas en la cabeza de compresión, las tensiones principales, depende de la interacción entre la variación de las tensiones normales y tangenciales. La variación de las tensiones principales ($\dot{\sigma}_I$ y $\dot{\sigma}_{II}$) en el periodo de tiempo Δt se determina a partir de la derivada en el dominio del tiempo de la expresión 4.63, resultando la expresión 4.85.

$$\begin{aligned} \dot{\sigma}_I &= \frac{d\sigma_I}{dt} = \frac{\dot{\sigma}_c}{2} - \frac{4\tau_{rot} \dot{\tau} + \sigma_c \dot{\sigma}_c}{2\sqrt{4\tau_{rot}^2 + \sigma_c^2}} = \frac{1}{2\Delta t} \left(\Delta\sigma_c - \frac{4\tau_{rot} \Delta\tau + \sigma_c \Delta\sigma_c}{\sqrt{4\tau_{rot}^2 + \sigma_c^2}} \right) \\ \dot{\sigma}_{II} &= \frac{d\sigma_{II}}{dt} = \frac{\dot{\sigma}_c}{2} + \frac{4\tau_{rot} \dot{\tau} + \sigma_c \dot{\sigma}_c}{2\sqrt{4\tau_{rot}^2 + \sigma_c^2}} = \frac{1}{2\Delta t} \left(\Delta\sigma_c + \frac{4\tau_{rot} \Delta\tau + \sigma_c \Delta\sigma_c}{\sqrt{4\tau_{rot}^2 + \sigma_c^2}} \right) \end{aligned} \quad (4.85)$$

En dicha expresión τ_{rot} es la tensión tangencial, concomitante con σ_c , que provoca el agotamiento biaxial de la fibra analizada, según el criterio de la expresión 4.64. Sin embargo, en condiciones dinámicas el valor de la resistencia del hormigón, $f_{ct,din}$ y $f_{c,din}$, es variable al depender de las velocidades de deformación $\dot{\varepsilon}_I$ y $\dot{\varepsilon}_{II}$. Estas a su vez, están determinadas por la variación de las tensiones principales $\dot{\sigma}_I$ y $\dot{\sigma}_{II}$, expresión 4.84. Por lo cual, el valor

de τ_{rot} en régimen dinámico no se puede obtener como en el caso estático, combinando y despejando las expresiones 4.63 y 4.64, siendo necesario iterar.

Por su parte, $\dot{\sigma}_c$ y $\dot{\tau}$ son las velocidades a la que varían las tensiones axiales y tangenciales, respectivamente. La variación de las tensiones se puede relacionar con la variación de los esfuerzos. El valor de $\dot{\sigma}_c$ depende de la variación del momento flector (ΔM) en un periodo de tiempo Δt . Esta se obtiene considerando que la sección está fisurada. En cambio, el valor de $\dot{\tau}$ no depende solamente de la variación del esfuerzo cortante (ΔV) en un periodo de tiempo Δt , sino que, además, depende de cómo se reparta el cortante entre la cabeza de compresión y la fisura. El reparto del cortante entre estos dos mecanismos se define con el coeficiente de colaboración de la cabeza comprimida ($\alpha_C = V_c/V_u$), a priori desconocido, teniendo que tantear su valor. Empleando dicho coeficiente se puede obtener la variación de la tensión tangencial máxima ($\dot{\tau}_{max}$), tal como se muestra en la expresión 4.86. El valor de la variación de la tensión tangencial en un punto genérico de la cabeza de compresión ($\dot{\tau}_i$) se puede obtener a partir de $\dot{\tau}_{max}$ y considerando la distribución de tensiones tangenciales, mostrada en la Figura 4.15, tal como se define en la expresión 4.87 para la banda i .

$$\dot{\tau}_{max} = \frac{3\alpha_C \dot{V}}{2c'_{din} b} = \frac{3\alpha_C \Delta V}{2c'_{din} b \Delta t} \quad (4.86)$$

$$\dot{\tau}_i = \begin{cases} \dot{\tau}_{max} (1 - \lambda_i^2) & \lambda_i \geq 0 \\ \dot{\tau}_{max} \frac{\lambda_{fis}^2 - \lambda_i^2}{\lambda_{fis}^2} & \lambda_i < 0 \end{cases} \quad (4.87)$$

En la expresión 4.86, c'_{din} es la profundidad de la punta de la fisura de flexión para la sección analizada en régimen dinámico. Esta se obtiene según la expresión 4.62, pero incluyendo en la resistencia a tracción su incremento dinámico ($f_{ct,din}$). Puesto que en un proceso de carga dinámico la distribución de esfuerzos es muy variable, pudiendo producirse descargas por los efectos de la propagación, se considera que la fisuración en flexión es un daño acumulativo, por lo cual la profundidad de la cabeza de compresión en un instante no puede ser mayor que en los instantes anteriores ($c'_{din,t} \leq c'_{din,t-1}$).

En la fisura inclinada $\dot{\epsilon}$ se calcula asumiendo que la velocidad de deformación está distribuida en una cierta área alrededor de la fisura discreta. Además, se ha asumido que $\dot{\epsilon}$ varía linealmente desde la punta hasta el inicio de dicha fisura, como se muestra en la Figura 4.22. En la punta de la fisura la velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}_{I,i}$) es la misma que la calculada en la banda i de la cabeza de compresión en la dirección de $\sigma_{I,i}$. Mientras que en el inicio de la fisura la velocidad de deformación del hormigón ($\dot{\epsilon}_{cf,i}$) es proporcional a la propia de la armadura de tracción ($\dot{\epsilon}_{s,i}$), tal como se define en la expresión 4.88, despreciando la influencia de la variación de tensiones transversales ($\dot{\sigma}_\perp$) sobre $\dot{\epsilon}_{s,i}$.

Figura 4.22: Distribución de las velocidad de deformación en la fisura diagonal.

$$\dot{\epsilon}_{cf,i} = \frac{\dot{\epsilon}_{s,i}}{\sin \theta_i} \quad (4.88)$$

La velocidad de deformación de la armadura en el inicio de la fisura ($\dot{\epsilon}_s$) se obtiene diferenciando la expresión 4.74 en función del tiempo, tal como se muestra en la expresión 4.89. En dicha expresión $\Delta M'_i$ es la variación del momento flector en la sección donde se inicia la fisura, asociada al agotamiento de la banda i de la cabeza de compresión.

$$\dot{\epsilon}_{s,i} = \frac{n_c (d - c)}{E_s I_{fis}} \cdot \frac{dM'_i}{dt} = \frac{n_c (d - c) \Delta M'_i}{E_s I_{fis} \Delta t} \quad (4.89)$$

Por último, para verificar si se desarrolla la fisura inclinada se debe comprobar que M'_i es mayor que el momento de fisuración dinámico ($M_{fis,din}$). Este se determina con la resistencia a tracción ($f_{ct,din}$) asociada a la velocidad de deformación en la fibra inferior de la sección bruta ($\dot{\epsilon}'_c$), definida expresión 4.90.

$$\dot{\epsilon}'_c = \frac{6}{b h^2 E_{c,tg}} \cdot \frac{dM'_i}{dt} = \frac{6 \Delta M'_i}{b h^2 E_{c,tg} \Delta t} \quad (4.90)$$

Límite inferior de la resistencia dinámica: La interacción entre las diferentes velocidades de deformación en la cabeza de compresión puede dar lugar a un efecto llamativo en las fibras traccionadas. Para un estado determinado de tensiones (σ_c y τ), se ha observado que existe un rango de velocidad de variación de tensiones ($\dot{\sigma}_c$ y $\dot{\tau}$) que dan lugar a que la velocidad de deformación en la dirección principal de tracción sea menor que la correspondiente a la dirección normal a la sección ($\dot{\epsilon}_c > \dot{\epsilon}_1$). Este rango se ha parametrizado mediante el cociente de la velocidad de variación de la tensión tangencial entre la normal ($\dot{\tau}/\dot{\sigma}_c$) en la expresión 4.91. Dicha expresión se ha obtenido a partir de las expresiones 4.84 y 4.85. Incluso para ciertos cocientes la velocidad de deformación en la dirección principal de tracción puede llegar a ser nula, tal como se muestra en la expresión 4.92.

$$\dot{\epsilon}_c > \dot{\epsilon}_I \quad \text{si} \quad \frac{\frac{3-\nu_c}{1+\nu_c} \cdot \sqrt{4\tau_{rot}^2 + \sigma_c^2} - \sigma_c}{4\tau_{rot}} > \frac{\dot{\tau}}{\dot{\sigma}_c} > -\frac{\sqrt{4\tau_{rot}^2 + \sigma_c^2} + \sigma_c}{4\tau_{rot}} \quad (4.91)$$

$$\dot{\epsilon}_I = 0 \quad \text{si} \quad \frac{\dot{\tau}}{\dot{\sigma}_c} = \frac{\frac{1-\nu_c}{1+\nu_c} \cdot \sqrt{4\tau_{rot}^2 + \sigma_c^2} - \sigma_c}{4\tau_{rot}} \quad (4.92)$$

En tales circunstancias la resistencia dinámica del hormigón en tracción es mayor en la dirección axial que en la dirección principal de tracción. Esto puede dar lugar a que la resistencia a cortante obtenida con el modelo sea inusualmente baja. Incluso en algunos casos la resistencia teórica en régimen dinámico puede ser menor a la estática, lo que resulta incongruente. Esto probablemente se deba a que la envolvente de agotamiento biaxial en régimen dinámico difiera respecto a la estática más allá de lo predicho por los DIF de las resistencias. Por lo cual, en el presente modelo dinámico se ha limitado inferiormente la resistencia a cortante dinámica con la resistencia estática ($V_{u,din} \nless V_u$).

Obtención de la resistencia: Como se ha descrito en los párrafos anteriores, al calcular la interacción flexión-cortante en régimen dinámico se introducen ciertas incógnitas adicionales a las del caso estático. Es el caso de la profundidad de la punta de la fisura (c') o de la resistencia del hormigón en cada punto, entre otras.

El proceso iterativo con el que se obtiene $V_{u,din}$ se define en la Figura 4.23. Se parte de una sección dada, con unos esfuerzos M_d y V_d , que varían ΔM y ΔV en un periodo Δt .

En primer lugar, se calcula la profundidad de la cabeza comprimida (c'_{din}), la cual crece respecto al caso estático al aumentar la resistencia del hormigón, por la variación del esfuerzo flector. Mediante un proceso iterativo se obtiene el valor de c'_{din} , partiendo del valor estático, expresión 4.62, e imponiendo que la tracción en la punta de la fisura sea igual $f_{ct,din}$. Una vez obtenida se verifica que esta es menor o igual a la obtenida en un instante anterior al analizado ($c'_{din,t-1}$), imponiendo esta última en caso contrario.

Una vez definida la profundidad de la zona no fisurada se busca el valor de la resistencia a cortante crítica asociada con el agotamiento de cada una de las n bandas de la cabeza comprimida ($V_{u,i}$). Para la obtención de la velocidad de deformación se impone, para cada banda, diferentes valores al coeficiente $\alpha_{C,i}$, partiendo de los casos extremos ($\alpha_{C,i} = 1$ y $\alpha_{C,i} \approx 0$). Con el coeficiente de reparto propuesto, se obtiene el valor de $\tau_{rot,i}$ mediante un proceso iterativo, imponiendo que $\sigma_{I,i}$ y $\sigma_{II,i}$ correspondan con el agotamiento biaxial del hormigón en régimen dinámico, empleando la expresión 4.64 con las resistencias incrementadas ($f_{c,din}$ y $f_{ct,din}$) según las velocidades de deformación determinadas a partir de las expresiones 4.84 y 4.85. Hallado el valor de $\tau_{rot,i}$ que cumpla dicha condición, se obtiene el valor de $\tau_{max,i}$ y $V_{c,i}$ con las expresiones 4.66 y 4.68.

Figura 4.23: Diagrama de flujo para la obtención de V_u en régimen dinámico: (a) diagrama principal; (b) subdiagrama para el estudio del agotamiento de una banda i de la cabeza de compresión.

Determinado el estado de tensiones biaxial en el agotamiento de la banda i , para el valor de $\alpha_{C,i}$ propuesto, se caracteriza la fisura inclinada asociada, cuyo ángulo θ_i se obtiene según expresión 4.70. El desarrollo de la fisura inclinada produce unas tensiones en esta cuya distribución se obtiene mediante las expresiones 4.80, 4.81 y 4.82. La última expresión permite obtener las tensiones $\sigma_{c1,i}$ y $\sigma_{c2,i}$, correspondientes al punto inferior de los tramos $y_{f1,i}$ y $y_{f2,i}$, respectivamente. Además, en dicha expresión se incrementan dinámicamente las tensiones que caracterizan el ablandamiento del SFRC, f_{ct} y $f_{ct,1}$, con las velocidades de deformación correspondientes a $\sigma_{c1,i}$ y $\sigma_{c2,i}$ ($\dot{\epsilon}_{c1,i}$ y $\dot{\epsilon}_{c2,i}$, respectivamente), las cuales se obtienen con la distribución de velocidades de deformación descrita en la Figura 4.22. Para obtener el valor dinámico de $f_{ct,1}$, es decir $f_{ct,1,din}$, se introducen en la expresión 4.78 las características dinámicas del SFRC, $f_{ct,din}$ y $G_{f,din}$, asociadas a dichas velocidades de deformación.

Conocida la distribución de tensiones se obtiene $V_{u,i}$ y $V_{f,i}$ mediante las expresiones 4.58 y 4.77, respectivamente. Determinada la contribución de la cabeza de compresión y de la fisura, se comprueba que el valor de $\alpha_{C,i}$ propuesto coincide con el valor obtenido, tanteando con otro valor en el caso contrario. Una vez definido el fallo asociado a dicha banda i , se comprueba que el momento flector resultante en el inicio de la fisura (M') es mayor que el momento de fisuración dinámico ($M_{fis,din}$), como condición indispensable para que se produzca el fallo por interacción flexión-cortante asociado a dicha banda i . En caso contrario se desestima el fallo de dicha banda en el cálculo de la resistencia de la sección ($V_{u,din}$).

Una vez se ha calculado la resistencia a cortante asociada al agotamiento de cada una de las n bandas en las que se divide la cabeza de compresión, se obtiene $V_{u,din}$ como el valor crítico entre los $V_{u,i}$ calculados, es decir el valor mínimo de estos ($V_u = \min\{V_{u,i} : i \in [1, n]\}$), verificando que sea mayor o igual que la resistencia estática ($V_{u,din} \nless V_u$).

4.3.3. Modelo de viga continuo

La respuesta estructural de vigas de SFRC sometidas a impacto está sujeta a efectos dinámicos que no se han estudiado en profundidad hasta ahora, como la propagación del impacto o la evolución de los esfuerzos a lo largo de la viga. Dichos efectos introducen incertidumbres en el cálculo dinámico que pueden resultar insalvables a la hora de desarrollar modelos sencillos. Esto hace indispensable el uso de modelos de cálculo que permitan un estudio más detallado de los fenómenos implicados. En este Subapartado se define un modelo continuo, de elementos finitos, no lineal, cuya concepción ha partido de la premisa de que sea un modelo integral pero sencillo a su vez. Para esto se ha evitado introducir fenómenos complejos, como el comportamiento del contacto viga-proyectil o la propagación de fisuras por estados de tensiones biaxiales en régimen dinámico.

El modelo se ha ejecutado con el programa de elementos finitos ANSYS versión 15.0 (ANSYS (2013)), disponible comercialmente. La geometría empleada por el modelo es la de las vigas

Figura 4.24: Esquema de definición del modelo de elementos finitos: (a) esquema del modelo; (b) fuerza de impacto aplicada; (c) comportamiento a flexión de los elementos viga; (d) comportamiento de los resortes que representan los apoyos.

ensayadas experimentalmente en el Capítulo 3, longitud 2.00 m y luz entre apoyos 1.60 m. El comportamiento se idealiza con 200 elementos tipo viga, iguales entre sí, y estando el conjunto de la viga soportada por dos muelles, cuyo extremo inferior es fijo, que representan los apoyos, como se muestra en la Figura 4.24 (a). La carga de impacto empleada (F_{imp}), aplicada en el centro de vano de la viga, consistente en un impulso triangular simétrico, con una carga máxima (F_{max}) y una duración (t_{imp}). Dichos parámetros se definen de tal modo que el impulso resultante ($I_{imp,m}$) sea igual al observado experimentalmente ($I_{imp,e}$) en el primer pico de carga.

El comportamiento de la viga se modeliza con elementos *BEAM23*, el cual corresponde a una viga elasto-plástica con movimientos restringidos al plano que la contiene. La formulación empleada para los elementos tipo viga es la de Timoshenko, que, según se ha explicado en el Subapartado 2.3.2, sus resultados se ajustan mejor a las observaciones experimentales que los correspondientes a las ecuaciones de la viga de Bernoulli-Euler, Park & Park (1994). Las propiedades del material que representa al hormigón armado se modelizan con el comando *BISO*, que define un comportamiento elasto-plástico bilineal isotrópico con endurecimiento. El endurecimiento, además de definir las propiedades del hormigón armado correctamente, es esencial para evitar que las fuerzas de inercia deformen excesivamente las secciones que ya han plastificado. Las propiedades del material se definen para que el dia-

grama momento-curvatura de la sección transversal se corresponda con el comportamiento de la viga ensayada, el cual se define en el rango dinámico con el modelo propuesto en el Subapartado 4.3.1. El incremento dinámico se introduce considerando el diagrama momento-curvatura dinámico que más se ajusta al rango de velocidades de curvatura observadas en la zona central, donde se concentra la deformación. El comportamiento resultante, en términos momento-curvatura, de la sección modelada se muestra en la Figura 4.24 (c) de forma esquemática. Por su parte, la rigidez transversal de la sección se ha tomado como lineal, determinándose con el módulo de deformación transversal del hormigón (G_c) y el factor de corrección de cortante $\kappa = 5/6$.

La interacción entre la viga y los apoyos se modeliza con el elemento *COMBIN39*, el cual corresponde a un muelle no lineal, bastante rígido en compresión, pero con una rigidez residual en tracción para considerar el efecto del foam en la cara superior de la viga sobre el apoyo. El comportamiento de este se muestra en la Figura 4.24 (d). En cuanto al amortiguamiento, este se emplea la formulación de Rayleigh, considerando que el coeficiente de amortiguamiento es $\zeta = 0.04$ para la frecuencia natural de la viga fisurada (98 Hz) y $\zeta = 0.09$ para su segundo modo, de un modo similar a lo propuesto por el estudio de Fujikake et al. (2006c), quienes constaron la necesidad de emplear altos coeficientes de amortiguamiento en los problemas de impacto.

El método de integración empleado para realizar el análisis dinámico del modelo es implícito. En concreto se emplea el método de Newmark, con pasos temporales adaptativos, evitando así problemas de convergencia asociados a las características no lineales del modelo.

A partir de este modelo se obtendrá la evolución de los esfuerzos flectores y cortantes, que servirán para valorar la resistencia a cortante en régimen dinámico. Además, este modelo proveerá otros resultados cuyo estudio es interesante, relativos a la propagación del impacto o a otros efectos no discernibles con la técnica experimental empleada.

4.3.4. Modelo de dos grados de libertad

Como se ha explicado previamente en el Subapartado 2.3.2, del Capítulo correspondiente al Planteamiento del Problema, los modelos de varios grados de libertad estudian, de un modo muy efectivo, el comportamiento de las estructuras de hormigón sometidas al impacto de un cuerpo rígido. Estos modelos idealizan la dinámica estructural al considerar únicamente un modo de vibración, que se ha de conocer previamente. En el presente Subapartado se describe un modelo de 2 grados de libertad que toma como modelo de referencia el empleado en el estudio de Yi et al. (2016). Con este se estudiará el comportamiento a flexión de las vigas de hormigón ensayadas bajo cargas de impacto, sin incluir el posible desarrollo de fallos frágiles.

Normalmente la rotura frágil por cortante de las vigas se modela mediante la inclusión de un tercer grado de libertad, que representa el movimiento relativo entre las caras de la fisura diagonal, Schellenberg (2009). En la literatura hay escasos estudios analíticos sencillos que caracterizan el comportamiento de una viga de SFRC durante el desarrollo de una fisura de cortante en régimen dinámico, existiendo solamente métodos de obtención complejos, como empleando el programa VecTor2 (Wong et al. (2013)). Por otra parte, la distribución de esfuerzos, flectores y cortantes, no se determina directamente mediante este tipo de modelos, aumentando la incertidumbre sobre la interacción entre ambos esfuerzos y la localización de la fisura crítica. Por todo esto, el modelo presentado no incluye el efecto del desarrollo de la fisura diagonal en el comportamiento de la viga bajo impacto, para simplificar el problema, ya complejo de por sí. Además, el estudio analítico del comportamiento de elementos con fallo tipo dúctil permiten examinar qué factores pueden estar involucrados en el desarrollo de fallos frágiles.

En la Figura 4.25 se muestra un esquema del modelo empleado. El sistema de ecuaciones diferenciales que determinan el comportamiento del modelo se presentan en la expresión 4.93, donde δ_p y δ_v son el desplazamiento vertical del proyectil y del centro de vano de la viga, respectivamente, ambos positivos en sentido descendente.

Figura 4.25: Modelo de dos grados de libertad.

$$\begin{aligned} F_{imp} + m_p \ddot{\delta}_p &= 0 \\ k_v \delta_v + c_v \dot{\delta}_v + m_v \ddot{\delta}_v - F_{imp} &= 0 \end{aligned} \quad (4.93)$$

Las masas, m_p y m_v , se asignan de acuerdo con la masa del proyectil y la masa modal de la región de la viga excitada por el impacto, respectivamente. La fuerza de impacto (F_{imp}) está determinada por la interacción viga-proyectil, modelada mediante un elemento de contacto. Este transmite carga solamente al estar comprimido y tiene un carácter marcadamente no lineal. Por su parte, el comportamiento de la viga se define con un resorte-amortiguador cuyas constantes mecánicas son k_v para la rigidez y c_v para el amortiguamiento, presentando el primero un carácter marcadamente no lineal. Para evitar problemas de convergencia,

se empleará una metodología de cálculo explícita. En concreto se empleará el método de integración paso a paso de Euler, empleando pequeños pasos temporales, asegurándose así la estabilidad del modelo, con un coste computacional razonable. A continuación, se definen los parámetros que determinan el sistema, de manera individualizada. Concluida la definición del modelo se presentará un método sencillo con el que se pueden obtener las reacciones en los apoyos, las cuales pueden servir para obtener los esfuerzos de un modo simplificado.

Elemento de contacto viga-proyectil

La fuerza de impacto está determinada por las propiedades del contacto entre los cuerpos que colisionan. Una teoría clásica para definir el contacto entre superficies curvas es la ley de contacto de Hertz. No obstante, las estructuras de hormigón al entrar en contacto con un proyectil en movimiento se deforman anelásticamente. Este comportamiento seguramente se deba a la microfisuración del hormigón en la zona de contacto, observada en los ensayos estructurales, Figura 3.27, donde se observa la fragmentación del hormigón en la zona de impacto. Por lo cual, los parámetros necesarios para definir la curva de carga del contacto hormigón-proyectil son difíciles de estimar con la teoría clásica de Hertz, en la que se supone que los cuerpos se deforman elásticamente.

En la literatura, no existe una metodología extensamente reconocida para la caracterización del comportamiento del contacto. Fujikake et al. (2006b) y Yi et al. (2016) definieron este resorte con una ley lineal en compresión, resolviendo el problema del contacto de un modo simplificado. Cada uno de estos autores obtuvo el valor de la constante elástica por diferentes procedimientos. Yi et al. (2016) obtuvo la rigidez empíricamente, basándose en otros estudios de impacto previos, teniendo en cuenta la naturaleza del contacto (geometría, presencia de elastómeros...). Por su parte, Fujikake et al. (2006b) obtuvo la rigidez basándose en la formulación clásica de Hertz, siguiendo las recomendaciones de la JSCE (2004), pero simplificando el comportamiento con una ley elástica. Finalmente, adoptó el valor de la rigidez por contrastación con los resultados experimentales, tanteando con una serie de rigideces secantes a la curva de comportamiento hertziana. Otros autores han caracterizado el comportamiento del contacto suponiendo un comportamiento más complejo, como Zhao et al. (2019) que emplearon el modelo Winkler lineal para determinar la interacción entre la superficie de la viga y del proyectil.

En el presente modelo se toma como referencia para definir la curva de carga la empleada por otros autores, como Delhomme et al. (2007) y Micallef et al. (2014). Estos autores supusieron que, pese al comportamiento anelástico del hormigón en el contacto, este se comporta según la ley de contacto de Hertz, al aumentar el área de contacto con la fuerza de impacto. La fórmula general se define en la expresión 4.94, siendo $\delta_c = \delta_p - \delta_v$ la deformación del contacto y k_c la rigidez Hertziana equivalente, obtenida por contrastación experimental.

$$F_c = k_c \delta_c^{3/2} \quad (4.94)$$

Adicionalmente, el modelo de comportamiento se ha mejorado tomando como referencia el trabajo de Van Mier et al. (1991). Este autor presentó un estudio minucioso sobre el comportamiento del contacto acero-hormigón al colisionar. Definió su comportamiento como extremadamente complejo para definirlo en detalle. Sin embargo, propuso definirlo mediante una ley elastoplástica sencilla, diferenciando tres fases, carga, plastificación y descarga elástica. Estas fases se definen mediante parámetros sencillos de obtener de forma analítica o experimentalmente. De este modo, la curva de carga se define mediante la expresión 4.95, de un modo análogo a la expresión 4.94, pero limitando la carga superiormente.

$$F_c = \begin{cases} k_c (\delta_p - \delta_v)^{3/2} & \delta_p \geq \delta_v \\ 0 & \delta_p < \delta_v \end{cases} \neq F_{lim} \quad (4.95)$$

La fase de carga concluye una vez que se alcanza el agotamiento del hormigón en el contacto (F_{lim}), definida en la expresión 4.96. Se supone que en la zona de contacto la tensión media es igual a la resistencia del hormigón confinado dinámicamente ($f_{c,imp}$). La geometría del punzón empleado en la campaña experimental, cilíndrica de radio R_p y longitud l_p , determina, junto con la deformación del contacto, el área en el que se reparte esta carga. De este modo, el área del contacto acero-hormigón es rectangular, de área A_{imp} , longitud l_c y ancho $2a_c$, tal como se muestra en la Figura 4.26.

Figura 4.26: Contacto proyectil-viga: (a) alzado; (b) perfil.

$$F_{lim} = A_{imp} f_{c,imp} \quad (4.96)$$

La dimensión l_c está definida mediante la generatriz de contacto entre la viga y el punzón, es decir el valor mínimo entre el ancho de la viga (b) y la longitud del punzón (l_p). El ancho del área de contacto, $2a_c$, está determinado por la penetración del punzón en la viga (δ_c), Figura 4.26, tal como se define en la expresión 4.97, en la cual se considera que δ_c es bastante menor que R_p .

$$R_p^2 = a_c^2 + (R_p - \delta_c)^2 \quad \Rightarrow \quad a_c \approx \sqrt{2R_p \delta_c} \quad (4.97)$$

Por su parte, se define la resistencia $f_{c,imp} = f_{c,din} c_{c,imp}$, de un modo similar a Van Mier et al. (1991), donde $f_{c,din}$ es la resistencia a compresión del hormigón en régimen dinámico y $c_{c,imp}$ el coeficiente de confinamiento en régimen dinámico. El valor del DIF con el que se determina $f_{c,din}$ está asociado con la velocidad de deformación del hormigón en el contacto ($\dot{\epsilon}_{imp}$), según la formulación del Código Modelo 2010. Esta velocidad de deformación se determina como el cociente de la diferencia de velocidades del proyectil y de la viga entre el recubrimiento de hormigón de la armadura superior (r), expresión 4.98.

$$\dot{\epsilon}_{imp} = \frac{\dot{\delta}_p - \dot{\delta}_v}{r} \quad (4.98)$$

La rama de descarga elástica se producirá cuando la deformación del contacto alcanza su valor máximo ($\delta_{c,max}$). La pendiente de la descarga será proporcional a la rigidez del bloque de hormigón comprendido entre la armadura superior y el punzón de la masa impactante, tal como se define en la expresión 4.99, donde $F_{c,des}$ es la fuerza del contacto cuando comienza la descarga.

Figura 4.27: Comportamiento del contacto proyectil-viga en términos de fuerza de impacto y deformación del contacto.

$$F_c = F_{c,des} - \frac{A_{imp} E_c}{r} (\delta_{c,max} - \delta_c) \quad \delta_c < \delta_{c,max} \quad (4.99)$$

En la Figura 4.27 se define la curva de carga del contacto F_c - δ_c , distinguiéndose las tres fases de carga. Adicionalmente, en la definición de la fuerza de impacto se incluye cierto amortiguamiento, expresión 4.100, con el que queda determinado el comportamiento del elemento del contacto.

$$F_{imp} = F_c + c_p (\dot{\delta}_p - \dot{\delta}_v) \quad (4.100)$$

Donde el amortiguamiento se define como $c_p = \zeta_p \sqrt{k_{c,tg} m_p m_v / (m_p + m_v)}$, de acuerdo con la expresión simplificada de Fujikake et al. (2009), siendo $\zeta_p = 0.02$ en la carga y en la plastificación del contacto, y 1.00 en la descarga. Por su parte la rigidez del contacto se toma como $k_{c,tg} = dF_c/d\delta_c$, es decir la rigidez tangente. Por su parte, los valores de k_c y $c_{c,imp}$ se definirán en el Subapartado 6.2.4 mediante contrastación experimental.

Propagación de la onda de impacto y masa modal

La respuesta de una viga frente a un impacto tiene dos fases, según se ha descrito en el Planteamiento del problema, Subapartado 2.3.2. En la primera fase se producen desplazamientos solamente en torno al punto de colisión de la masa en caída libre, mientras que en la fase posterior se produce la respuesta global de la estructura. Durante la primera fase, las deformaciones se propagan desde el punto de impacto hacia los apoyos, formando una onda transversal. Antes de que los frentes de onda alcancen los apoyos, la viga se comporta estructuralmente con una longitud de vano reducida (L_{ef}). Según Cotsovos et al. (2008) la longitud comprendida entre ambos frentes de onda se describe como vano efectivo, de longitud L_{ef} , la cual aumenta con el tiempo. La velocidad de avance del frente de dichas ondas se conoce como la velocidad de propagación (v_p).

En la literatura se emplea frecuentemente este concepto en la definición de modelos de varios grados de libertad para el estudio de estructuras de hormigón sometidas a cargas impulsivas (Delhomme et al. (2007), Micallef et al. (2014) y Yi et al. (2016)). Sin embargo, como se ha comentado en el Planteamiento del problema, Subapartado 2.3.2, no hay un consenso claro sobre la velocidad de propagación a emplear. En este modelo tomaremos como referencia el estudio de Ulzurrún et al. (2019) sobre la velocidad de propagación del vano efectivo. Los autores observaron experimentalmente que la velocidad de propagación es menor que la de la onda de cortante, expresión 2.19, estando los resultados ampliamente respaldados por la literatura. Además, Ulzurrún et al. (2019) confirmaron que esta velocidad de propagación es variable en el tiempo, reduciéndose según aumenta el vano efectivo, de acuerdo

con las observaciones de McGhie (1990) e Isaac et al. (2017) en sus estudios numéricos y experimentales, respectivamente.

Figura 4.28: Efectos de la propagación sobre: (a) longitud efectiva; (b) masa modal.

En el presente modelo se asume simplícadamente que la velocidad de propagación de la onda de impacto es constante a lo largo del tiempo, hasta que la propagación alcanza los apoyos, siendo $L_{ef} = L$. Se considera que cuando comienza el impacto la luz efectiva es $L_{ef,0} = h$, suponiendo que la carga se reparte en la viga con un ángulo de 45° en ambos sentidos. En la Figura 4.28 (a) se muestra un esquema de la evolución de la longitud efectiva propuesta.

Por su parte, la masa modal de la viga se define según la expresión 4.101, siendo $\bar{m}$ la densidad lineal de la viga, $\Phi(x, t)$ la función de forma de la viga sometida a un impacto, es decir el perfil de la deformada normalizado, en el instante t , y α_m es el cociente de la masa excitada por el impacto entre la masa de la viga comprendida en vano efectivo (L_{ef}).

$$m_v(t) = \int_L \bar{m} [\Phi(x, t)]^2 dx = \alpha_m \rho_c A_c L_{ef}(t) \quad (4.101)$$

La función de forma del vano efectivo tendrá un perfil comprendido entre uno triangular y otro parabólico, correspondientes a una deformación plástica o puramente elástica, respectivamente. Analizando las funciones de forma, correspondientes a estas deformadas, se determina que el coeficiente α_m debe estar contenido entre $1/3$ y $1/2$, respectivamente. En este modelo se supone que la evolución de la masa modal, mostrada en la Figura 4.28 (b), depende solamente de la L_{ef} , siendo α_m una constante.

Los valores de v_p y α_m se obtendrán por contrastación experimental y analítica con los resultados teóricos y experimentales en el Subapartado 6.2.4.

Resorte-amortiguador de la viga

La rigidez del resorte-amortiguador, que representa el comportamiento del CDV de la viga, está definida por la deformabilidad de este punto frente a una carga P . Esta carga P equivale

a F_{imp} , pero descontando las fuerzas de inercia y el amortiguamiento. La rigidez resultante depende del comportamiento no lineal del hormigón armado y además está relacionada con la propagación del impacto a lo largo de la viga, presentando así el comportamiento de una viga con luz variable (L_{ef}), Figura 4.29 (a).

Figura 4.29: Fases de la propagación del impacto en la viga: (a) deformación durante la propagación; (b) flexión durante la propagación; (c) deformación cuando comienzan a rotar los voladizos de los extremos; (d) flexión cuando comienzan a rotar los voladizos de los extremos; (e) deformación al concluir la propagación; (f) flexión al concluir la propagación.

Según Cotsovos et al. (2008), durante la propagación del impacto se produce una flexión positiva M en el CDV, mientras que los extremos del vano efectivo la flexión M' es negativa, Figura 4.29 (b). La distribución del momento flector asumida para la carga puntual del impacto equivale al diagrama estático, puesto que de la carga P se han descontado las fuerzas de origen dinámico, inercia y amortiguamiento. De este modo, la viga se puede asumir como biempotrada, de luz L_{ef} variable, mientras que se propaga el impacto, tal como confirman los resultados experimentales de Ulzurrun et al. (2019). Durante la propagación se asume,

simplificadamente, que la viga se deforma presentado tres rótulas plásticas, una fija en el CDV y otras dos móviles en cada extremo del vano efectivo, estando la flecha máxima (δ_v) en el CDV. En la primera, sometida a una flexión M , se produce un giro 2ϕ , mientras que en las segundas el giro es ϕ y la flexión M' , Figura 4.29. Una vez concluye la propagación ($L_{ef} = L$), en el instante $t_{p,0} = L/2v_p$, los voladizos de la viga comienzan a rotar, Figura 4.29 (c). Tras esto se produce una transición en la que se modifica el comportamiento de la viga, pasando paulatinamente a tener un comportamiento de viga biapoyada, Figura 4.29 (e). En dicho periodo, entre los instantes $t_{p,0}$ y $t_{p,1}$, los momentos M' se reducen linealmente hasta ser nulos, Figura 4.29 (d) y (f).

El valor de los esfuerzos M y M' se puede obtener relacionando la deformación de la viga con la curvatura en las rótulas plásticas. En primer lugar, se establece la relación entre la flecha δ_v y los giros de las rótulas, con la expresión 4.102.

$$\phi = \frac{2\delta_v}{L_{ef}} \quad (4.102)$$

La longitud de las rótulas considerada es igual al canto útil de la sección (d), excepto en los instantes iniciales que se ha tomado como $L_{ef}/2 \not\geq d$. A partir de dicho parámetro se puede establecer una relación entre la curvatura de esas rótulas y δ_v . Esto se muestra en la expresión 4.103, donde χ es la curvatura de una sección del CDV, siendo así la curvatura en los extremos del vano efectivo $\chi' = \chi/2$.

$$\chi = \frac{2\phi}{d} = \frac{4\delta_v}{d L_{ef}} \quad (4.103)$$

Análogamente, se puede obtener la velocidad de curvatura en el centro de vano ($\dot{\chi}$) y en los extremos de vano efectivo ($\dot{\chi}' = \dot{\chi}/2$) mediante la derivada la expresión 4.103, mostrada expresión 4.104, donde $\dot{\delta}_v$ es la velocidad vertical del CDV y $\dot{L}_{ef}$ la velocidad a la que aumenta el vano efectivo, $2v_p$ durante la propagación y cero posteriormente.

$$\dot{\chi} = \frac{4(\dot{\delta}_v L_{ef} - \delta_v \dot{L}_{ef})}{d L_{ef}^2} \quad (4.104)$$

Conociendo las curvaturas (χ y χ') y las velocidades de curvatura ($\dot{\chi}$ y $\dot{\chi}'$) de las rótulas se puede conocer el momento flector asociado a cada rótula empleando los resultados del modelo de flexión dinámica definido en el Subapartado 4.3.1, tal como se muestra en la Figura 4.30. En el caso de M' esta metodología es válida durante la propagación del impacto ($t < t_{p,0}$). Posteriormente M' disminuye linealmente hasta alcanzar un valor de $M' = 0$ en el instante $t_{p,1}$, cuando la rotación relativa entre los voladizos y el vano central es nula.

Finalmente, en la expresión 4.105 se define la rigidez secante de la viga, a partir de la geometría de la viga y asumiendo que la variación del esfuerzo flector entre M y M' es

Figura 4.30: Comportamiento de las rótulas plásticas basado en el modelo seccional a flexión en condiciones dinámicas.

$PL_{ef}/4$. Una vez se alcanza la flecha máxima en el CDV, y por consiguiente comienza la descarga del resorte, se asumirá que la descarga de las rótulas plásticas será elástica con una pendiente paralela a su carga, tal como se muestra en la Figura 4.30.

$$k_v = \frac{P}{\delta_v} = \frac{4(M - M')}{\delta_v L_{ef}} \quad (4.105)$$

El amortiguamiento empleado en este resorte-amortiguador es igual a 0.05 veces el amortiguamiento crítico, definido por la rigidez tangente de muelle del CDV y por la masa modal de la viga (m_v).

Reacciones en los apoyos

Los sistemas de pocos grados de libertad no proporcionan directamente los esfuerzos actuantes, sin embargo, existen métodos para valorar la capacidad resistente de una estructura a partir de estos. Una primera aproximación para la obtención de los esfuerzos es el cálculo de las reacciones de acuerdo con el método presentado por Biggs (1964). Este autor centró su estudio en la obtención de las reacciones en modelos de un grado de libertad, las cuales representaban el comportamiento de una estructura bajo una oscilación forzada.

Según Biggs (1964) las reacciones en los apoyos en régimen dinámico no se corresponden directamente con los resultados del modelo. La fuerza del resorte de la viga ($k_v \delta_v$) no es la misma que la suma de las reacciones ($2R$), puesto que esta rigidez se define para que, junto con la masa modal, el modelo se comporte dinámicamente como la estructura real. La obtención de las reacciones en los apoyos exige considerar el equilibrio dinámico completo de la estructura, Figura 4.31 (a), en el que se incluyen las fuerzas de inercia (i), cuya distribución se supondrá en función los resultados obtenidos experimental y numéricamente.

Figura 4.31: Esquema de las fuerzas en el equilibrio dinámico: (a) equilibrio global; (b) equilibrio de media viga.

Considerando las condiciones de simetría, Figura 4.31 (b), se puede simplificar el equilibrio dinámico tomando momentos en el centro de empujes de las fuerzas de inercia de uno de los lados de la viga. Teniendo en cuenta que la longitud de la viga movilizada es variable en el tiempo (L_{ef}), que en el CDV el cortante es nulo y la flexión corresponde a la de la rótula plástica central, se determina el valor de la suma de las reacciones ($2R$) según la expresión 4.106.

$$2R(t) = \frac{2M(t) - F_{imp}(t) (L/2 - x_I(t))}{x_I(t)} \quad (4.106)$$

En esta expresión x_I es la distancia al apoyo de la resultante de las fuerzas de inercia actuantes en la mitad de la viga ($I/2$), la cual varía en el tiempo, del mismo modo que la F_{imp} y M . El valor de dicha distancia se parametriza en función del coeficiente α_I y la longitud del vano efectivo (L_{ef}) según la expresión 4.107.

$$x_I(t) = \frac{L - L_{ef}(t) (1 - \alpha_I(t))}{2} \quad (4.107)$$

Determinada la evolución de las reacciones y conocida la distribución de las fuerzas de inercia ($i(x,t)$) teóricamente es posible la obtención de la distribución del esfuerzo cortante por equilibrio estático.

4.4. Modelo global

El conjunto de los modelos presentados, al interactuar entre sí, permiten estimar el tipo de fallo de una viga de SFRC sometida a impacto. El modo de proceder para obtener el tipo de fallo se describe gráficamente en la Figura 4.32.

**MODELO RESISTENTE BAJO
CARGAS DE IMPACTO**

* Emplea en su definición el modelo seccional a flexión en régimen dinámico
** Emplea en su definición el modelo de material del SFRC a tracción en régimen dinámico

Figura 4.32: Esquema de la interacción entre modelos para la definición del modelo global.

En primer lugar, se emplea el modelo estructural de 2 grados de libertad, definido en el Subapartado 4.3.4. Los resultados de este modelo determinan la fuerza de impacto y la velocidad de curvatura media, que se emplean en la definición del modelo de elementos finitos, descrito en el Subapartado 4.3.3. Estos dos modelos, emplean en su definición los resultados del modelo seccional de flexión en condiciones dinámicas, definido en el Subapartado 4.3.1.

A partir de la evolución de esfuerzos, obtenida del modelo de elementos finitos, se puede determinar si la resistencia a cortante es crítica en alguna sección. Para esto, se emplea el modelo interacción flexión-cortante en vigas de SFRC, sin armadura transversal, bajo cargas dinámicas, definido en el Subapartado 4.3.2. No obstante, para prevenir la amplificación de errores al derivar se suavizan los esfuerzos, evitando así introducir velocidades de deformación espurias en el cálculo de resistencia. La sensibilidad a la velocidad de deformación del SFRC empleada en este modelo se determina a partir del modelo de material, definido en el Apartado 4.2.

Una vez se conoce la distribución de la resistencia a cortante en la viga ($V_{u,din}$), a lo largo del tiempo, se compara con la del cortante actuante (V_d). En caso que sean menores a la resistencia el fallo que mostrará la viga será dúctil. En caso contrario se desarrollarán fisuras diagonales en las secciones donde los esfuerzos rebasen la capacidad resistente, las cuales pueden dar lugar a un fallo frágil.

Capítulo 5

Análisis de los resultados a nivel de material

5.1. Introducción

En este Capítulo se analiza el comportamiento dinámico del hormigón reforzado con fibras de acero (SFRC). Se prestará una especial atención a la sensibilidad de la resistencia a tracción y de la energía de fractura a la velocidad de deformación. El análisis se basará en el estudio experimental y teórico, presentado en los Apartados 3.4 y 4.2, respectivamente.

Este análisis del SFRC, a nivel material, se ha dividido en tres partes. En primer lugar, se presenta en el Apartado 5.2 un estudio paramétrico del modelo de material propuesto en el Capítulo 4. Posteriormente, en el Apartado 5.3, se analizarán los resultados experimentales, a nivel material, del Capítulo 3. Finalmente, en el Apartado 5.4 se discutirá la sensibilidad a la velocidad de deformación del SFRC, comparando los resultados experimentales con diferentes modelos teóricos, el propuesto y otros relevantes de la literatura.

El análisis presentado en este Capítulo, servirá como base para proceder, en el Capítulo 6, con el análisis a nivel estructural de las vigas de SFRC sometidas a impacto. A partir de los resultados de ambos Capítulos, se presentarán las Conclusiones de la presente Tesis Doctoral en el Capítulo 7.

5.2. Análisis paramétrico del modelo teórico propuesto a nivel material

En el presente Apartado se analiza con un modelo teórico la sensibilidad a la velocidad de deformación de diferentes tipos de SFRC. En concreto, se analizan las mezclas empleadas

en el Capítulo correspondiente a la Parte experimental. El modelo teórico empleado es el propuesto en la presente Tesis Doctoral, en el Apartado 4.2.

Dicho análisis parte del estudio de arrancamiento de una sola fibra en distintas posiciones, variando la inclinación (θ) y la longitud de anclaje ($l_a = \rho_f l_f$), e implementando los efectos de la velocidad de deformación en los mecanismos resistentes involucrados. Integrando la acción conjunta de las fibras distribuidas en la sección estudiada y considerando la colaboración de la matriz, se obtendrá el comportamiento de distintas mezclas de SFRC en el rango dinámico.

5.2.1. Consideraciones previas

Para realizar el estudio de las mezclas, se discretizan las posibles posiciones de las fibras con una serie de valores de inclinación y de coeficientes de anclaje (ρ_f). Las posibles inclinaciones de las fibras, comprendidas entre 0° y 90° , se han discretizado en seis intervalos, que se caracterizan con su valor medio, $\theta = 7.5^\circ, 22.5^\circ, 37.5^\circ, 52.5^\circ, 67.5^\circ$ y 82.5° . A su vez las posibles longitudes de anclaje se han definido con el coeficiente de anclaje, de modo adimensional. Este coeficiente, comprendido entre 0 y 0.5, se ha discretizado en cinco intervalos, que se caracterizan con su valor medio, $\rho_f = 0.05, 0.15, 0.25, 0.35$ y 0.45 . Empleando el modelo de arrancamiento para las distintas combinaciones de estos valores y considerando la distribución de las fibras en la sección, se obtendrá la colaboración de las fibras en el rango de velocidades de deformación correspondientes al impacto. Dichas velocidades se han discretizado en los valores descritos a continuación $\dot{\epsilon} = 0.001, 0.01, 0.1, 1, 10, 100$ y 300 s^{-1} , además del caso estático ($\dot{\epsilon} \rightarrow 0$).

Las características de las fibras empleadas en el modelo se muestran en la Tabla 5.1. Los datos empleados para la matriz se corresponden con las características mecánicas obtenidas experimentalmente en las probetas de hormigón convencional (Serie A), siendo $f_c = 48.5 \text{ MPa}$ y $f_{ct} = 4.8 \text{ MPa}$. Para definir el resto de parámetros de la matriz se han estimado valores razonables, siendo $E_c = 8500 \sqrt[3]{f_c} \approx 31000 \text{ MPa}$, $\nu_c = 0.20$ y $c_c = f_{cc}/f_c = 2.5$. Por último, los parámetros que definen la interacción fibra-matriz, el coeficiente de rozamiento y la adherencia máxima, se han tomado en función del tipo de fibra. El valor de dichos parámetros es muy relevante en la resistencia al arrancamiento, sin embargo, no hay un consenso claro sobre su determinación. Debido a esto se ha considerado conveniente justificar su elección por contrastación experimental en el Subapartado 5.4.4. El coeficiente de rozamiento entre el contorno de las fibras, liso, y el surco que dejan en la matriz se ha establecido como $\mu = 0.10$, de acuerdo con el código BS 5975:2008 (BSI (2008)). Dicho código propone una serie de coeficientes de fricción entre distintos materiales simplemente apoyados, no incluyendo los efectos de la adherencia (τ_b) en la fricción. En las fibras prismáticas, se ha aumentado dicho coeficiente a $\mu = 0.12$ para considerar el rozamiento adicional por las muescas presentes en sus extremos. No obstante, hay referencias que sugieren valores de μ más altos. En el

caso de la adherencia pico ($\tau_{b,max}$), se ha asumido la formulación propuesta por Pfyl (2003), en función de f_{ct} , descrita en la expresión 4.5. En este modelo se ha modificado el valor del parámetro γ_b propuesto por el autor, 0.670, considerando $\gamma_b = 0.625$ para las fibras de mayor tamaño (prismáticas y con anclaje) y $\gamma_b = 0.700$ para las fibras rectas, más embebidas en la microestructura de la matriz. La adherencia máxima, asociada a estos dos valores de γ_b , es $\tau_{b,max} = 3.00$ y 3.36 MPa, respectivamente. Tales valores de $\tau_{b,max}$ son algo superiores al empleado por Lee et al. (2011b) ($\tau_{b,max} = 2.71$ MPa).

Tabla 5.1: Características de las fibras empleadas en el modelo teórico de material.

	Fibras prismáticas	Fibras con anclaje	Fibras rectas
Módulo de Young E_s (GPa)	210	200	200
Coefficiente Poisson ν_s	0.3	0.3	0.3
Límite elástico f_{yf} (MPa)	830	1 200	3 000
Longitud l_f (mm)	60	60	10
Sección y dimensiones (mm)	Rectangular $h = 1.00$ y $b = 0.78$	Circular $d_f = 0.75$	Circular $d_f = 0.16$
Geometría anclaje			
$l_{g,1}, l_{g,2},$ ρ_g y α_g	–	1.6 mm, 1.1 mm, 1.4 mm y 50°	–

Según se muestra en la Tabla 5.1, cada fibra tiene sus particularidades geométricas. Las fibras rectas, son las que mejor se ajustan a la fibra genérica empleada para definir el modelo de material en el Apartado 4.2, rectas y de sección circular. Por su parte, los ganchos en los extremos de las fibras con anclaje confieren a estas una resistencia adicional al arrancamiento, detallada en el Apéndice B.3. Además, por su configuración, la longitud de estas fibras se ha incrementado según la expresión 4.26, donde $l_{a,g} = \rho_f l_f$, considerando así el enderezamiento del gancho en el arrancamiento. Por último, las fibras prismáticas difieren de la fibra genérica considerada por su sección rectangular. Esto requiere adaptar ciertas expresiones a la geometría de la sección (como el perímetro en la expresión 4.19, entre otras modificaciones), y considerar la orientación de la sección respecto a su eje. Esta es determinante en el comportamiento de las fibras debido a la diferente rigidez a flexión que presentan en cada dirección. Dicha rigidez influye en el comportamiento de la rótula plástica y de la interacción de la matriz con el tramo de la fibra embebido (L_{BC}). Se ha simplificado el problema considerando dos posibles orientaciones de la sección, ortogonales entre sí, tendida y erguida, asumiendo que la frecuencia de ambas orientaciones es la misma, el 50 %. El

comportamiento en arrancamiento de estas fibras se considerará como el promedio de ambas configuraciones.

5.2.2. Estudio del arrancamiento de una sola fibra

Como se ha explicado previamente, el modelo de comportamiento del SFRC en tracción parte del estudio del arrancamiento de una sola fibra en distintas configuraciones. Como referencia para el posterior análisis del arrancamiento de las fibras en diversas configuraciones, se ha analizado el arrancamiento de una fibra recta alineada en dirección de la tracción ($\theta = 0^\circ$) en régimen estático y con un coeficiente de anclaje $\rho_f = 0.50$. En la Figura 5.1 se muestra dicho comportamiento junto con el correspondiente a fibras con inclinaciones pequeñas ($\theta = 0^\circ - 10^\circ$). En este rango de inclinaciones se observa como la fuerza de arrancamiento (T_f) pico crece junto con la inclinación por la colaboración de las fuerzas rozamiento.

Figura 5.1: Diagrama de arrancamiento de las fibras rectas con inclinaciones pequeñas ($\theta \in [0^\circ, 10^\circ]$), con una longitud de anclaje constante ($\rho_f = 0.5$).

En las Figuras 5.2 y 5.3 se realiza un estudio más completo del comportamiento de las fibras. Estas analizan, en términos de fuerza de arrancamiento-abertura de fisura ($T_f - w_c$), la influencia de la inclinación y de la longitud de anclaje, respectivamente, en el arrancamiento de una fibra. Los gráficos mostrados en dichas Figuras representan el comportamiento estático y dinámico de las fibras estudiadas.

Según la Figura 5.2 las fibras con inclinaciones más tendidas (7.5° y 22.5°) muestran fuerzas de arrancamiento mayores y un ablandamiento similar. Con tales inclinaciones se alcanza la fuerza pico con aberturas de fisura leves, $w_c < 0.6$ mm en las fibras con anclaje, $w_c < 0.2$ mm en las fibras rectas y prismáticas. Incluso en fibras con una inclinación levemente mayor (37.5°) el comportamiento en arrancamiento sigue siendo similar. Sin embargo, con estas orientaciones no se observa que crezca la fuerza pico junto con la inclinación, a diferencia del comportamiento de fibras más tendidas, Figura 5.1. Esto está relacionado con los daños en la matriz en el contacto con la fibra.

Fibras prismáticas

Fibras con anclaje

Fibras rectas

Figura 5.2: Diagrama de arrancamiento de las fibras con distintas inclinaciones (θ) manteniendo una longitud de anclaje constante ($\rho_f = 0.35$): (a) en régimen estático ($\dot{\epsilon} \rightarrow 0 \text{ s}^{-1}$); (b) en régimen dinámico ($\dot{\epsilon} = 10 \text{ s}^{-1}$).

Para inclinaciones de fibra mayores ($\theta \geq 52.5^\circ$) el comportamiento en arrancamiento es diferente. En tales casos las fuerzas pico, que se alcanzan con mayores aberturas de fisura, disminuyen notablemente al aumentar la inclinación de las fibras. En general, tras alcanzar la fuerza de arrancamiento pico, dicha fuerza disminuye progresivamente hasta que se produce el arrancamiento completo de la fibra, excepto en las fibras con anclaje. Estas fibras muestran un endurecimiento post-pico, tras el cual la fuerza de arrancamiento se reduce paulatinamente.

Fibras prismáticas

Fibras con anclaje

Fibras rectas

Figura 5.3: Diagrama de arrancamiento de las fibras con distintas longitudes de anclaje ($l_a = \rho_f l_f$) manteniendo una inclinación constante ($\theta = 37.5^\circ$): (a) en régimen estático ($\dot{\epsilon} \rightarrow 0 \text{ s}^{-1}$); (b) en régimen dinámico ($\dot{\epsilon} = 10 \text{ s}^{-1}$).

Por su parte, la abertura de fisura (w_c) en la que se produce el arrancamiento completo de las fibras depende de la inclinación de estas, reduciéndose al aumentar θ . Esto probablemente se debe a que al aumentar la inclinación se produce un mayor desprendimiento de la matriz (aumenta S_c), el cual reduce en la longitud de las fibras embebidas en la matriz, especialmente en las fibras más inclinadas, tal como se observa en la Figura 4.4. Debido a esto la colaboración de las fibras muy inclinadas ($\theta = 82.5^\circ$) es insignificante.

En la Figura 5.3 se observa como la longitud de anclaje de las fibras es determinante tanto en la fuerza pico como en el ablandamiento. El comportamiento con los diferentes valores

de ρ_f es muy similar en términos relativos, excepto para coeficientes de anclaje muy bajos ($\rho_f = 0.05$). La diferencia más llamativa es el pico secundario, que se produce justo antes del arrancamiento completo, especialmente en las fibras prismáticas y rectas. Este se debe al incremento de rigidez del tramo de fibra embebido en la matriz al reducirse su longitud. Se observa que su valor es relativamente mayor para fibras con coeficientes de anclaje bajos, posiblemente debido a la menor flexibilidad de estas. Por otra parte, la fuerza pico de las fibras con anclaje es bastante menos sensible al coeficiente de anclaje, esto seguramente se deba a la contribución del gancho de anclaje es prácticamente independiente de ρ_f , si está completamente embebido en la matriz.

En régimen dinámico, Figuras 5.2 (b) y 5.3 (b), se observa como la fuerza de arrancamiento, en general aumenta considerablemente. Además, se observa que el punto de arrancamiento de las fibras se produce para aberturas de fisuras algo mayores, especialmente en aquellas con menores coeficientes de anclajes (ρ_f). Según los resultados del modelo, esto se debe al menor desprendimiento de la matriz (de profundidad S_c) que se produce en régimen dinámico. Otro fenómeno destacable es la rotura de ciertas fibras en régimen dinámico, las cuales se han observado para velocidades de deformación ($\dot{\epsilon}$) iguales o mayores a 10 s^{-1} . En las Figuras 5.2 (b) y 5.3 (b) se observa como la fuerza de arrancamiento (T_f) sobrepasa la resistencia de la fibra ($T_{f,u}$) en algunas fibras con anclaje. Además, en dichas Figuras la fuerza de arrancamiento de algunas fibras prismáticas se aproxima a la resistencia de la fibra sin sobrepasarla. En estas fibras sí se han observado roturas en configuraciones diferentes a las mostradas. Por su parte, en las fibras rectas no se han observado roturas en ningún caso. En las fibras prismáticas y con anclaje se han observado más fallos con inclinaciones tendidas y longitudes de anclaje altas. Además, al aumentar la velocidad de deformación se observan roturas en un rango más amplio de inclinaciones y de longitudes de anclaje.

Contribución del gancho de anclaje

En la Figura 5.4 se resume el comportamiento del extremo en forma de gancho de las fibras con anclaje en el rango dinámico. Por un lado, la Figura 5.4 (a) muestra la contribución de este en términos fuerza-deslizamiento (T_{ancl-s}), para diferentes velocidades de deformación. Estos diagramas se han obtenido mediante el procedimiento definido en el Apéndice B.3. Se observa que la contribución del gancho aumenta considerablemente con el deslizamiento hasta que este recorre la mitad de uno de los tramos curvos, $s = \alpha_g \rho_g / 2 = 0.61 \text{ mm}$ (estado 2 según el Apéndice B.3). Una vez alcanzado este punto la fuerza de anclaje se mantiene relativamente estable hasta que el extremo del gancho se introduce en el primer surco curvo del túnel en la matriz, $s = l_{g,1} = 1.6 \text{ mm}$ (estado 3 según el Apéndice B.3). Sobrepasado dicho punto la fuerza de anclaje disminuye progresivamente hasta que se endereza el gancho completamente, existiendo cierto anclaje residual, debido al rozamiento por la deformación remanente.

Figura 5.4: Comportamiento del gancho de las fibra con anclaje a diferentes velocidades de deformación: (a) diagrama fuerza de arrancamiento-deslizamiento (T_{ancl} - s); (b) DIF de la fuerza de arrancamiento pico y de la energía absorbida.

Esto explica por qué el comportamiento de las fibras con anclaje en arrancamiento difiere respecto al resto de fibras. La fuerza pico se alcanza con aberturas de fisura proporcionalmente mayores que en el resto de fibras, Figuras 5.2 y 5.3. Esto se debe a que la colaboración del anclaje alcanza un valor pico con un deslizamiento comprendido entre $s = 0.61$ y 1.60 mm (estados 2 y 3). Esto justifica que, por lo general, solamente se observan valores pico de la fuerza de arrancamiento (T_f) para aberturas de fisura $w_c > 0.61$ mm. Adicionalmente, también se observa cierto endurecimiento en el arrancamiento, manteniéndose la fuerza de arrancamiento estable en torno al valor pico. Esto se puede explicar por la estabilidad que muestra la fuerza del gancho (T_{ancl}) al alcanzar su pico (estados 2 y 3). Por lo general, el endurecimiento se prolonga para aberturas de fisura mayores al deslizamiento correspondiente al estado 3 ($w_c \geq 1.6$ mm).

Por otra parte, resulta interesante estudiar la sensibilidad del gancho a la velocidad de deformación en términos del incremento dinámico de sus propiedades. Un modo interesante de estudiar esto es empleando factores de incremento dinámico (DIF), que toman como referencia el valor estático. En la Figura 5.4 (b) se muestra el DIF de la resistencia al arrancamiento del gancho (T_{ancl}) y de su absorción de energía. En este caso se han representado ambas propiedades en el mismo gráfico puesto que las dos están determinadas por la sensibilidad dinámica de los mismos parámetros, el límite elástico del acero y la resistencia del hormigón a compresión, cuyas formulaciones teóricas también se presentan en la Figura 5.4 (b). Se observa que, como es lógico, el DIF de T_{ancl} se encuentra próximo al DIF correspondiente al límite elástico del acero de la fibra (f_{yf}), pero con cierta influencia de la resistencia del DIF del hormigón a compresión (f_c). Por su parte, la energía absorbida muestra una tendencia similar, pero con menor influencia del DIF del hormigón a compresión.

5.2.3. Integración de las fibras

Distribución de las fibras en la sección

La colaboración de las fibras se integra a nivel seccional conociendo su distribución, la cual depende principalmente del factor de orientación (η_ρ). Dicho factor representa la influencia de los bordes en la orientación para un coeficiente de anclaje dado (ρ_f). La distribución de las inclinaciones (θ) se ha definido, en la expresión 4.34, como gaussiana. La función de densidad asociada, $f_\theta(\theta, \eta_\rho)$, es, además, función del factor de orientación η_ρ , de acuerdo con las expresiones 4.35 y 4.36, el cual depende, a su vez, del coeficiente de anclaje (expresión 4.39). Por su parte, la distribución del coeficiente de anclaje (ρ_f) se define con una función de densidad uniforme, $f_{\rho_f}(\rho_f)$. Ambas funciones de densidad se definen en el Subapartado 4.2.2 de la Parte teórica de la presente Tesis.

Figura 5.5: Funciones de distribución de orientación de las fibras para dos secciones tipo: (a) sección con un efecto borde considerable ($b/l_f = 1.25$); (b) sección con un efecto borde escaso ($b/l_f = 10.0$).

En la Figura 5.5 se hace un estudio de las funciones de densidad de orientación ($f_\theta(\theta, \rho_f)$) en diferentes secciones de probetas cuadradas. En todas se estudia la influencia sus bordes en la orientación de las fibras, variando la relación de la longitud del lado (b) y la de las fibras (l_f). Se observa que cuando esta relación es próxima a la unidad ($b/l_f \rightarrow 1$), Figura 5.5 (a), se produce un mayor efecto borde especialmente en las fibras cuyo coeficiente de anclaje es mayor. Mientras que si b/l_f es varios órdenes de magnitud mayor a la unidad, Figura 5.5 (b), la distribución de las fibras es prácticamente independiente de la influencia del contorno de

la sección y del coeficiente de anclaje (ρ_f). En este caso se puede considerar que las fibras están prácticamente dispuestas en condiciones isotrópicas, ($\eta = 0.50$, Laranjeira (2010)).

En el estudio de arrancamiento del presente Apartado se consideran diferentes frecuencias (P_θ y P_{ρ_f}) para cada una de las configuraciones de las fibras en arrancamiento, definidas mediante la combinación de θ y ρ_f . La frecuencia de las inclinaciones de las fibras (P_θ) se obtiene empleando la expresión 5.1, a partir de la función de distribución de la probabilidad $F_\theta(\theta, \rho_f)$, definida en la expresión 5.2. Por su parte, la frecuencia de los coeficientes de anclaje considerados, P_{ρ_f} , se toma como el 20 % para todos los valores de ρ_f considerados, al ser su distribución uniforme.

$$P_\theta(\theta, \rho_f) = \frac{F_\theta(\theta + 7.5^\circ, \rho_f) - F_\theta(\theta - 7.5^\circ, \rho_f)}{F_\theta(90^\circ, \rho_f) - F_\theta(0^\circ, \rho_f)} \quad (5.1)$$

$$F_\theta(\theta, \rho_f) = \int_{0^\circ}^{\theta} f_\theta(\theta, \rho_f) d\theta \quad (5.2)$$

Figura 5.6: Distribución de la inclinación de las fibras en una sección de la probeta de material (150×150 mm): (a) fibras prismáticas y con anclaje ($l_f = 60$ mm); (b) fibras rectas ($l_f = 10$ mm).

En la Figura 5.6 se muestra la frecuencia de la orientación (P_θ) de las fibras en una sección para cada coeficiente de anclaje considerado. Estas distribuciones corresponden al efecto borde de la sección de las probetas de material (150×150 mm) ensayadas en el Capítulo 3. En el caso de las fibras rectas ($l_f = 10$ mm), Figura 5.6 (b), se observa que los coeficientes de orientación η_ρ son muy similares entre sí, variando entre 0.508 y 0.513. Por lo cual, las frecuencias de las distintas orientaciones son muy similares entre sí, de un modo análogo a lo observado para secciones de SFRC con un alto coeficiente b/l_f , Figura 5.5 (b). En la Figura 5.6 (b), se ha considerado, de forma simplificada, una sola función de P_θ para este tipo de fibras, definida a partir del factor de orientación global ($\eta = 0.510$, según la