

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería
Civil.



ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO A
FLEXOCOMPRESIÓN DE SOPORTES DE HORMIGÓN
ARMADO REFORZADOS CON ANGULARES Y PRESILLAS
METÁLICOS

TESIS DOCTORAL

Autor:

Julio Garzón Roca

Dirigida por:

Dr. José M. Adam Martínez

Dr. Pedro A. Calderón García

Valencia, Julio de 2013

Julio Garzón Roca

ICITECH, Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil.

Universitat Politècnica de València, Camino de Vera s/n, 46071 Valencia, España

Tel.: +34 963877000 ext. 75610; +34 963877561; fax: +34 963877569

E-mail: jugarro@upvnet.upv.es

AGRADECIMIENTOS

La culminación de un largo viaje siempre es motivo de alegría. Es la meta que una vez nos propusimos alcanzar, y a la que hemos llegado tras superar numerosos obstáculos y dificultades. Quizá sea también por el hecho de haber sido capaz de no desistir y seguir adelante, el que la llegada al final causa tristeza. A fin de cuentas, son muchas las horas pasadas en ese camino.

Es también éste el momento de agradecer a todos aquellos que han hecho posible la conclusión y la llegada a buen puerto. Comenzaremos por los directores de Tesis, José M. Adam y Pedro A. Calderón, los cuales me han apoyado y han confiado en mi desde el comienzo de esta singladura; el resto de miembros del equipo de investigación, Nacho, Ester, Fran, Salva, Teresa, Yesid, Benjamín e Isabel; así como todo el personal, miembros y técnicos de laboratorio del ICITECH y del Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil. A todos ellos mi más profundo agradecimiento.

Mención especial merece mi compañero Joaquín, quien me ayudó enormemente durante la realización de los ensayos experimentales, y quien siempre me ha aconsejado y apoyado durante los casi cinco años de desarrollo de mi Tesis. También ha sido un gran apoyo durante todos estos años D. Vicente Miguel Sosa, técnico de laboratorio del ICITECH y especialista en el software de control y adquisición de datos de los ensayos experimentales.

Asimismo, dar las gracias a los diferentes organismos que con su ayuda financiera han hecho posible esta Tesis Doctoral. A la Universitat Politècnica de València y a la Generalitat Valenciana, por la concesión de sendas becas que ha permitido mi dedicación exclusiva a la actividad investigadora. Al Ministerio de Ciencia e Innovación y a la Generalitat Valencia, por financiar el proyecto de investigación y especialmente, los ensayos experimentales.

Durante seis meses realicé una estancia en la Universidade do Minho en la localidad lusa de Guimarães. Quiero agradecer muy especialmente a la profesora Isabel Valente, por su cálida acogida y su implicación en la investigación. Tampoco quisiera olvidarme de los amigos que compartieron conmigo este “exilio” temporal: En Xie, Jorge, Tulga, Sarayut, Diogo, Onyekachi... a todos ellos gracias por vuestro tiempo.

Gracias de todo corazón a mis compañeros de la Universidad, Fani, Karen, Agustín, Enrique, Juanan, Tati, José, Javier, Paula, Erich, Carlos, Ángel, Elías, Ester y Elvira, los cuales me han acompañado durante este viaje y con los que he compartido cafés, comidas, risas, tristezas, momentos mejores y peores.

A mis amigos, Arturo, Javi, Jesús, Oscar, Pedro, Ali, Lino, Vitin, Vanesa, Ion y Diego, por la comprensión que han mostrado en todo momento, por compartir algunas veces el tiempo que esta Tesis me ha robado, y por sus constantes y siempre bien recibidos consejos y enseñanzas de la vida.

Finalmente, no quiero olvidarme de dar las gracias a mis padres y a mi familia, por ese apoyo inquebrantable que me han ofrecido y que ha hecho posible que esta andadura haya arribado exitosamente a su destino.

RESUMEN

A menudo surge la necesidad de reparar o reforzar un soporte de hormigón armado (HA). De entre las diferentes técnicas disponibles, el empleo de angulares y presillas metálicos es una de las soluciones más habituales, ampliamente extendida tanto en España como alrededor del mundo. Esta técnica se aplica principalmente sobre soportes de sección cuadrada o rectangular, y consiste en la disposición en cada esquina del soporte de un angular metálico, unidos entre sí mediante una serie de presillas soldadas.

Aunque los soportes reforzados con angulares y presillas metálicos (SHARAPM) han demostrado ser efectivos, económicos y fáciles de ejecutar, hasta la fecha no han recibido una gran atención por parte de la comunidad científica. La mayor parte de las investigaciones desarrolladas se han centrado en el comportamiento de SHARAPM sometidos a cargas axiales. El caso de un esfuerzo de flexocompresión ha sido estudiado muy escasamente.

Esta Tesis tiene como objetivo profundizar en el comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM. El trabajo es parte de la investigación “Estudio experimental y numérico de nudos viga-soporte y losa-soporte en pilares de HA reforzados”, financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España, con cargo al proyecto de investigación BIA 2008-06268, y desarrollado en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València.

La Tesis Doctoral tiene una parte experimental y una parte numérica, teniendo en cuenta en ambas la existencia e influencia del nudo viga-soporte. Se ensayan a flexocompresión un total de 20 SHARAPM a escala real, estudiándose 4 formas de resolver la conexión del refuerzo en la zona del nudo: mediante perfiles tubulares, con capiteles, con capiteles y tacos químicos, y con capiteles y barras de acero pasantes a través del nudo.

La parte numérica desarrolla un modelo de elementos finitos, el cual es calibrado y validado a partir de los resultados experimentales. El modelo numérico se emplea para obtener el diagrama axial – momento de un SHARAPM, así como para llevar a cabo un estudio paramétrico en el que se estudia la influencia de diversos factores en el comportamiento del SHARAPM. En total, en toda la parte experimental se ejecutan más de 700 modelos de elementos finitos.

Los resultados obtenidos de forma experimental y numérica se comparan con tres propuestas de diseño existentes en la literatura. Puesto que ninguna de estas propuestas es capaz de representar satisfactoriamente el comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM, se desarrolla una nueva propuesta de diseño. La nueva propuesta está basada en una Red Neuronal, herramienta matemática inspirada en el funcionamiento del cerebro humano, y que ha demostrado su utilidad para modelizar problemas ingenieriles complejos. Las nuevas expresiones así obtenidas son comparadas con los resultados experimentales y numéricos, así como con las otras propuestas de diseño, demostrándose el hecho de que las nuevas expresiones son capaces de reproducir de forma adecuada y precisa el comportamiento de un SHARAPM, siendo por tanto indicadas para ser usadas por profesionales de la ingeniería y arquitectura.

Palabras clave: Soportes de HA; Refuerzo; Estudio experimental; Estudio numérico; Método de los elementos finitos; Angulares y presillas de acero; Redes Neuronales.

RESUM

Sovint sorgeix la necessitat de reparar o reforçar un suport de formigó armat (FA). D'entre les diferents tècniques disponibles, l'ús d'angulars i platabandes metàl·liques és una de les solucions més habituals, àmpliament estesa tant a Espanya com al voltant del món. Aquesta tècnica s'aplica principalment sobre suports de secció quadrada o rectangular, i consisteix en la disposició en cada cantó del suport d'un angular metàl·lic, units entre si mitjançant una sèrie de platabandes soldades.

Encara que els suports reforçats amb angulars i platabandes metàl·liques (SFARAPM) han demostrat ser efectius, econòmics i fàcils d'executar, fins avui no han rebut una gran atenció per part de la comunitat científica. La major part de les recerques desenvolupades s'han centrat en el comportament de SFARAPM sotmesos a càrregues axils. El cas d'un esforç de flexocompressió ha sigut estudiat molt escassament.

Aquesta Tesi Doctoral té com a objectiu aprofundir en el comportament a flexocompressió d'un SFARAPM. El treball és part de la recerca "Estudi experimental i numèric de nusos biga-suport i llosa-suport en pilars de FA reforçats", finançat pel Ministeri de Ciència i Innovació d'Espanya, amb càrrec al projecte de recerca BIA 2008-06268, i desenvolupat en l'Institut de Ciència i Tecnologia del Formigó (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València.

La Tesi té una part experimental i una part numèrica, tenint-se en compte en ambdues l'existència i influència del nus biga-suport. S'assagen a flexocompressió un total de 20 SFARAPM a escala real, estudiant-se 4 formes de resoldre la connexió del reforç en la zona del nus: mitjançant perfils tubulars, amb capitells, amb capitells i tacs químics, i amb capitells i barres d'acer travessant el nus.

La part numèrica desenvolupa un model d'elements finits, el qual és calibrat i validat a partir dels resultats experimentals. El model numèric s'empra per a obtenir el diagrama axil – moment d'un SFARAPM, així com per a dur a terme un estudi paramètric en el qual s'estudia la influència de diversos factors en el comportament del SFARAPM. En total, en tota la part experimental s'executen més de 700 models d'elements finits.

Els resultats obtinguts de forma experimental i numèrica es comparen amb tres propostes de disseny existents en la literatura. Ja que cap d'aquestes propostes és capaç de representar satisfactòriament el comportament a flexocompressió d'un SFARAPM, es desenvolupa una nova proposta de disseny. La nova proposta està basada en una Xarxa Neuronal, ferramenta matemàtica inspirada en el funcionament del cervell humà, i que ha demostrat la seua utilitat per a resoldre problemes enginyerils complexos. Les noves expressions així obtingudes són comparades amb els resultats experimentals i numèrics, així com amb les altres propostes de disseny, la qual cosa demostra el fet de què les noves expressions són capaces de reproduir de forma adequada i precisa el comportament d'un SFARAPM, sent per tant indicades per a ser usades per professionals de l'enginyeria i arquitectura.

Paraules clau: Suports de FA; Reforç; Estudi experimental; Estudi numèric; Mètode dels elements finits; Angulars i platabandes d'acer; Xarxa Neuronal.

ABSTRACT

A reinforced concrete (RC) column often needs to be repaired or strengthened. Among the different available techniques, the use of steel caging (steel angles and steel strips) is one of the most common solutions, widely spread both in Spain and around the world. Steel caging is mainly applied to square or rectangular columns, and involves the use of longitudinal angle sections fixed to the corners of the column, to which transverse steel strips are welded.

Although this technique has shown to be effective, economical and easy to apply, steel caging has to date received not a great attention from the scientific community, and most of the studies carried out have been focusing on the behaviour of a strengthened column under an axial load. Yet the case of a bending moment applied with the axial load has been scarcely investigated.

This PhD Thesis aims to delve into the behaviour of a steel-caged strengthened RC column under combined bending and axial loads. This study is a part of the research “Experimental and numerical study of beam-column and slab-column joints in strengthened RC columns”, founded by Spanish Ministry of Science and Innovation under Research Project BIA 2008-06268, and carried out at the Institute of Concrete Science and Technology (ICITECH) of the Technical University of Valencia (Universitat Politècnica de València, UPV).

The Thesis has an experimental part and a numerical one. In both parts the existence and influence of the beam-column joint is taken into account. A total of 20 full-scale specimens simulating a strengthened column are tested, studying 4 different types of solving the strengthening in the beam-column joint area: welding tubes to the strengthening angles, adding capitals welded to the steel cage so that they are in contact with the beam, adding capitals connected to the beam by means of chemical anchors, and adding capitals linked by steel bars.

The numerical part involves the development of a finite element model, which is calibrated and validated based on the experimental results. The numerical model is used to define the axial load – bending moment diagram of a steel-caged strengthened RC column, as well as to carry out a parametrical study which enables to identify the influence of a series of factors in the strengthened column behaviour. In total, the numerical part requires more than 700 different finite element models.

Results obtained both experimentally and numerically are compared with three existing design proposals, analysing the degree of fit between them. As any of these proposals is not able to represent completely the behaviour of a steel-caged strengthened RC column, a new proposal is performed. This new one is based on the development of an Artificial Neural Network, a mathematical tool inspired by the way the human brain functions, which has revealed to be useful dealing with complex engineering problems. The new expressions obtained are compared with the experimental and numerical results, as well as the other design proposals. That comparison shows the new expressions developed in this Thesis can suitably and accurately represent the behaviour of a steel-caged strengthened RC column under axial loads and bending moments, and thus, they can be used by practitioners.

Keywords: RC columns; Strengthening; Experimental study; Numerical study; Finite element method; Steel caging; Artificial Neural Networks.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE TABLAS

NOTACIÓN Y ABREVIATURAS

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

- 1.1. Introducción
- 1.2. Objetivos
- 1.3. Difusión de los resultados de la investigación
- 1.4. Mención de “Doctor Internacional”
- 1.5. Contenido

CAPÍTULO 2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

- 2.1. Introducción
- 2.2. Refuerzos con angulares y presillas metálicos
 - 2.2.1. Características de un refuerzo con angulares y presillas metálicos
 - 2.2.2. Uso de los refuerzos con angulares y presillas metálicos
 - 2.2.3. Mecanismos que intervienen en el comportamiento de un SHARAPM
- 2.3. Investigaciones sobre SHARAPM
 - 2.3.1. Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1996)
 - 2.3.2. Cirtek (2001a; 2001b)
 - 2.3.3. Adam et al. (2006), Adam (2007), Adam et al. (2007), Adam et al. (2009a; 2009b), Calderón et al. (2009), Giménez (2007), Giménez et al. (2009a; 2009b)
 - 2.3.4. Adam (2007), Adam et al. (2008a; 2008b)
 - 2.3.5. Montuori y Piluso (2009)
 - 2.3.6. Li et al. (2009)

2.3.7. Badalamenti et al. (2010), Campione (2012a; 2012b; 2013)

2.3.8. Otras investigaciones en SHARAPM

2.4. Conclusiones relativas al estado del arte

2.5. Planteamiento de la investigación

CAPÍTULO 3. ESTUDIO EXPERIMENTAL

3.1. Introducción

3.2. Planteamiento de los ensayos

3.2.1. Primera fase de ensayos

3.2.2. Segunda fase de ensayos

3.2.3. Probetas de control y resumen de las probetas ensayadas

3.3. Características de las probetas ensayadas

3.3.1. Geometría

3.3.2. Armado

3.3.3. Hormigón

3.3.4. Refuerzo metálico

3.3.5. Instrumentación

3.4. Procedimiento de ensayo

3.5. Resultados obtenidos de los ensayos

3.5.1. Comportamiento general y modos de rotura

3.5.2. Desplazamiento relativo hormigón – acero

3.5.3. Nudo viga-soporte

3.6. Análisis de los resultados

3.6.1. Incremento en la resistencia a flexión y ductilidad del soporte reforzado

3.6.2. Carga recibida por los angulares

3.6.3. Comportamiento de las probetas

3.7. Conclusiones relativas al estudio experimental

CAPÍTULO 4. ESTUDIO NUMÉRICO

4.1. Introducción

4.2. Descripción del modelo de elementos finitos

- 4.2.1. Condiciones de contorno y cargas aplicadas
- 4.2.2. Tipo de elementos finitos y mallado empleado
- 4.2.3. Modelo constitutivo del hormigón
- 4.2.4. Modelo constitutivo del acero
- 4.2.5. Modelo constitutivo del mortero de cemento
- 4.2.6. Interacción entre los diferentes materiales
- 4.2.7. Modelización del taco químico (Probetas tipo A)

4.3. Validación del modelo de elementos finitos desarrollado

- 4.3.1. Carga de agotamiento
- 4.3.2. Curvas carga – desplazamiento
- 4.3.3. Deformación en los angulares
- 4.3.4. Pautas de comportamiento

4.4. Estudio de los diagramas N-M obtenidos a partir del modelo numérico desarrollado

- 4.4.1. Tipologías estudiadas
- 4.4.2. Análisis de los diagramas N-M obtenidos
- 4.4.3. Comparación entre las diferentes tipologías de refuerzo para un axil dado
- 4.4.4. Aprovechamiento del refuerzo

4.5. Estudio paramétrico

- 4.5.1. Parámetros estudiados
- 4.5.2. Resultados obtenidos

4.6. Conclusiones relativas al estudio numérico

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON DIVERSAS PROPUESTAS DE CÁLCULO

5.1. Introducción

5.2. Propuestas de cálculo

5.2.1. Li et al. (2009)

5.2.2. Montuori y Piluso (2009)

5.2.3. Eurocódigo 4

5.3. Comparación con los resultados experimentales

5.3.1. Probetas con tubos (tipo T)

5.3.2. Probetas con capiteles (tipo C, A y B)

5.4. Comparación con los diagramas resultados numéricos

5.4.1. MEF-S

5.4.2. MEF-C

5.4.3. MEF-A

5.4.4. MEF-B

5.5. Comparación con los resultados del estudio paramétrico

5.5.1. Nivel axil $N = 400$ kN

5.5.2. Nivel axil $N = 1200$ kN

5.6. Conclusiones relativas a la comparación de los resultados obtenidos con diversas propuestas de cálculo

CAPÍTULO 6. NUEVA PROPUESTA DE CÁLCULO BASADA EN REDES NEURONALES

6.1. Introducción

6.2. Aspectos básicos de las Redes neuronales

6.2.1. Funcionamiento de una neurona artificial

6.2.2. Unión de varias neuronas

6.2.3. Feedforward multilayer perceptron networks

6.2.4. Entrenamiento de una Red Neuronal. Algoritmo Backpropagation

- 6.2.5. Testeo de la red
- 6.3. Datos para la red. Inputs y outputs
 - 6.3.1. Datos de salida - outputs
 - 6.3.2. Datos de entrada - inputs
 - 6.3.3. Nuevas simulaciones numéricas
 - 6.3.4. Total de datos para la red
- 6.4. Diseño de la Red Neuronal
 - 6.4.1. Arquitectura de la red
 - 6.4.2. Preparación de los datos
 - 6.4.3. Simulación de la Red
 - 6.4.4. Matrices de pesos y vectores de bias
- 6.5. Nueva propuesta de diseño
 - 6.5.1. Probetas S
 - 6.5.2. Probetas C
 - 6.5.3. Probetas A
 - 6.5.4. Probetas B
 - 6.5.5. Análisis de las nuevas propuestas de diseño
 - 6.5.6. Comparación de la nueva propuesta de cálculo con las propuestas analizadas en el Capítulo 5
- 6.6. Conclusiones relativas a la nueva propuesta de cálculo basada en una Red Neuronal

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONS AND FUTURE WORK¹

- 7.1. Conclusions
- 7.2. Original contribution of the Thesis
- 7.3. Future Work

REFERENCIAS

¹ De acuerdo con la normativa referente a la obtención de la mención de “Doctor Internacional” (Artículo 22 del R.D. 1393/2007 de 29 de octubre) este capítulo está redactado en inglés. La traducción de su título al español sería “Conclusiones y trabajo posterior”.

ÍNDICE DE FIGURAS

- Fig. 2.1 Refuerzo de un soporte de HA mediante angulares y presillas metálicos.
- Fig. 2.2 Comparación en el uso de las diferentes técnicas de refuerzo de soportes de HA en España.
- Fig. 2.3 Comportamiento del hormigón sometido a un estado de compresión triaxial.
- Fig. 2.4 Confinamiento en un SHARAPM en altura.
- Fig. 2.5 Confinamiento en la sección de un SHARAPM.
- Fig. 2.6 Interfaz acero-mortero-hormigón en un SHARAPM y fuerzas actuantes entre el acero y el hormigón/mortero.
- Fig. 2.7 Conexión del refuerzo con el nudo viga-soporte: (a) Sin elemento adicional (no habrá transmisión directa de tensiones entre el nudo y el acero del refuerzo); (b) Perfiles tubulares; (c) Capitel metálico.
- Fig. 2.8 Transmisión directa de tensiones del nudo viga-soporte al SHARAPM con capiteles metálicos.
- Fig. 2.9 Probetas ensayadas por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1996): (a) Geometría y armado; (b) Refuerzo tipo A; (c) Refuerzo tipo B; (d) Refuerzo tipo C; cotas en mm.
- Fig. 2.10 Probetas ensayadas por Cirtek (2001a, 2001b): (a) Geometría y armado; (b) Refuerzo; cotas en mm.
- Fig. 2.11 Probetas ensayadas por Adam et al. (2006), Adam (2007), Adam et al. (2007), Adam et al. (2009a; 2009b), Calderón et al. (2009), Giménez (2007), Giménez et al. (2009a; 2009b); (a) Geometría y armado; (b) Refuerzo probetas tipo A; (c) Refuerzo probetas tipo B con el capitel sustituye a la última presilla; (d) Refuerzo probetas tipo B con el capitel soldado a la última presilla; (e) Probetas con 7 presillas; cotas en mm.
- Fig. 2.12 Mecanismos de fallo de un SHARAPM sometido a carga axil según Adam et al. (2006), Adam (2007), Adam et al. (2007), Adam et al. (2009a; 2009b), Calderón et al. (2009), Giménez (2007), Giménez et al. (2009a; 2009b): (a) Plastificación del primer tramo de angular; (b) Plastificación del angular en el tramo central; (c) Plastificación de la primera presilla; los valores mostrados corresponden a la tensión de von Mises registrada de forma numérica en los elementos metálicos.
- Fig. 2.13 Probetas ensayadas por Adam (2007), Adam et al. (2008a; 2008b); (a) Geometría y armado; (b) Refuerzo probetas AxL.C; (c) Refuerzo probetas AxL.T; cotas en mm.
- Fig. 2.14 Rotura de las probetas ensayadas en la investigación de Adam (2007), Adam et al. (2008a; 2008b): (a) Probeta AxL.C; (b) Probeta AxL.T.
- Fig. 2.15 Ensayos sobre SHARAPM de Montuori y Piluso (2009): (a) Geometría y armado de las probetas; (b) Vista del ensayo; cotas en mm.
- Fig. 2.16 Ensayos sobre SHARAPM de Li et al. (2009): (a) Geometría y armado de las probetas; (b) Refuerzo con angulares y presillas; cotas en mm.
- Fig. 3.1 Zona del nudo viga-soporte de un entramado de edificación simulada en los ensayos experimentales.
- Fig. 3.2 Tipologías de probeta ensayadas en la primera fase de ensayos; (a) Probetas tipo T

- (conexión con perfiles tubulares); (b) Probetas tipo C (conexión con capiteles).
- Fig. 3.3 Tipologías de probeta ensayadas en la segunda fase de ensayos, probetas tipo A (conexión con capiteles y tacos químicos) y probetas tipo B (conexión con capiteles y barras pasantes).
- Fig. 3.4 Geometría de las probetas ensayadas en el estudio experimental (cotas en mm).
- Fig. 3.5 Detalle del cajón metálico situado en los extremos de las probetas: (a) Probetas tipo T y C; (b) Probetas tipo A y B.
- Fig. 3.6 Armado de las probetas ensayadas en el estudio experimental (cotas en mm).
- Fig. 3.7 Vista de las probetas ferralladas y encofradas, listas para hormigonar.
- Fig. 3.8 Hormigonado de las probetas.
- Fig. 3.9 Geometría del refuerzo de las probetas ensayadas: (a) Probetas tipo T y C; (b) Probetas tipo A y B; cotas en mm.
- Fig. 3.10 Conexión del refuerzo con el nudo viga-soporte: (a) Probetas tipo C; (b) Probetas tipo A; (c) Probetas tipo B; (d) Probetas tipo T; cotas en mm.
- Fig. 3.11 Ejecución del refuerzo metálico: (a) Traslado de las probetas para el refuerzo; (b) Colocación de los angulares; (c) Colocación de las presillas; (d) Soldado de los angulares y presillas; (e) Colocación de los capiteles; (f) Probeta terminada, traslado para su acopio y ensayo posterior.
- Fig. 3.12 Instrumentación de las probetas testigo: (a) Esquema de la instrumentación dispuesta; (b) Detalle del captador empleado para medir el acortamiento total de la probeta.
- Fig. 3.13 Instrumentación de las probetas tipo T.
- Fig. 3.14 Instrumentación de las probetas tipo C.
- Fig. 3.15 Instrumentación de las probetas tipo A y B: (a) Esquema de la instrumentación dispuesta; (b) Detalle de la instrumentación en el nudo viga-soporte.
- Fig. 3.16 Probeta en el pórtico de ensayos lista para ser ensayada; esquema de aplicación de cargas.
- Fig. 3.17 Pórtico de ensayos: (a) Vista general; (b) Detalle del apoyo móvil con la prensa horizontal; (c) Detalle del apoyo fijo; (d) Unión de la probeta con el pórtico de ensayos; (e) Pieza metálica para la conexión de la probeta con el pórtico; (f) Neopreno y placa de reparto para conseguir una buena introducción de la carga vertical, perpendicular al eje del soporte.
- Fig. 3.18 Rotura de las probetas T-300; (a) Vista general; (b) Fisuración aparecida en el soporte reforzado debida a los esfuerzos de tracción; (c) Detalle del agotamiento del hormigón en la cara comprimida.
- Fig. 3.19 Rotura de las probetas T-1000; (a) Vista general; (b) Zona donde se produce el agotamiento del soporte reforzado; (c) Detalle del agotamiento del hormigón en la cara comprimida.
- Fig. 3.20 Rotura de las probetas C-300; (a) Vista general; (b) Fisuración aparecida en el entronque del soporte con el nudo viga-soporte y despegue del capitel; (c) Zona en compresión, capitel aplastando el hormigón del nudo.
- Fig. 3.21 Rotura de las probetas C-1000; (a) Vista general; (b) Fisuración aparecida en el entronque del soporte con el nudo viga-soporte y despegue del capitel; (c) Zona en compresión, capitel aplastando el hormigón del nudo.
- Fig. 3.22 Rotura de las probetas A-400; (a) Vista general; (b) Cono de arrancamiento en la zona de entronque del soporte con el nudo viga-soporte; (c) Zona en compresión, capitel aplastando el hormigón del nudo.

- Fig. 3.23 Rotura de las probetas A-800; (a) Vista general; (b) Cono de arrancamiento en la zona de entronque del soporte con el nudo viga-soporte y ligero despegue del capitel; (c) Zona en compresión, capitel aplastando el hormigón del nudo.
- Fig. 3.24 Rotura de las probetas A-1200; (a) Vista general; (b) Zona en tracción, fisura aparecida en el entronque del soporte con el nudo viga-soporte; (c) Zona en compresión, capitel aplastando el hormigón del nudo.
- Fig. 3.25 Rotura de las probetas B-400; (a) Vista general; (b) Zona traccionada, fisuración el entronque del soporte con el nudo viga-soporte y “despegue” del capitel; (c) Zona en compresión, capitel aplastando el hormigón del nudo.
- Fig. 3.26 Deformación registrada por los capiteles situados en la zona traccionada, en las probetas B-400.
- Fig. 3.27 Rotura de las probetas B-800; (a) Vista general; (b) Fisuración en la zona traccionada en el entronque del soporte con el nudo viga-soporte; (c) Zona en compresión, capitel aplastando el hormigón del nudo.
- Fig. 3.28 Curvas carga vertical – desplazamiento: (a) Probetas T; (b) Probetas C; (c) Probetas A; (d) Probetas B.
- Fig. 3.29 Desplazamiento relativo entre el hormigón del soporte y el acero del refuerzo: (a) Probetas tipo C; (b) Probetas tipo A-400 y A-800; (c) Probetas tipo A-1200; (d) Probetas tipo B.
- Fig. 3.30 Valor medio de la deformación registrada en el nudo viga-soporte: (a) Probetas tipo A; (b) Probetas tipo B.
- Fig. 3.31 Tensión recibida por los angulares en las cercanías del nudo viga-soporte para algunas de las probetas ensayadas: (a) Probetas tipo T; (b) Probetas tipo C; (c) Probetas tipo A; (d) Probetas tipo B.
- Fig. 3.32 Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta T-300-a.
- Fig. 3.33 Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta T-1000-a.
- Fig. 3.34 Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta C-300-a.
- Fig. 3.35 Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta C-1000-a.
- Fig. 3.36 Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta A-400-a.
- Fig. 3.37 Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta A-800-a.
- Fig. 3.38 Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta A-1200-b.
- Fig. 3.39 Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta B-400-c.
- Fig. 3.40 Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta B-800-a.
- Fig. 4.1 Condiciones de simetría aplicadas a las probetas, y modelización de $\frac{1}{4}$ de probeta.
- Fig. 4.2 Tipo de elementos finitos empleados en el modelo: (a) Elemento C3D8R empleado para la modelización de los elementos tridimensionales; (b) Elemento T2D3 empleado para la modelización de las armaduras; (c) Elemento C3D4 empleado para el mallado de la pieza que simula la unión de la probeta con el pórtico de ensayos.

- Fig. 4.3 Modelo de elementos finitos desarrollado: (a) Vista general del modelo; (b) Hormigón; (c) Armaduras; (d) Refuerzo metálico.
- Fig. 4.4 Modelo constitutivo del hormigón (resistencia a compresión 10 MPa): (a) Comportamiento en tracción; (b) Comportamiento en compresión.
- Fig. 4.5 Interacción y condiciones de contorno de la barra pasante para la simulación de las probetas tipo B.
- Fig. 4.6 Comparación en el despegue de los capiteles observado en los ensayos experimentales: (a) Probeta C; (b) Probeta A.
- Fig. 4.7 Modelización del taco químico: (a) Curva tensión-deformación; (b) Detalle del taco embebido en el hormigón del nudo.
- Fig. 4.8 Validación del modelo numérico. Curvas carga vertical – desplazamiento: (a) Probetas C-300; (b) Probetas C-1000; (c) Probetas A-400; (d) Probetas A-800; (e) Probetas A-1200; (f) Probetas B-400; (g) Probetas B-800.
- Fig. 4.9 Validación del modelo numérico. Evolución de la deformación registrada en los angulares: (a) Detalle del punto en que se toma la medición; (b) Probetas C-300; (c) Probetas C-1000; (d) Probetas A-400; (e) Probetas A-800; (f) Probetas A-1200; (g) Probetas B-400; (h) Probetas B-800.
- Fig. 4.10 Validación del modelo numérico. Pautas de comportamiento: (a) Probetas C-300; (b) Probetas C-1000.
- Fig. 4.11 Validación del modelo numérico. Pautas de comportamiento: (a) Probetas A-400; (b) Probetas A-800; (c) Probetas A-1200.
- Fig. 4.12 Validación del modelo numérico. Pautas de comportamiento: (a) Probetas B-400; (b) Probetas B-800.
- Fig. 4.13 Tipología de probeta MEF-0; (a) Vista general; (b) Armado; (c) Vista lateral de la probeta.
- Fig. 4.14 Tipología de probeta MEF-S; (a) Vista general; (b) Detalle de la zona del capitel; (c) Vista lateral de la probeta.
- Fig. 4.15 Tipología de probeta MEF-C; (a) Vista general; (b) Detalle de la zona del capitel; (c) Vista lateral de la probeta.
- Fig. 4.16 Tipología de probeta MEF-A; (a) Vista general; (b) Detalle de la zona del capitel con el taco químico; (c) Detalle del taco químico en el interior del modelo de elementos finitos.
- Fig. 4.17 Tipología de probeta MEF-B; (a) Vista general; (b) Detalle de la zona del capitel con la barra pasante; (c) Detalle la barra pasante en el interior del modelo de elementos finitos.
- Fig. 4.18 Diagramas N-M para las tipologías MEF-0, MEF-S, MEF-C, MEF-A y MEF-B.
- Fig. 4.19 Comparación entre las diversas tipologías de refuerzo estudiadas para un axil de compresión de 200 kN: (a) Curva carga vertical – desplazamiento; (b) Evolución de la deformación en los angulares en tracción y compresión, medida en un punto cercano al nudo viga-soporte; (c) Deformación plástica principal máxima en el instante en que la carga vertical es máxima, en cada tipología de probeta.
- Fig. 4.20 Comparación entre las diversas tipologías de refuerzo estudiadas para un axil de compresión de 1000 kN: (a) Curva carga vertical – desplazamiento; (b) Evolución de la deformación en los angulares en tracción y compresión, medida en un punto cercano al nudo viga-soporte; (c) Deformación plástica principal máxima en el instante en que la carga vertical es máxima, en cada tipología de probeta.
- Fig. 4.21 Comparación entre las diversas tipologías de refuerzo estudiadas para un axil de compresión de 1400 kN: (a) Curva carga vertical – desplazamiento; (b) Evolución de

la deformación en los angulares en tracción y compresión, medida en un punto cercano al nudo viga-soporte; (c) Deformación plástica principal máxima en el instante en que la carga vertical es máxima, en cada tipología de probeta.

- Fig. 4.22 Probeta S-3strips: (a) Vista general; (b) Detalle de la zona del capitel; (c) Vista lateral de la probeta.
- Fig. 4.23 Estudio paramétrico. Influencia de la dimensión del angular metálico: (a) Probetas tipo S; (b) Probetas tipo C; (c) Probetas tipo A; (d) Probetas tipo B.
- Fig. 4.24 Estudio paramétrico. Influencia del límite elástico del acero del refuerzo: (a) Probetas tipo S; (b) Probetas tipo C; (c) Probetas tipo A; (d) Probetas tipo B.
- Fig. 4.25 Estudio paramétrico. Influencia del número de presillas dispuestas en el refuerzo metálico: (a) Probetas tipo S; (b) Probetas tipo C; (c) Probetas tipo A; (d) Probetas tipo B.
- Fig. 4.26 Estudio paramétrico. Nivel tensional máximo en el hormigón del soporte reforzado en la zona cercana al nudo viga-soporte, para las probetas sin capitel (tipo S): (a) Probeta con 5 presillas (S-Ref); (b) Probeta con 3 presillas (S-3strips).
- Fig. 4.27 Estudio paramétrico. Inestabilidad de los angulares metálicos en las probetas con capiteles y 3 presillas: (a) Probeta tipo C (C-3strips); (b) Probeta con tipo A (A-3strips); (c) Probeta con tipo B (A-3strips).
- Fig. 4.28 Estudio paramétrico. Influencia de la dimensión del capitel: (a) Probetas tipo C; (b) Probetas tipo A; (c) Probetas tipo B; (d) Detalle de la influencia del capitel en las probetas tipo B.
- Fig. 4.29 Estudio paramétrico. Influencia de la resistencia a compresión simple del hormigón del soporte original: (a) Probetas tipo S; (b) Probetas tipo C; (c) Probetas tipo A; (d) Probetas tipo B.
- Fig. 4.30 Estudio paramétrico. Influencia de la cuantía de armadura del soporte original: (a) Probetas tipo S; (b) Probetas tipo C; (c) Probetas tipo A; (d) Probetas tipo B.
- Fig. 5.1 Aplicación de la propuesta Li et al. (2009), división de la sección en bandas y equilibrio a resolver.
- Fig. 5.2 Obtención del momento para una banda i .
- Fig. 5.3 Propuesta de Montuori y Piluso (2009); ábaco de Mander et al. (1988a, 1988b) para la obtención de f_l .
- Fig. 5.4 Aplicación de la propuesta de Montuori y Piluso (2009), nivel de confinamiento a considerar en cada zona y división en casillas de la sección del soporte.
- Fig. 5.5 Diagrama teórico axil – momento según el Eurocódigo 4 (CEN, 2004b).
- Fig. 5.6 Obtención del punto B para el diagrama N-M del Eurocódigo 4 (CEN, 2004b).
- Fig. 5.7 Obtención del punto C para el diagrama N-M del Eurocódigo 4 (CEN, 2004b).
- Fig. 5.8 Obtención del punto D para el diagrama N-M del Eurocódigo 4 (CEN, 2004b).
- Fig. 5.9 Comparación entre los resultados experimentales y las propuestas de cálculo; (a) Probetas tipo T; (b) Probetas C-300-a, C-300-b, C-1000-a y C-1000-b; (c) Probetas A-400-b, A-800-a, A-1200-b y B-800-a ; (c) Probetas A-400-a, A-800-b, A-1200-a, B-400-b, B-400-c y B-800-b.
- Fig. 5.10 Comparación entre los diagramas N-M numéricos y las propuestas de cálculo; (a) Probetas sin capiteles (MEF-S); (b) Probetas con capiteles (MEF-C) ; (c) Probetas con capiteles y tacos químicos (MEF-A); (d) Probetas con capiteles y barras pasantes (MEF-B).
- Fig. 5.11 Comparación entre los resultados del estudio paramétrico y las propuestas de cálculo para un nivel axil de 400 kN; (a) Li et al (2009); (b) Montuori y Piluso (2009); (c)

- Eurocódigo 4 (CEN, 2004b).
- Fig. 5.12 Comparación entre los resultados del estudio paramétrico y las propuestas de cálculo para un nivel axial de 1200 kN; (a) Li et al (2009); (b) Montuori y Piluso (2009); (c) Eurocódigo 4 (CEN, 2004b).
- Fig. 6.1 Funcionamiento de una neurona artificial.
- Fig. 6.2 Tipología de Red Neuronal *Feedforward multilayer perceptron network*.
- Fig. 6.3 Ejemplo de Red Neuronal *Feedforward multilayer perceptron network* con arquitectura 2-2-1.
- Fig. 6.4 Parámetros input de la Red Neuronal: (a) Ratio H/h ; (b) Ratio $n \cdot s / 2 \cdot d$.
- Fig. 6.5 Diagramas N-M de las nuevas simulaciones numéricas: (a) Probetas tipo S; (b) Probetas tipo C; (c) Probetas tipo A; (d) Probetas tipo B.
- Fig. 6.7 Evolución del coeficiente R^2 (a) y del valor MSE (b) con el número de neuronas dispuestas en la capa oculta para cada tipo de probeta estudiado.

ÍNDICE DE TABLAS

- Tabla 2.1 Probetas ensayadas por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1996).
- Tabla 2.2 Probetas ensayadas por Cirtek (2001a; 2001b).
- Tabla 2.3 Probetas ensayadas por Adam et al. (2006), Adam (2007), Adam et al. (2007), Adam et al. (2009a; 2009b), Calderón et al. (2009), Giménez (2007), Giménez et al. (2009a; 2009b).
- Tabla 2.4 Probetas ensayadas por Montuori y Piluso (2009).
- Tabla 3.1 Resumen de las probetas ensayadas en el estudio experimental.
- Tabla 3.2 Dosificación (kg) del hormigón utilizado en los ensayos.
- Tabla 3.3 Resistencia a compresión simple del hormigón de las probetas ensayadas.
- Tabla 3.4 Carga vertical máxima alcanzada por las probetas ensayadas en el estudio experimental.
- Tabla 4.1 Comparación entre la carga vertical máxima obtenida de forma experimental y con el modelo de elementos finitos.
- Tabla 4.2 Probetas analizadas en el estudio paramétrico.
- Tabla 6.1 Probetas ensayadas con el objetivo completar los datos para entrenar la Red Neuronal.
- Tabla 6.2 Parámetros estadísticos de los inputs y output.
- Tabla 6.3 Resultado de las Redes Neuronales.
- Tabla 6.4 Resultados de las nuevas propuestas de cálculo, Ecs. (11 – 28).
- Tabla 6.5 Rendimiento de las propuestas de diseño de Montuori y Piluso (2009), Li et al. (2009) y Eurocódigo 4 (CEN, 2004b).

NOTACIÓN Y ABREVIATURAS

a	Adhesión entre dos superficies de contacto
a_{banda}	Dividida un sección de hormigón en bandas, anchura de cada banda
A_c	Área de la sección transversal del soporte sin reforzar
A_{CH}	Área de un anclaje
$A_{c,N}^0$	Área proyectada de un sólo anclaje, sin influencia de la separación entre anclajes y distancia al borde (Fuchs y Eligehausen 1995)
$A_{c,N}$	Proyección real en la superficie del hormigón donde se sitúan los anclajes (Fuchs y Eligehausen 1995)
A_L	Área de un angular metálico
A_s	Área total de la armadura longitudinal del soporte
A_{s1}	Área total de la armadura longitudinal del soporte en la cara traccionada
A_{s2}	Área total de la armadura longitudinal del soporte en la cara comprimida
A_{sb}	Área de una presilla (Montuori y Piluso 2009)
$A_{sb,e}$	Área de la presilla, mecánicamente equivalente con el acero de los estribos del soporte (Montuori y Piluso 2009)
A_{st}	Área de los estribos
b	Anchura del soporte
b	Término independiente o bias de la combinación lineal de una neurona artificial
b_i	Componente del vector de bias b_i
b_I	Vector de bias correspondiente a la relación entre la capa input y la capa oculta de una Red Neuronal
b_O	Vector de bias correspondiente a la relación entre la capa oculta y la capa output de una Red Neuronal
c	Recubrimiento geométrico
c	Distancia al borde medida desde el eje de cada anclaje (Fuchs y Eligehausen 1995)
c_{cr}	Distancia al borde crítica (Fuchs y Eligehausen 1995)
d	Canto útil de la sección de hormigón
D	Dato de entrada o input de una neurona artificial
E_c	Módulo de elasticidad del hormigón
f_1	Función de transferencia en las neuronas artificiales de la capa oculta
f_2	Función de transferencia en las neuronas artificiales de la capa output
f_{bp}	Tensión de rotura de las presillas (Li et al. 2009)
f_c	Resistencia a compresión del hormigón

f_{c0}	Resistencia a compresión uniaxial del hormigón
f_{cc}	Resistencia a compresión del hormigón confinado
f_{cc}	Resistencia a compresión simple del hormigóna medida en probeta cúbica (Fuchs y Eligehausen 1995)
f_{ct}	Resistencia a tracción del hormigón
f_l	Presión de confinamiento
f_{lx}	Presión de confinamiento en la dirección x
f_{ly}	Presión de confinamiento en la dirección y
f_{Taco}	Límite elástico para simular el comportamiento de un taco químico
f_s	Límite elástico del acero que forma las armaduras (CEN 2004b)
f_y	Límite elástico del acero que forma los estribos (Montuori y Piluso 2009)
f_{yL}	Límite elástico del acero del refuerzo
f_{ys}	Límite elástico del acero que forma las armaduras
$f_{y,b}$	Límite elástico del acero que forma las presillas (Montuori y Piluso 2009)
h	Altura/Canto del soporte
h_{banda}	Dividida un sección de hormigón en bandas, altura de cada banda
h_{ef}	Profundidad embebida del taco químico (Fuchs y Eligehausen 1995)
hn	Distancia desde la fibra neutra al centro de gravedad de la sección
H	Distancia/Canto total entre capiteles en un SHARAPM
i	Dividida una sección de hormigón en bandas, banda en que se desea conocer la deformación, tensión...
I	Input de la Red Neuronal
k	Número de neuronas artificiales en la capa oculta
k_1	Coefficiente de confinamiento efectivo (Richart et al. 1929)
k_2	Coefficiente de incremento de la deformación (Richart et al. 1929)
k_1	Factor de reducción debido a la corrosión de las armaduras (Li et al. 2009)
k_2	Factor de reducción por el deslizamiento entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte (Li et al. 2009)
k_s	Factor de forma (Li et al. 2009)
M	Momento flector
M_a	Contribución al momento flector total del refuerzo metálico
M^*	Momento flector adimensionalizado y escalado, output de la Red Neuronal
M_c	Contribución al momento flector total del hormigón
M_I	Matrices de pesos que relacionan la capa input y la capa oculta de una Red Neuronal
M_O	Matrices de pesos que relacionan la capa oculta y la capa output de una Red Neuronal
M_s	Contribución al momento flector total de las armaduras y refuerzo metálico
M_{RN}	Momento obtenido empleando Redes Neuronales o una expresión matemática equivalente
M_{Real}	Momento obtenido por experimentación o a partir de un modelo numérico

	calibrado experimentalmente
n	Dividida una sección de hormigón en bandas, número de la banda en que se sitúa la fibra neutra
n	Número de presillas en las cercanías del nudo viga-soporte
n_{bx}	Número de estribos en la dirección x (Montuori y Piluso 2009)
n_{by}	Número de estribos en la dirección y (Montuori y Piluso 2009)
n_{CH}	Número de anclajes
N	Axil
N_c	Contribución al axil total del hormigón
N_a	Contribución al axil total del refuerzo metálico
N_s	Contribución al axil total de las armaduras y refuerzo metálico
N_u^0	Carga de arrancamiento para un anclaje simple (Fuchs y Eligehausen 1995)
N_u	Carga de arrancamiento de un grupo de anclajes (Fuchs y Eligehausen 1995)
NET	Valor de salida u output de una neurona artificial
O	Output de la Red Neuronal
p	Presión en dirección perpendicular a dos superficies de contacto
r	Recubrimiento mecánico de las armaduras
R_c	Radio de la esquina de un soporte (Li et al. 2009)
R^2	Coefficiente de determinación
s	Tamaño de la presilla (anchura)
s	Espaciamiento entre estribos
s	Espaciamiento entre anclajes (Fuchs y Eligehausen 1995)
s_b	Espaciamiento entre presillas (Montuori y Piluso 2009)
s_{bp}	Espaciamiento entre presillas (Li et al. 2009)
s_{cr}	Espaciamiento entre anclajes crítico (Fuchs y Eligehausen 1995)
S^2_{Real}	Varianza muestral de los valores deseados como outputs de la Red Neuronal
S^2_{RN}	Varianza muestral de los valores output de la Red Neuronal
$S^2_{RN,Real}$	Cuadrado de la covarianza entre los valores deseados como outputs de la Red Neuronal y los valores output obtenidos
t_{bp}	Espesor de una presilla (Li et al. 2009)
T	Output deseado de conseguir al ejecutar una Red Neuronal
T	Temperatura
v	Vector resultante que se obtiene como salida de la capa oculta de una Red Neuronal
w	Peso o coeficiente de combinación lineal de los datos de entrada o inputs de una neurona artificial
w_{bp}	Anchura de una presilla (Li et al. 2009)
w_{ij}	Componente de la matriz de pesos M_i
x	Profundidad de la fibra neutra
X_i	Valor real del input/output

$X_{i,max}$	Valor máximo del input/output
$X_{i,RN}$	Valor del input/output a introducir en la Red Neuronal
ε	Deformación del material considerado (hormigón o acero)
ε_c	Deformación máxima admisible del hormigón
ε_{c0}	Deformación en rotura del hormigón uniaxial
ε_{cc}	Deformación en rotura del hormigón confinado
ε_{ct}	Deformación correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón
μ	Coefficiente de rozamiento
ρ_s	Cuantía geométrica de acero total (Li et al. 2009)
σ	Tensión del material considerado (hormigón o acero)
τ_{max}	Tensión tangencial máxima que se puede desarrollar entre dos superficies
ϕ_{st}	Diámetro de la armadura del estribo
$\psi_{s,N}$	Influencia de la distancia al borde del anclaje (Fuchs y Eligehausen 1995)
FRP	Polímeros reforzados con fibras (fibre-reinforced polymers)
HA	Hormigón Armado
ICITECH	Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón
LVDT	Captador de desplazamiento (Linear variable differential transformer)
MSE	Mean squared error – Error cuadrático medio
RMSE	Root mean squared error – Raíz cuadrada del error cuadrático medio
SHARAPM	Soporte/s de hormigón armado reforzado con angulares y presillas metálicas

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. Introducción

La necesidad de reparar o reforzar una estructura de edificación construida con *hormigón armado* (en adelante, HA) es cada vez más frecuente hoy en día. Las causas que llevan a que se plantee tal necesidad pueden ser diversas (Frangou et al., 1995; Bsisu, 2006; Adam, 2007). Pueden existir problemas patológicos en edificios con pocos años de vida en servicio, fruto de errores de diseño, detalles mal solucionados, falta de controles de calidad o incluso una deficiente ejecución de la estructura. En el caso de un edificio antiguo, es posible que surjan problemas relacionados con la durabilidad, tales como corrosión de armaduras o deterioro del hormigón. Asimismo, la aparición de nuevas normativas o los cambios de uso de una estructura puede llevar a la necesidad de resistir cargas mayores para las que la estructura fue concebida. También es posible que la reparación (o refuerzo) sea necesaria por la ocurrencia de una situación accidental, tal como un sismo, fuego, fuertes vientos, impactos de vehículos...

Sea cual sea el caso, la justificación de reparar o reforzar el edificio en cuestión surge bien sea porque es menos costosa la reparación/refuerzo y el mantenimiento que demoler completamente el edificio y reconstruirlo, bien porque en algunas ocasiones el edificio afectado tiene un valor histórico o monumental.

Vista la necesidad de reparación/refuerzo de un edificio, los soportes o columnas de éste presentan un interés fundamental. No en vano, estos elementos (los soportes) son quienes sustentan el conjunto de la estructura y un fallo en ellos llevaría de forma inexorable al colapso completo del edificio (Calavera, 2005); es por ello que estos elementos suelen ser uno de los primeros en ser estudiados con el fin de plantear un método de reparación/refuerzo adecuado.

Desde que se empezó a utilizar el HA, se han planteado diversos procedimientos para reforzar/reparar soportes construidos con este material. De entre todos ellos, en la actualidad los más empleados son tres: los recrecidos de hormigón, los encamisados con materiales compuestos FRP y los refuerzos con angulares y presillas metálicos. Los primeros refuerzan el soporte adosando una camisa de HA al elemento que se quiere reforzar. Los refuerzos con FRP envuelven el soporte con materiales formados por fibras de vidrio, carbono o aramida embebidas en una matriz de resina de epoxy, poliéster o viniléster. Finalmente, los refuerzos con angulares y presillas, consisten en la disposición en cada esquina del soporte de perfiles metálicos de forma de “L” (angular) unidos entre sí mediante una serie de platabandas metálicas (presillas).

En concreto, la técnica de refuerzo más utilizada en el territorio español es la última de las anteriores, el refuerzo con angulares y presillas metálicos (Adam et al., 2009b). Esta técnica, que ha demostrado ser efectiva, rápida y de fácil ejecución (Adam et al., 2009b; Oey y Aldrete, 1996; CEB-FIB, 2003; Wu et al., 2006), es asimismo empleada en otras partes de Europa y del mundo, como la República Checa (Cirtek, 2001a; Cirtek, 2001b), Grecia (Dritsos y Pilakoutas, 1992), Estados Unidos (Oey y Aldrete, 1996), Japón (Fukuyama y Sugano, 2000) o China (Li et al., 2009). Sin embargo, y como se verá posteriormente en el *Capítulo 2*, el número de investigaciones en este tema no es muy elevado, y

la mayor parte de ellas se centran en el estudio del comportamiento del soporte reforzado a compresión simple. Por esa razón, la investigación planteada en la presente Tesis Doctoral estudiará el comportamiento de un soporte reforzado con angulares y presillas metálicos frente a la acción combinada de un esfuerzo axial de compresión y un momento flector.

El trabajo aquí desarrollado forma parte del proyecto de investigación titulado “Estudio experimental y numérico de nudos viga-soporte y losa-soporte en pilares de HA reforzados”, financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación de España, con cargo al proyecto de investigación BIA 2008-06268, y desarrollado en el *Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH)* de la *Universitat Politècnica de València*. Asimismo, esta Tesis Doctoral es la continuación del trabajo desarrollado por Adam (2007) y Giménez (2007) también en el ICITECH, bajo el marco de la investigación “Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión y flexocompresión”, financiado por el Ministerio de Ciencia y Tecnología de España (proyecto MAT 2003-08075).

Aunque los conceptos de reparación y refuerzo son diferentes (CEB, 1983; del Río y Ortíz, 1991; GEHO, 1994; Calavera, 1996), estando el primero dirigido a la devolución del elemento afectado a su estado original, y el segundo al incremento de la capacidad portante del elemento que se refuerza, en el presente trabajo se considerarán sinónimos. Esto se debe a que el método de refuerzo que se trata en esta Tesis Doctoral (angulares y presillas metálicos) es aplicable tanto para reforzar como para reparar un soporte de HA: la ejecución de un refuerzo de angulares y presillas aumenta la capacidad resistente del soporte afectado, consiguiendo con ello bien devolver al soporte su resistencia anterior (reparar), bien incrementar dicha resistencia (reforzar).

1.2. Objetivos

El objetivo principal de esta Tesis Doctoral es estudiar el comportamiento a flexocompresión de *soportes de HA reforzados con angulares y presillas metálicos* (en adelante SHARAPM). Puesto que el trabajo está enfocado al caso habitual de la tipología de soportes empleados en edificación, se centrará en el estudio de soportes de sección cuadrada, y no se analizará el comportamiento de soportes esbeltos ni el uso de hormigones especiales; asimismo, y como se verá posteriormente en el *Capítulo 2*, el nudo viga-soporte es determinante en el comportamiento de un SHARAPM. Por ello, la investigación planteada en este trabajo tendrá en consideración la existencia e influencia de este elemento.

Para alcanzar el objetivo propuesto será necesario llevar a cabo una serie de tareas que se resumen a continuación:

- a) Estudio del estado del arte sobre el refuerzo de SHARAPM, como punto de partida para el planteamiento de la investigación. Con ello se tendrá una aproximación a la práctica habitual de ejecución del refuerzo, a los mecanismos que intervienen en el incremento de la capacidad portante del soporte reforzado y se establecerá el estado del conocimiento sobre SHARAPM.
- b) Estudio experimental de SHARAPM sometidos a flexocompresión. Las probetas simularán la zona del nudo viga-soporte, para poder tener en cuenta la influencia que este elemento pueda tener sobre los soportes reforzados. Se ensayarán cuatro tipos de conexión del refuerzo metálico con el nudo: perfiles tubulares uniendo el refuerzo a ambos lados del nudo; capiteles situados al final del refuerzo, soldados a la última presilla y en contacto con el nudo viga-soporte; capiteles unidos de forma adicional al nudo mediante tacos químicos; y, capiteles

unidos por una barra de acero pasante a través del nudo y conectando los dos tramos de soporte reforzado. Asimismo, los ensayos se efectuarán a escala real para evitar tener efectos de escala que puedan desvirtuar los resultados obtenidos.

- c) Análisis de los resultados obtenidos en el estudio experimental, estudiando la eficacia del refuerzo metálico, y el comportamiento exhibido por las diferentes tipologías de probetas ensayadas.
- d) Simulación de las probetas ensayadas de forma experimental mediante un modelo numérico de elementos finitos. El modelo será verificado con los propios resultados experimentales, demostrando de esta forma su validez para representar el comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM.
- e) Obtención de los diagramas axil-momento (N-M) a partir del modelo numérico desarrollado, con el fin de apreciar la mejora que supone el refuerzo con angulares y presillas respecto al soporte sin reforzar, y comparar las diferentes formas de conectar el refuerzo con el nudo viga-soporte, estudiándose la diferencia en el comportamiento y la efectividad de cada una de ellas.
- f) Estudio paramétrico empleando el modelo de elementos finitos desarrollado. Con ello será posible conocer la influencia de una serie de factores: resistencia del hormigón, cuantía de armadura de los soportes a reforzar, calibre de los angulares del refuerzo, número de presillas, límite elástico del acero del refuerzo y dimensión del capitel.
- g) Comparación de los resultados obtenidos a lo largo de la Tesis Doctoral con tres propuestas de diseño para SHARAPM sometidos a flexocompresión. Se analizará el grado de ajuste de los resultados experimentales y numéricos con cada una de ellas, y se determinará un rango de aplicabilidad para cada propuesta.
- h) Finalmente, se formulará una propuesta de cálculo que permita determinar de forma lo más precisa posible el diagrama N-M de un SHARAPM. Dada la dificultad para obtener una propuesta analítica (lo cual quedará patente tras el análisis del comportamiento del elemento estudiado, así como del grado de ajuste de las propuestas ya existentes), la nueva propuesta de cálculo se obtendrá de forma matemática, empleando una herramienta denominada Red Neuronal (“Neural Network” en inglés), capaz de aprender y calibrarse a partir de resultados conocidos. Para generar esos “datos conocidos” se empleará el modelo numérico desarrollado en esta Tesis.

1.3. Difusión de los resultados de la investigación

Esta Tesis Doctoral es un documento científico que pretende, como se expone en los objetivos, estudiar el comportamiento a flexocompresión de soportes de hormigón armado reforzados con angulares y presillas metálicos. La labor de integración, organización y estructuración que se ha realizado al desarrollar el presente Trabajo, ha permitido observar una serie de aspectos y obtener ciertas conclusiones que de ninguna otra forma podían haber sido alcanzadas de forma individual.

A parte del trabajo desarrollado en esta Tesis se le ha dado difusión pública a través de la publicación de cuatro artículos en revistas científicas de ámbito internacional y elevado índice de impacto JCR

especializadas en el diseño de estructuras, siendo coautor de dichos artículos el autor de la esta Tesis. Estos artículos se recogen en el *Apéndice* situado al final de este documento, y son los siguientes:

- GARZÓN-ROCA, J., ADAM, J.M., CALDERÓN, P.A. (2011). Behaviour of RC columns strengthened by steel caging under combined bending and axial loads. *Construction and Building Materials*, 25(5), 2402–2412.
- GARZÓN-ROCA, J., RUIZ-PINILLA, J.G., ADAM, J.M., CALDERÓN, P.A. (2011). An experimental study on steel-caged RC columns subjected to axial force and bending moment. *Engineering Structures*, 33(2), 580–590.
- GARZÓN-ROCA, J., ADAM, J.M., CALDERÓN, P.A., VALENTE, I.B. (2012). Finite element modelling of steel-caged RC columns subjected to axial force and bending moment. *Engineering Structures*, 40, 168–186.
- JØRGENSEN, C., GRASTVEIT, R., GARZÓN-ROCA, J., PAYÁ-ZAFORTEZA, I., ADAM, J.M. (2013). Bearing capacity of steel-caged RC columns under combined bending and axial loads: estimation based on artificial neural networks. *Engineering Structures*, Paper accepted for publication.

Adicionalmente, se ha asistido a 3 congresos internacionales:

- GARZÓN-ROCA, J., RUIZ-PINILLA, J. G., PALLARÉS, F. J., GIMÉNEZ, E., ADAM, J. M., CALDERÓN, P. A. (2010). Experimental study of RC columns strengthened by steel caging subjected to axial and bending loads. *Structural Faults and Repair-2010*, Edinburgh.
- GARZÓN-ROCA, J., RUIZ-PINILLA, J. G., PALLARÉS, F. J., GIMÉNEZ, E., ADAM, J. M., CALDERÓN, P. A. (2010). Experimental study of RC columns strengthened by steel caging under a combination of axial load and bending moment. *XXXVII IAHS World Congress on Housing 2010*, Santander.
- GARZÓN-ROCA, J., ADAM, J. M., PALLARÉS, L., CALDERÓN, P. A. (2012). Finite Element Modelling of Steel-Caged Reinforced Concrete Columns subjected to Combined Bending and Axial Loads. *The Eleventh International Conference on Computational Structures Technology*, Dubrovnik.

Además, el autor del presente documento ha colaborado en la redacción de una ponencia invitada y capítulo de libro:

- ADAM, J. M., GARZÓN-ROCA, J., CALDERÓN, P. A., PALLARÉS, F.J. (2012). Finite Element Modelling of Steel-Caged Reinforced Concrete Columns. *Computational Science, Engineering and Computational Series: 30, Computational Methods for Engineering Science*, 399-423, Edited by B.H.V. Topping, Saxe-Coburg Publications, Stirlingshire.

Ese trabajo es un resumen de las investigaciones sobre SHARAPM llevadas a cabo en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICIETCH) de la Universitat Politècnica de València, por el grupo de investigación al que pertenece el autor de la presente Tesis.

1.4. Mención de “Doctor Internacional”

El Artículo 22 del R.D. 1393/2007 de 29 de octubre, que regula la obtención de la mención de “Doctor Internacional”, exige entre otros aspectos, que “parte de la tesis doctoral, al menos el resumen y las conclusiones, se haya redactado y sea presentado en una de las lenguas habituales para la comunicación científica en su campo de conocimiento, distinta a cualquiera de las lenguas oficiales en

España”. Con objeto de obtener dicha mención, el *Capítulo 7* correspondiente a las conclusiones ha sido redactado e incluido en la presente Tesis en Inglés, lengua habitual de uso en el ámbito científico de la Ingeniería Civil.

1.5. Contenido

El contenido de la presente Tesis Doctoral se estructura como se muestra a continuación:

- Capítulo 1. Introducción y objetivos.
- Capítulo 2. Antecedentes y estado del arte.
- Capítulo 3. Estudio experimental.
- Capítulo 4. Estudio numérico.
- Capítulo 5. Comparación de los resultados obtenidos con diversas propuestas de cálculo.
- Capítulo 6. Nueva propuesta de cálculo basada en Redes Neuronales.
- Capítulo 7 – Chapter 7. Conclusions and future work (Conclusiones y trabajo posterior).
- Referencias

En el *Capítulo 1*, se lleva a cabo una introducción general en el campo del refuerzo de estructuras de edificación, se presentan las causas más habituales que conducen a la necesidad de reforzar o reparar un edificio y se exponen las tipologías más habituales de refuerzo de soportes de HA, haciendo especial hincapié en el refuerzo objeto de la presente Tesis Doctoral, el refuerzo de soportes mediante angulares y presillas metálicos. Asimismo, en este *Capítulo* se presentan los objetivos de la Tesis Doctoral.

Con el *Capítulo 2* se realiza una recopilación de las distintas investigaciones sobre SHARAPM, se estudian los diferentes aspectos y características de los refuerzos de este tipo, y se llega a la conclusión de la necesidad de plantear una nueva investigación experimental y numérica para estudiar el comportamiento a flexocompresión de SHARAPM.

El *Capítulo 3* recoge el estudio experimental llevado a cabo en el presente trabajo. Se describen las probetas ensayadas, se muestran y analizan los resultados obtenidos, y se estudia la eficacia del refuerzo metálico y el comportamiento exhibido por las diferentes tipologías de probetas ensayadas.

A partir del estudio experimental llevado a cabo, en el *Capítulo 4* se desarrolla un modelo de elementos finitos que permite representar el comportamiento de un SHARAPM sometido a flexocompresión. El modelo es verificado con los resultados experimentales, y sirve de base para la obtención de los diagramas N-M de diferentes formas de conexión del refuerzo con el nudo viga-soporte. Finalmente, el modelo es empleado para la realización de un estudio paramétrico, que involucra la ejecución de más 660 modelos de elementos finitos, y que permite conocer la influencia, en el comportamiento y capacidad portante a flexocompresión de un SHARAPM, de diferentes factores relacionados con el refuerzo metálico y el soporte a reforzar.

En el *Capítulo 5* se realiza una comparación entre los resultados experimentales y numéricos obtenidos a largo de todo el Trabajo con tres propuestas de cálculo para el diseño a flexocompresión

de un SHARAPM. Se estudia el grado de ajuste entre los resultados y las propuestas, y se establece el rango de aplicación más adecuado para cada propuesta de cálculo analizada.

El *Capítulo 6* recoge la definición de una propuesta de cálculo que permite estimar el diagrama N-M de un SHARAPM. La nueva propuesta está basada en el desarrollo de una Red Neuronal, entrenada y testeada a partir de 950 datos obtenidos gracias al modelo numérico desarrollado en el *Capítulo 4*. En total se desarrollan 4 Redes Neuronales, según la forma de resolver el nudo viga-soporte. Estas Redes sirven de punto de partida a la formulación de cuatro nuevas propuestas de diseño. Se estudia y analiza el grado de ajuste de las nuevas propuestas, confirmando su precisión y rango en que pueden ser empleadas. Posteriormente, las nuevas propuestas son comparadas con las propuestas estudiadas en el *Capítulo 5*.

Finalmente, el *Capítulo 7* presenta las principales conclusiones extraídas del estudio llevado a cabo en esta Tesis Doctoral. Se expone asimismo la aportación original que el presente trabajo realiza a la comunidad científica internacional, y se termina con una propuesta de nuevas y futuras investigaciones que podrían continuar el trabajo aquí desarrollado. Tal y como se ha expuesto en *1.4*, con motivo de obtener la mención de “Doctor Internacional”, este *Capítulo* se ha redactado íntegramente en Inglés.

CAPÍTULO 2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

2.1. Introducción

El principal objetivo cuando se refuerza un soporte de HA es incrementar su capacidad portante y su rigidez. En general, esto puede conseguirse de múltiples formas, por ejemplo, confinando el hormigón del soporte o disponiendo un elemento adicional que reciba las nuevas cargas; es por ello que, a lo largo del tiempo, se han planteado una gran variedad de técnicas para reforzar soportes de HA. Una de esas técnicas, ampliamente utilizada en la actualidad, es el refuerzo metálico con angulares y presillas de acero.

Tal y como indican Adam (2007), Giménez (2007) y Adam et al. (2009b) el número de investigaciones que estudian esta técnica de refuerzo no es muy elevado. En concreto, y como se verá posteriormente en este *Capítulo*, las investigaciones sobre el comportamiento de un refuerzo con angulares y presillas están casi en su totalidad referidas a una situación de compresión simple. La posible aparición de un esfuerzo flector concomitante con el esfuerzo axial, ya sea bien por la existencia de un flector propiamente dicho, o bien por tener un axial excéntrico, no ha sido ampliamente estudiada.

En este *Capítulo* se lleva a cabo una descripción de las características más importantes de un refuerzo con angulares y presillas. Se estudian los diferentes mecanismos que intervienen en el incremento de la resistencia, ductilidad y rigidez de un soporte reforzado con esta técnica, y se presenta un resumen del conocimiento actual sobre el comportamiento de SHARAPM. Estos aspectos permitirán establecer el punto de partida para el desarrollo de la presente Tesis Doctoral.

2.2. Refuerzos con angulares y presillas metálicos

El empleo de acero para reforzar elementos de HA es un método clásico de refuerzo. Se tiene constancia de investigaciones sobre el empleo de acero para el refuerzo de vigas ya por los años 60 y 70 en Francia (l'Hemite, 1967; Bresson, 1971). Asimismo, se conoce su empleo en Sudáfrica por esa misma época (Dusseck, 1974).

2.2.1. Características de un refuerzo con angulares y presillas metálicos

En edificación, la sección de los pilares más empleada es la cuadrada o la rectangular. Para este tipo de secciones, de entre las diferentes formas de ejecutar un refuerzo con acero, lo más habitual es utilizar angulares y presillas metálicos. Esta técnica de refuerzo, mostrada en la Fig. 2.1, consiste en colocar en cada una de las cuatro esquinas del soporte un angular metálico, uniéndolos entre sí soldando una serie de presillas metálicas. Previamente a la colocación de los elementos metálicos, se incorpora una capa de mortero de cemento o epoxi, con lo que se asegura una buena adherencia entre el refuerzo y el soporte original. Adicionalmente, y con el fin de mejorar la transmisión de cargas entre la estructura original y el refuerzo metálico, se pueden colocar unos capiteles metálicos en los extremos, soldados al refuerzo y en contacto con la viga o forjado.

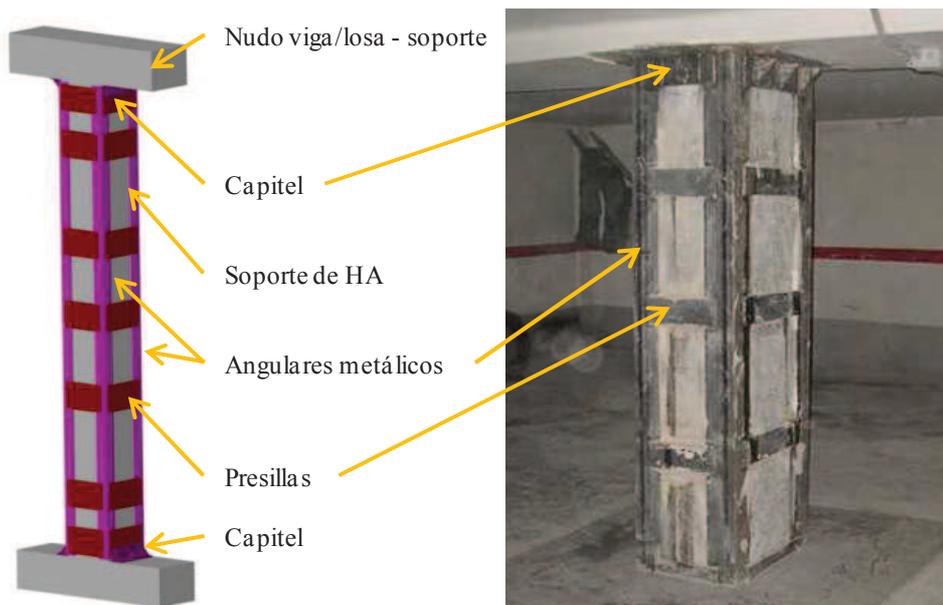


Fig. 2.1. Refuerzo de un soporte de HA mediante angulares y presillas metálicos.

Mediante un refuerzo con angulares y presillas, se consigue aumentar de forma considerable la resistencia, rigidez, ductilidad y estabilidad del soporte, sin apenas un aumento significativo de la sección transversal (del Río y Ortiz, 1991; Li et al., 2002; Uy, 2002). Además, estos refuerzos son fáciles de inspeccionar, pueden ser aplicados mientras la estructura está en servicio (Bsisu, 2006), y entran en funcionamiento inmediatamente (Fernández-Cánovas, 1994). Asimismo, para ejecutar el refuerzo no se precisa un personal de alta cualificación técnica. En resumen, y de acuerdo con diversos autores (Adam et al., 2009b; Oey y Aldrete, 1996; CEB-FIB, 2003; Wu et al., 2006), esta técnica de refuerzo ha demostrado ser efectiva, económica, rápida y de fácil ejecución.

No obstante, el principal inconveniente de los refuerzos con angulares y presillas es la necesidad de bastante mano de obra y de medios, sobre todo debido a que el peso del refuerzo hace difícil el manejo de las piezas y obliga al uso de maquinaria para el izado. Cabe destacar que en ocasiones el espesor puede que venga definido fundamentalmente por motivos de instalación, como es el evitar el pandeo del elemento de acero durante el izado (Newman, 2000). Por otra parte, el acero es sensible al fuego y presenta problemas de corrosión, y por tanto de durabilidad. Esto hace necesario que se tomen medidas adicionales de protección.

2.2.2. *Uso de los refuerzos con angulares y presillas metálicos*

La técnica de refuerzo con angulares y presillas metálicas es la técnica más empleada a la hora de reforzar soportes de HA en España. Para ello, basta con observar el gráfico de la Fig. 2.2, que compara el uso a nivel nacional de las tres técnicas de refuerzo más habituales en edificación: recrecidos de hormigón, uso de FRP, y angulares y presillas. Este gráfico fue elaborado por Adam et al. (2009b) en base a una exhaustiva búsqueda bibliográfica así como a una encuesta llevada a cabo sobre 73 técnicos españoles; dichos técnicos estaban repartidos por todo el ámbito nacional, y se dedicaban al refuerzo de estructuras y a la ingeniería forense de estructuras.

Como se desprende del mencionado gráfico, los refuerzos con angulares y presillas representan cerca del 60% del total de los refuerzos de soportes de HA que se ejecutan en España. En segundo lugar, se tienen los refuerzos con recrecidos de hormigón, que suponen el 33% del total. El porcentaje restante

de soportes reforzado corresponde al empleo de materiales compuestos FRP. A la luz de dichos resultados, queda claro que el refuerzo mediante angulares y presillas de acero es la técnica de refuerzo más usada en España.

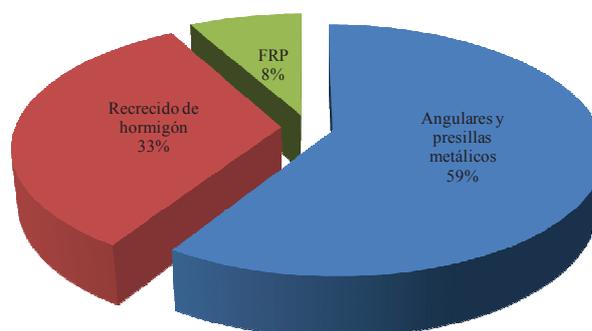


Fig. 2.2. Comparación en el uso de las diferentes técnicas de refuerzo de soportes de HA en España (Adam et al., 2009b).

Además de España, se tiene constancia del empleo de esta técnica en otras partes de Europa, como la República Checa (Cirtek, 2001a; Cirtek, 2001b) o Grecia (Dritsos y Pilakoutas, 1992). Asimismo, los angulares y presillas metálico también son empleados para reforzar soportes de HA en otras partes del mundo, como en Estados Unidos (Oey y Aldrete, 1996), Japón (Fukuyama y Sugano, 2000) o China (Li et al., 2009).

2.2.3. Mecanismos que intervienen en el comportamiento de un SHARAPM

Cuando se refuerza un soporte de HA con angulares y presillas, se produce un incremento de la resistencia y ductilidad del soporte. Ese aumento, es consecuencia de los efectos beneficiosos que aparecen al ejecutar el refuerzo. En esencia, los mecanismos que hacen que el soporte aumente su capacidad portante son tres: el confinamiento del hormigón, la transmisión de tensiones rasantes entre el hormigón del soporte y el acero del refuerzo, y la posible transmisión directa de esfuerzos del nudo viga-soporte al refuerzo metálico.

2.2.3.1. Confinamiento

Un elemento de hormigón se dice que se encuentra en un estado de compresión uniaxial cuando sólo uno de los esfuerzos exteriores es de compresión y los otros son nulos. El elemento estará confinado cuando se encuentre sometido a un estado de compresión triaxial, es decir, cuando las tres tensiones principales sean de compresión. El confinamiento en un SHARAPM es consecuencia del efecto Poisson: cuando el soporte es comprimido experimenta una dilatación transversal; si existe un refuerzo, éste coartará la deformación del hormigón, es decir, tendrá un efecto de zunchado, lo que originará unas presiones perpendiculares a la directriz del soporte y generará un estado de compresión triaxial.

El confinamiento supone un aumento de la resistencia a compresión del hormigón, en comparación con la resistencia que tendría el material si se encontrase en un estado de compresión uniaxial. Asimismo, también se produce un incremento en la deformación de rotura, aumentando en consecuencia la ductilidad. Es decir, cuanto mayor es el confinamiento, tanto la tensión como la deformación en rotura son mayores, tal y como se aprecia en la Fig. 2.3.

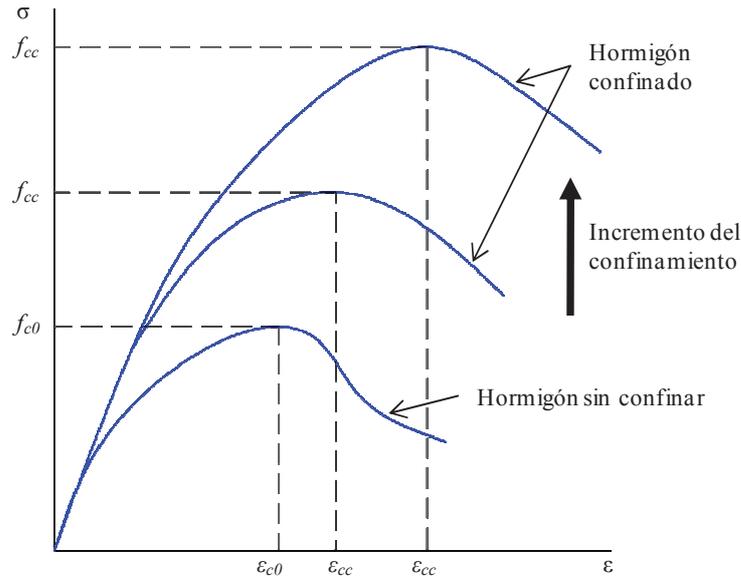


Fig. 2.3. Comportamiento del hormigón sometido a un estado de compresión triaxial.

Para determinar la resistencia a compresión de un hormigón confinado se han propuesto diferentes modelos. En la actualidad los más empleado están basados en el desarrollado por Richart et al. (1929), recogido en la Ec. (2.1):

$$f_{cc} = f_{c0} + k_1 f_l \quad (2.1)$$

donde f_{cc} representa la resistencia a compresión del hormigón confinado por una presión lateral f_l , y f_{c0} es a la resistencia a compresión uniaxial de ese hormigón. El factor k_1 se denomina “coeficiente de confinamiento efectivo” y depende del grado de confinamiento, de forma que cuanto mayor es el confinamiento menor es la efectividad de éste, siendo el valor de k_1 menor (Ansari y Li, 1998; Miyauchi et al., 1999; Candappa et al., 2001; Lam y Teng, 2001; Teng et al., 2002; Saatcioglu y Razvi, 1992; Karbhari y Gao, 1997; Samaan et al., 1998; Saafi et al., 1999; Toutanji, 1999).

En lo que respecta a la determinación de la deformación en rotura en un hormigón confinado, ϵ_{cc} , Richart et al. (1929) propusieron la Ec. (2.2):

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f_{c0}} \right) \quad (2.2)$$

siendo ϵ_{c0} la deformación en rotura para un hormigón a compresión uniaxial, y el factor k_2 el “coeficiente de incremento de la deformación”, que puede tomarse como cinco veces el valor de k_1 si el confinamiento es el resultado de la acción de estribos de acero (Richart et al. 1929).

Como se ha dicho antes, en un SHARAPM el conjunto angulares-presillas proporciona un efecto de confinamiento al soporte; de acuerdo con Dritsos y Pilakoutas (1992), cuando los esfuerzos se aproximan a la resistencia uniaxial del hormigón, las deformaciones laterales se vuelven muy grandes, debido a la fisuración progresiva interior del soporte de hormigón. Esto hace que se induzcan grandes tensiones en las presillas, lo que se traduce en un efecto de confinamiento del refuerzo sobre el hormigón del soporte original. Sin embargo, puesto que el refuerzo no es continuo en altura, el confinamiento no será uniforme a lo largo de todo el soporte. El efecto se concentrará en las zonas de presillas, siendo menor conforme nos alejamos de ellas, de la forma que se observa en la Fig. 2.4.

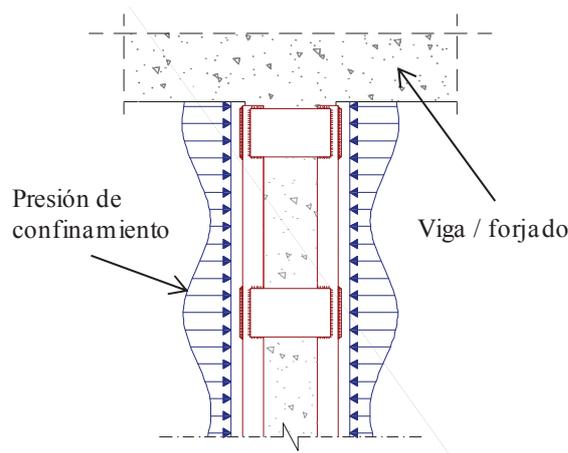


Fig. 2.4. Confinamiento en un SHARAPM en altura.

Asimismo, no puede considerarse que todo el hormigón esté confinado (CEB, 1991; Mander et al., 1988a; Dritsos y Pilakoutas, 1992; Montuori y Piluso, 2009); lo habitual es distinguir las dos zonas que aparecen en la Fig. 2.5:

- Un área de hormigón donde el confinamiento que provoca los angulares y las presillas es eficaz, y por tanto en esta zona el hormigón está sometido a una compresión triaxial.
- Un área de hormigón donde el confinamiento no puede considerarse totalmente eficaz, y como consecuencia de ello, se tiene que suponer, del lado de la seguridad, como si el hormigón se encontrase en un estado uniaxial. Estas zonas, de acuerdo con algunas propuestas (Dritsos y Pilakoutas, 1992; Montuori y Piluso, 2009), pueden definirse como el arco que encierra una parábola de segundo grado con una tangente inicial de 45° .

Así pues, se puede decir (Adam 2007) que el confinamiento en un SHARAPM se encontrará en un estado intermedio entre el que proporcionarían los estribos de un soporte de hormigón armado, y el originado por un refuerzo exterior continuo.

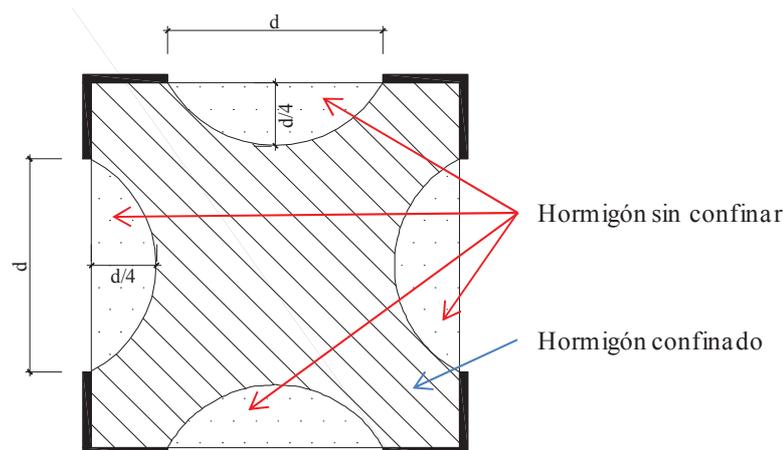


Fig. 2.5. Confinamiento en la sección de un SHARAPM.

2.2.3.2. Transmisión por tensiones rasantes

En un SHARAPM, debido al contacto entre el hormigón del soporte y el acero del refuerzo, una parte de la carga aplicada al soporte se transmitirá al refuerzo a través de la fricción entre ambos materiales.

Tal y como aparece en la Fig. 2.6, el contacto entre el acero y el hormigón se asegura mediante la disposición de una interfaz de mortero entre los elementos del refuerzo y el soporte, el cual puede ser de base epoxi o de cemento; lo más habitual es emplear mortero de cemento.

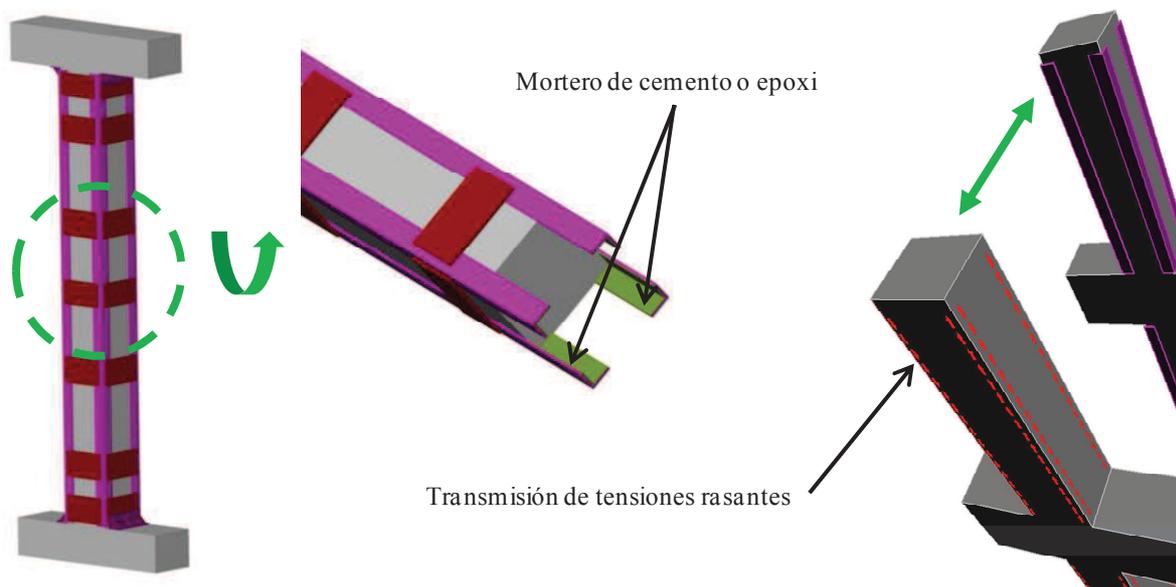


Fig. 2.6. Interfaz acero-mortero-hormigón en un SHARAPM y fuerzas actuantes entre el acero y el hormigón/mortero.

El modelo más empleado para representar el rozamiento entre dos superficies es el modelo de fricción de Coulomb, recogido en la Ec. (2.3):

$$\tau_{\max} = a + \mu \cdot p \quad (2.3)$$

donde τ_{\max} es la tensión tangencial máxima que se puede desarrollar entre dos superficies, a la adhesión (tensión tangencial necesaria para hacer deslizar las superficies cuando no existen presiones normales a las superficies), μ el coeficiente de rozamiento y p la presión normal existente entre ambas superficies; precisamente, la existencia de confinamiento en un SHARAPM, provoca la existencia de una presión normal al soporte, y por tanto posibilita el desarrollo de tensiones tangenciales.

Para el caso de un soporte mixto de acero-hormigón, situación similar a un SHARAPM, Kennedy (1984) indica que la adhesión (a) puede despreciarse. Asimismo, Rabbat y Russell (1985) concluyen que la adhesión entre la superficie de hormigón (o mortero de cemento) y de acero es totalmente despreciable. A esto habría que añadir que, de acuerdo con Roeder et al. (1999), la retracción del hormigón o el mortero reduce la adhesión. Así pues, para el caso de un SHARAPM puede considerarse que la adhesión entre el acero del refuerzo y el hormigón de los soportes es nula.

En lo que respecta al coeficiente de rozamiento (μ), los estudios llevados a cabo sobre la fricción entre hormigón y acero por diversos autores (Rabbat y Russell, 1985; Baltay y Gjelsvik, 1990; Olofsson y Holmgren, 1994) confirma que este parámetro depende de la presión normal (p). Asimismo, Adam et al. (2006) concluyen que el coeficiente de rozamiento es además muy sensible a las condiciones de puesta en obra.

No obstante, a partir de los diferentes estudios numéricos en los que se modeliza por elementos finitos elementos de hormigón y acero, tales como soportes de acero rellenos de hormigón (Schneider, 1998; Huang et al., 2002; Hu et al., 2003; Hu et al., 2005; Ellobody y Young, 2006a, 2006b; Ellobody et al.,

2006; Johansson y Gylltoft, 2002; Gupta et al., 2007; Lu et al., 2007) o incluso SHARAPM sometidos a un esfuerzo axial (Adam et al., 2007; Adam et al., 2008a; Adam et al., 2009a; Adam et al., 2009b) puede observarse que el valor del coeficiente de rozamiento acero-hormigón suele situarse en un valor entre 0.2 y 0.25.

2.2.3.3. Transmisión directa de tensiones

El principal punto crítico en un refuerzo con angulares y presillas es la transmisión de tensiones del soporte en cuestión a su inmediato superior o inferior (del Río y Ortiz, 1991; Regalado, 1999). Es decir, las secciones críticas se dan en las zonas cerca de la cabeza y el pie del refuerzo (Dritsos y Pilakoutas, 1992; Adam et al., 2008a). Si el forjado es unidireccional, caso habitual en la edificación española, sobre todo en los años 60 y 70, entonces la transmisión esfuerzos se realiza a través del nudo viga-soporte.

De acuerdo con Adam et al. (2009b), para el caso de un refuerzo con angulares y presillas, existen básicamente tres formas de solucionar el nudo viga-soporte:

- a) No añadir ningún elemento adicional, quedando el refuerzo como se muestra en la Fig. 2.7a. En este caso, el refuerzo no transmite de forma directa las cargas al nudo. El refuerzo trabajará por rozamiento (transmisión de tensiones rasantes), además de dotar de confinamiento al hormigón del soporte.
- b) Soldar unos perfiles tubulares a los angulares del refuerzo uniendo los angulares a ambos lados del nudo viga-soporte, tal y como se puede apreciar en la Fig. 2.7b. Esta variante fue propuesta por Fernández-Cánovas (1994) y posteriormente se aplicó de forma satisfactoria en Adam (2007) y Adam et al. (2008a). El principal inconveniente de este sistema es la afección al forjado, ya que es necesario atravesarlo; además si la viga tiene una anchura superior a la del soporte, la disposición de los perfiles tubulares es muy difícil de materializar, si no imposible.
- c) Añadir capiteles soldados al refuerzo, de la forma que aparece en la Fig. 2.7c. Los capiteles se disponen al final de los angulares, de forma que queden en contacto con la viga. Esta es la forma más habitual de proceder en un refuerzo de con angulares y presillas (Ramírez y Bárcena, 1975; Ramírez et al., 1977; Ramírez, 1996; Adam, 2007; Adam et al., 2007; Giménez, 2007; Adam et al., 2009b). En general, los capiteles suelen ser también perfiles metálicos angulares. En algunos casos, se han empleado perfiles en forma de U, aunque Fernández-Cánovas (1994) desaconseja su uso.

Cabe destacar que, al disponer capiteles (Fig. 2.8), en el diseño de un refuerzo con angulares y presillas deberá verificarse (del Río y Ortiz, 1992) la rigidez del capitel (el capitel debe ser capaz de compatibilizar de forma suficiente las deformaciones en los extremos) y su resistencia (el capitel no debe agotar para las cargas de diseño), así como estudiar la posible concentración de tensiones que el capitel puede provocar sobre las vigas que llegan al nudo (Ramírez y Bárcena, 1975; Ramírez et al., 1977; Ramírez, 1996; Fernández-Cánovas, 1994; Regalado, 1999; Ruiz et al., 2000).

2.3. Investigaciones sobre SHARAPM

Definido en qué consiste un SHARAPM, visto el grado de utilización a nivel mundial de este tipo de refuerzos y estudiados sus mecanismos resistentes, se pasa a continuación a desarrollar el estado del

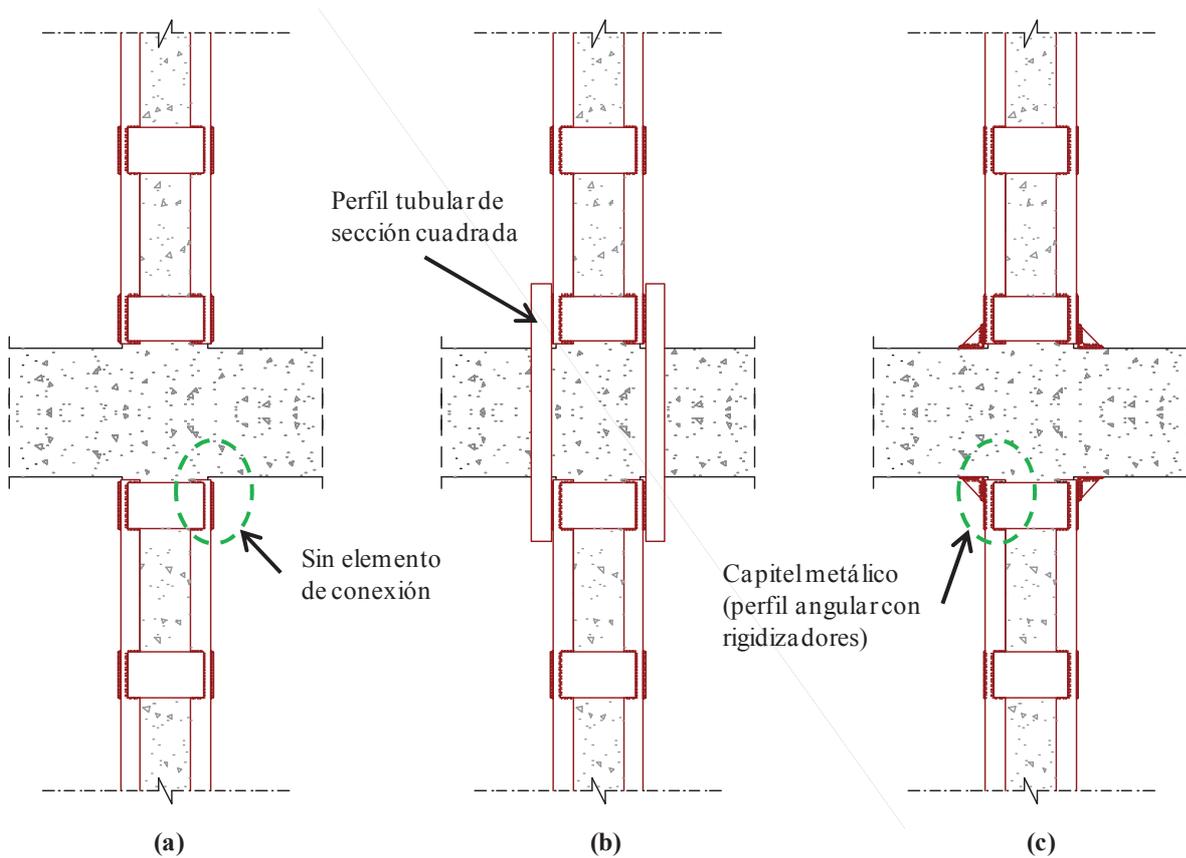


Fig. 2.7. Conexión del refuerzo con el nudo viga-soporte: (a) Sin elemento adicional (no habrá transmisión directa de tensiones entre el nudo y el acero del refuerzo); (b) Perfiles tubulares; (c) Capitel metálico.

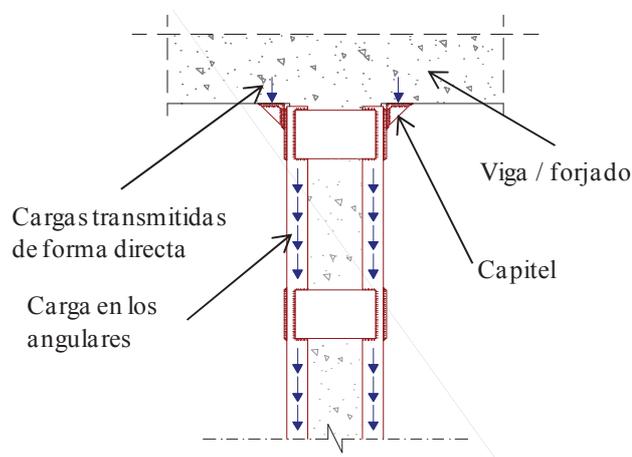


Fig. 2.8. Transmisión directa de tensiones del nudo viga-soporte al SHARAPM con capiteles metálicos.

conocimiento referido a dicho elemento. Como se ha expuesto antes, el número de investigaciones sobre el comportamiento de SHARAPM es reducido. En este apartado se estudian las investigaciones más relevantes, agrupadas de la siguiente forma:

- a) Los estudios experimentales de Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1996) desarrollados en España.

- b) El estudio analítico y experimental de Cirtek (2001a, 2001b) llevado a cabo en la República Checa.
- c) Los estudios experimentales y numéricos de Adam et al. (2006), Adam (2007), Adam et al. (2007), Adam et al. (2009a, 2009b), Calderón et al. (2009), Giménez (2007) y Giménez et al. (2009a, 2009b), desarrollados en España.
- d) Los estudio experimentales y numéricos de Adam (2007) y Adam et al. (2008a, 2008b) sobre el nudo viga-soporte, llevados a cabo en España.
- e) El estudio experimental de Montuori y Piluso (2009) realizado en Italia.
- f) El estudio experimental de Li et al. (2009) desarrollado en China.
- g) Los trabajos de Badalamenti et al. (2010) y Campione (2012a; 2012b; 2013) efectuados en Italia.

2.3.1. *Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1996)*

Los trabajos del profesor Ramírez pueden considerarse pioneros a nivel mundial en lo que al estudio de los SHARAPM se refiere. En estos trabajos se estudia el comportamiento de un SHARAPM bajo un esfuerzo axial. Las probetas presentaron la geometría que se puede apreciar en la Fig. 2.9a, consistente en una sección cuadrada de 0.25x0.25 m, 1.60 m de longitud, armadura longitudinal de 4 barras de acero liso de 10 mm de diámetro, y estribos de 4.5 mm de diámetro dispuestos cada 0.15 m. El acero empleado para las armaduras tenía un límite elástico de 235 MPa. Se ensayaron tres tipologías de refuerzo, que se describen a continuación y que se recogen en las Figs. 2.9b, 2.9c y 2.9d:

- a) “Refuerzo A”: refuerzo con angulares y presillas con capiteles, dispuesto directamente sobre el soporte. Se emplearon angulares de dimensiones 55x55x6 mm unidos entre sí mediante presillas metálicas de 200x80x8 mm, con una separación de 0.40 m. Los capiteles también se ejecutaron con angulares de 55x55x6 mm.
- a) “Refuerzo B”: se dispuso el mismo refuerzo metálico que en el “Refuerzo A”, pero además, previamente al refuerzo, el recubrimiento del soporte se picó para poder introducir unos conectadores metálicos. Este espacio se rellenó con mortero de resina epoxi.
- b) “Refuerzo C”: se dispuso el mismo refuerzo metálico que en el “Refuerzo A” y, adicionalmente, se atravesó la parte superior del soporte con un perfil metálico en doble T, rellenando dicha zona con resina epoxi.

Cabe señalar que en todos los casos anteriores, las presillas se precalentaron para conseguir un efecto de confinamiento activo sobre el hormigón del soporte, provocado por la contracción del acero del refuerzo al enfriarse.

Se registró que la rotura ocurría, en los tres tipos de probetas, en la cabeza superior. En el “Refuerzo A” la rotura se produjo debido a las tensiones tangenciales provocadas por el capitel sobre la cabeza de hormigón que simulaba el nudo viga-soporte; en los otros dos casos, el agotamiento fue consecuencia de la expansión del nudo originada por la compresión aplicada por la prensa. La Tabla 2.1 recoge el valor de carga última alcanzado por cada probeta.

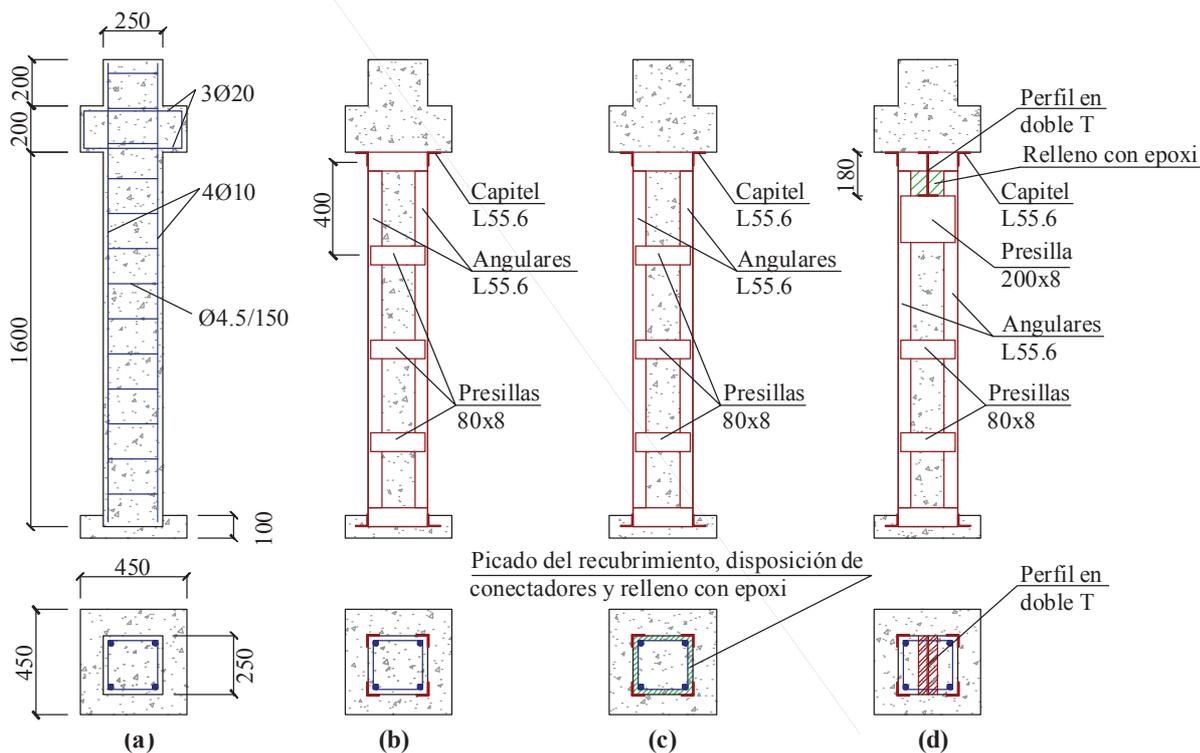


Fig. 2.9. Probetas ensayadas por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1996) : (a) Geometría y armado; (b) Refuerzo tipo A; (c) Refuerzo tipo B; (d) Refuerzo tipo C; cotas en mm.

Tabla 2.1

Probetas ensayadas por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1996).

Probeta	Referencia	f_c (MPa)	Carga última (kN)
Sin reforzar 1	Ramírez y Bárcena (1975)	10.85	821.9
Refuerzo A	Ramírez y Bárcena (1975)	10.85	1235.0
Sin reforzar 2	Ramírez et al. (1977)	10.28	676.4
Refuerzo B	Ramírez et al. (1977)	10.28	1110.6
Refuerzo C	Ramírez et al. (1977)	10.28	1296.0

A la vista de los resultados, la tipología del “Refuerzo C” es la que más carga última alcanza. Sin embargo, esta tipología presenta un elevado coste de ejecución, además de ocasionar riesgos estructurales durante el montaje del refuerzo debido al cajado que es necesario realizar para poder insertar el perfil metálico.

2.3.2. Cirtek (2001a; 2001b)

La investigación llevada a cabo por el profesor Cirtek de la Brno University of Technology de la República Checa pretendía estudiar el funcionamiento de los SHARAPM sometidos a axil. Las probetas ensayadas (Cirtek 2001a) consistieron, tal y como se puede observar en la Fig. 2.10, en tramos de soporte de 1.50 m de longitud y 0.30x0.30 m de sección transversal, armadura longitudinal de 4 barras de acero de 14 mm de diámetro (de 500 MPa de límite elástico) y estribos de 5.5 mm de diámetro (con un límite elástico de 400 MPa) separados 0.20 m. El acero de los elementos que formaban el refuerzo metálico fue en todos los casos acero con un límite elástico de 275 MPa, y el hormigón con el que se fabricaron las probetas alcanzó una resistencia a compresión simple media de 15 MPa.

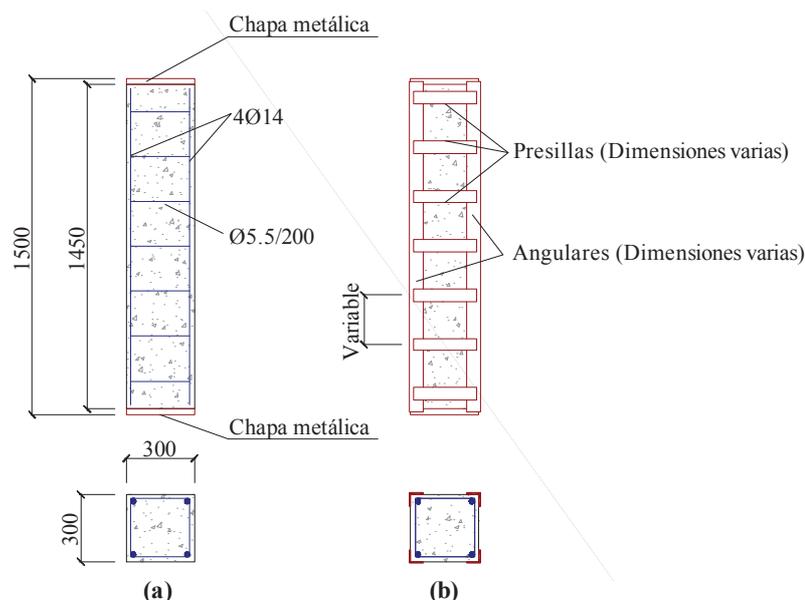


Fig. 2.10. Probetas ensayadas por Cirtek (2001a, 2001b): (a) Geometría y armado; (b) Refuerzo; cotas en mm.

La Tabla 2.2 recoge las características del refuerzo de las diferentes probetas ensayadas, así como la carga última alcanzada por cada probeta. Con esta investigación se estudió la influencia de la dimensión de los elementos del refuerzo metálico (angulares y presillas), la influencia en la separación entre presillas y el efecto que tiene el precalentamiento de las presillas previo a la soldadura de los angulares. Dicho precalentamiento consistió en someter las presillas a una temperatura de entre 150°C y 200°C previamente a su colocación en el refuerzo.

Cabe señalar que en estos ensayos los angulares metálicos son soldados a las chapas extremas de la probeta, punto de aplicación de la carga axial. Esta forma de proceder no representa completamente la realidad de un SHARAPM, donde no es posible “soldar” el refuerzo al nudo viga-soporte.

Tabla 2.2

Probetas ensayadas por Cirtek (2001a; 2001b).

Probeta	Angular	Tamaño Presillas (mm)	Separación Presillas (mm)	Calentamiento Presillas (°C)	Carga última (kN)
RC 1	-	-	-	-	1500
RC 2	-	-	-	-	1573
F1	L60.6	280x55x6	220	150	2500
F2	L40.5	280x50x6	220	150	2550
F3	L50.5	280x50x6	220	150	2750
F4	L70.8	280x50x6	220	150	3050
F5	L60.6	280x60x6	195	-	2870
F6	L60.6	280x60x6	195	200	2575
F7	L60.6	280x60x6	195	200	2917

En todos los casos se observó que la rotura de los soportes se iniciaba en los extremos, prologándose luego hacia el centro de los mismos. Asimismo se detectó que en el momento del agotamiento se producía el deslizamiento entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte. En cualquier caso, se obtenía un incremento en la carga última y en la deformación última de los soportes reforzados al compararlos con los soportes testigo.

A partir de este estudio experimental, se llevó a cabo una modelización numérica por elementos finitos (Cirtex 2001b), validando el modelo numérico desarrollado con los resultados experimentales. A continuación, se realizó un estudio paramétrico para determinar la influencia de los siguientes factores:

- Separación entre presillas
- Sección transversal de las presillas
- Dimensión de los angulares
- Calidad del hormigón
- Forma de la sección transversal
- Tamaño máximo del árido en el hormigón del soporte
- Historial de cargas del soporte
- Precalentamiento de las presillas
- Armadura longitudinal del soporte.

Este estudio es empleado para obtener una propuesta de diseño para un SHARAPM sometido a un esfuerzo axial. Dicha propuesta recoge la influencia de los distintos factores estudiados mediante la introducción de una serie de parámetros.

Es destacable señalar, que una de las conclusiones más interesantes de este autor es la relativa al precalentamiento de las presillas. Si bien afirma que dentro del rango $0 \leq T \leq 210^\circ\text{C}$ se mejora el comportamiento del refuerzo, también indica que si la temperatura es excesiva existe el riesgo de ocasionar fisuras microscópicas en el hormigón del soporte; asimismo, también señala que es posible que al precalentar las presillas se provoque la plastificación temprana del refuerzo de acero. Estos aspectos demuestran que el precalentamiento de las presillas puede ser en ocasiones contraproducente.

2.3.3. Adam et al. (2006), Adam (2007), Adam et al. (2007), Adam et al. (2009a; 2009b), Calderón et al. (2009), Giménez (2007), Giménez et al. (2009a; 2009b)

Los trabajos de este grupo de investigación se llevaron a cabo en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València, y estudiaron el comportamiento de un SHARAPM sometido a un esfuerzo axial. La investigación tuvo dos etapas, una parte experimental y otra numérica.

En la fase experimental se ensayaron una serie de tramos de soportes de 2.50 m de longitud y sección cuadrada de 0.30x0.30 m, armadura longitudinal de 4 barras de acero corrugado de 12 mm de diámetro y 400 MPa de límite elástico, y armadura transversal compuesta por barras de acero corrugado de 6 mm separados 0.20 m y 500 MPa de límite elástico. En los extremos del soporte se dispusieron dos cabezas fuertemente armadas de 0.60x0.30x0.30 m para simular el entronque del soporte con el nudo viga-soporte. La Fig. 2.11a muestra un esquema de las probetas descritas.

El refuerzo de los soportes se realizó con perfiles de acero L80.8 (80x80x8 mm) y presillas de 270x160x8 mm. Las diferentes probetas ensayadas y la carga última alcanzada se recogen en la Tabla 2.3. Se plantearon fundamentales las 3 tipologías de probetas recogidas en la Fig. 2.11: probetas A o sin capitel (Fig. 2.11b) y probetas B o con capitel, con dos variantes, la primera en la que el capitel sustituye a la presilla donde se coloca (Fig. 2.11c) y la segunda, en la que el capitel se suelda sobre la última presilla del refuerzo (Fig. 2.11d). Los capiteles se construyeron también a partir de perfiles L80.8.

probetas (PAD, PBD, PAC y PBC) contenían dos presillas adicionales de 270x100x8 mm, colocadas en cada extremo justo a continuación de la primera presilla, tal y como se aprecia en la Fig. 2.11e.

Los resultados demostraron que es indiferente usar mortero de cemento o de epoxi, y que el hecho de realizar el refuerzo del soporte cargado o descargado no tiene apenas influencia, al menos para el nivel de carga axil estudiado (65% de la carga última del soporte sin reforzar). Asimismo, se registró la existencia de deslizamiento relativo acero – hormigón. En el caso de las probetas PBD y PBC, la rotura se localizó en el tramo central del soporte reforzado, sin registrarse deslizamiento, presentando un comportamiento similar a una sección mixta de acero y hormigón.

La fase numérica consistió en el desarrollo de un modelo por elementos finitos. Dicho modelo fue validado a partir de los resultados experimentales, y fue empleado para llevar a cabo un estudio paramétrico en el que se estudiaron los siguientes factores:

- Eliminación o no de la presilla bajo el capitel.
- Dimensión de los angulares.
- Límite elástico del acero.
- Resistencia a compresión del hormigón.
- Dimensión de las presillas.
- Colocación de presillas adicionales en los extremos.
- Variación en el coeficiente de rozamiento entre el mortero y el acero del refuerzo.
- Influencia de la separación inicial del capitel de la viga, como consecuencia del enfriamiento del capital tras ser soldado.
- Forma del soporte (ratio lado mayor/lado menor).
- Influencia del confinamiento.

A partir de este estudio numérico se observó que si bien cuanto mayor era el límite elástico del acero y el calibre del angular mayor era la carga última, en estos casos, la eficacia del refuerzo disminuía. Asimismo, se constató que el refuerzo era menos eficaz cuando al disponer capiteles se eliminaban las presillas de los extremos. Por otro lado, cuanto mayor era la dimensión de las presillas, mejor era el reparto de cargas entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte, consiguiendo además incrementar la carga última y la eficacia del refuerzo. Disponer una presilla adicional en los extremos del refuerzo, aumentaba la eficacia del refuerzo y mejoraba de forma considerable el comportamiento, ya que incrementaba el efecto del confinamiento y mejoraba los mecanismos de transmisión directa y por tensiones tangenciales, elevando tanto la carga última como el acortamiento en rotura.

En lo que respecta al valor del coeficiente de rozamiento, en el caso de que el refuerzo llevase capiteles, dicho factor era poco importante; sin embargo, si no se disponían capiteles, la eficacia del soporte era muy sensible a dicho valor, incrementándose cuanto mayor era éste.

Con esta investigación se comprobó que, en caso de no disponerse capiteles, existen fundamentalmente tres mecanismos de fallo en un SHARAPM, tal y como se ilustra en la Fig. 2.12: plastificación de primer tramo de angulares, plastificación de los angulares en el tramo central, y plastificación de la primera presilla. A partir de dichos resultados, se propuso una metodología de cálculo (Giménez, 2007; Adam, 2007; Calderón et al., 2009) que permite el diseño de un SHARAPM sometido a un esfuerzo axil sin capiteles. En el caso de que el refuerzo dispusiera de capiteles, se demostró que era posible aplicar la propuesta del Eurocódigo 4 (CEN, 2004b) para determinar el axil máximo resistido por el SHARAPM (Adam, 2007; Adam et al. 2008b, 2009a).

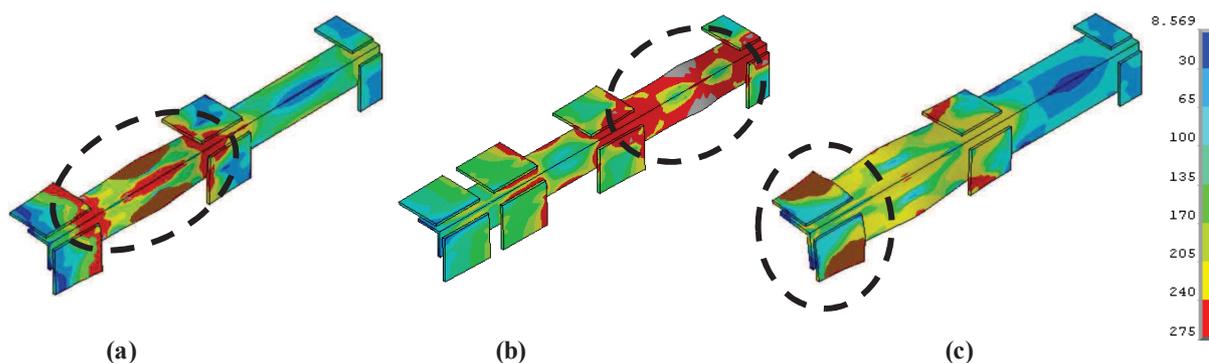


Fig. 2.12. Mecanismos de fallo de un SHARAPM sometido a carga axil según Adam et al. (2006), Adam (2007), Adam et al. (2007), Adam et al. (2009a; 2009b), Calderón et al. (2009), Giménez (2007), Giménez et al. (2009a; 2009b): (a) Plastificación del primer tramo de angular; (b) Plastificación del angular en el tramo central; (c) Plastificación de la primera presilla; los valores mostrados corresponden a la tensión de von Mises registrada de forma numérica en los elementos metálicos.

2.3.4. Adam (2007), Adam et al. (2008a; 2008b)

Como una continuación del trabajo desarrollado en el apartado anterior, se tienen los trabajos de Adam (2007), Adam et al. (2008a) y Adam et al. (2008b), también desarrollados por el mismo grupo de investigación en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València. Esta nueva investigación versó sobre el comportamiento de un SHARAPM sometido a un esfuerzo axil, pero teniendo en cuenta la existencia y la influencia del nudo viga-soporte.

La decisión de emprender este estudio fue motivada al observar que tanto en los ensayos anteriores del grupo de investigación (Adam et al., 2006; Adam, 2007; Adam et al., 2007; Adam et al., 2009a, 2009b; Calderón et al., 2009; Giménez, 2007; Giménez et al., 2009a, 2009b) como en todas las fuentes bibliográficas consultadas (Ramírez y Bárcena, 1975; Ramírez et al., 1977; Ramírez, 1996; Cırtek, 2001a, 2001b) el agotamiento del soporte reforzado ocurría en las cercanías del nudo viga-soporte. Era de suponer por tanto, que era el nudo quien condicionaba la carga última de los SHARAPM. La investigación se dividió nuevamente en dos etapas, una primera fase experimental y una segunda fase numérica.

La fase experimental consistió en el ensayo de dos tipologías de probetas reforzadas a escala real, con la geometría que se muestra en la Fig. 2.13a, simulando la zona del nudo viga-soporte de un entramado típico de edificación. Cada probeta estaba por tanto dividida en dos semitramos de soporte de 1.275 m de longitud, sección cuadrada de 0.26 m de lado y armado consistente en 4 barras de acero corrugado de 12 mm de diámetro y estribos de 6 mm cada 0.20 m. Entre ambos semitramos, se encontraba un elemento central de 0.40x0.26 m de sección y 0.40 m de longitud que representaba el tramo de viga. En todos los casos, se empleó acero con un límite elástico de 400 MPa para las armaduras. La resistencia a compresión del hormigón se situó en torno a los 12 MPa.

El refuerzo de las probetas se realizó con acero de 275 MPa de límite elástico, mediante angulares L60.6, de dimensiones 60x60x6 mm, y presillas de 230x100x6 mm y 230x140x6 mm, tal y como aparece en la Fig. 2.13b y 2.13c. Las dos probetas reforzadas únicamente se diferenciaron en el elemento que se utilizó para transmitir las cargas del refuerzo al nudo viga-soporte:

- a) Probeta AxL.C (Fig.2.13b): en el encuentro entre el refuerzo del soporte y la viga se dispusieron unos capiteles soldados a los angulares y a la última de las presillas, y en contacto con la viga. Los capiteles se realizaron con perfiles metálicos angulares L70.7 (70x70x7 mm).
- b) Probeta AxL.T (Fig.2.13c): los refuerzos de los dos semitramos de soporte se conectaron mediante unos perfiles tubulares de acero, de forma similar a como propone Fernández-Cánovas (1994).

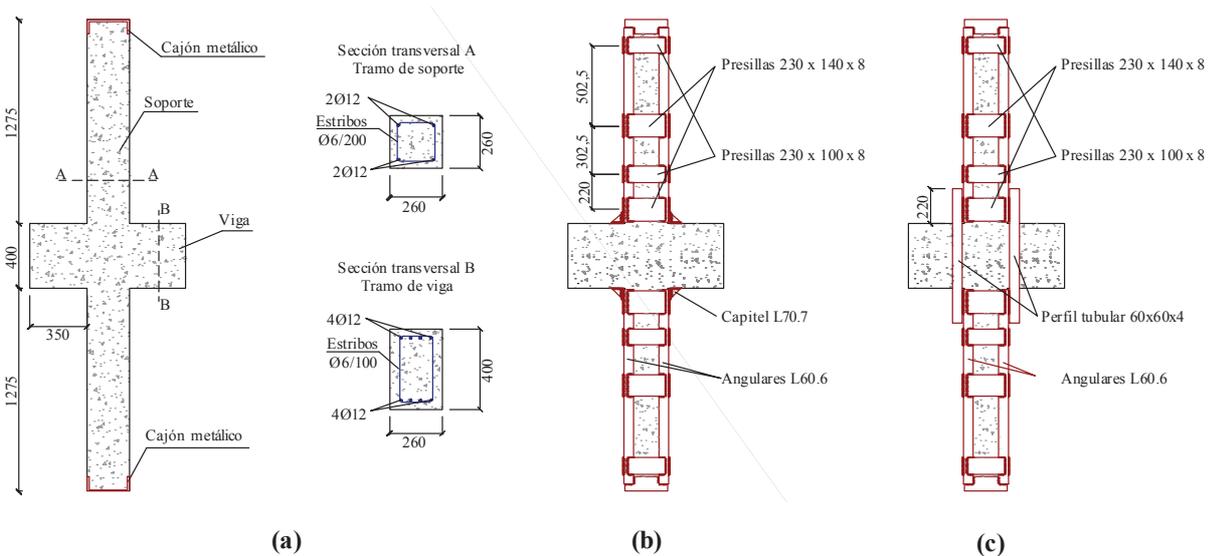


Fig. 2.13. Probetas ensayadas por Adam (2007), Adam et al. (2008a; 2008b); (a) Geometría y armado; (b) Refuerzo probetas AxL.C; (c) Refuerzo probetas AxL.T; cotas en mm.

En estos ensayos, se observó que en la probeta AxL.C la rotura se producía para una carga axial de 1618.1 kN, y se localizaba en el elemento central que simulaba la viga, tal y como se puede ver en la Fig. 2.14a, y era consecuencia de dos fenómenos: el bajo confinamiento del hormigón en esa zona, y el aplastamiento del hormigón por la transmisión de tensiones a través de los capiteles. Sin embargo, la rotura de la probeta AxL.T, mostrada en la Fig. 2.14b, ocurrió para un axial de 1684.2 kN y se localizó fuera del nudo viga-soporte, detectándose la rotura del hormigón por compresión y la plastificación de los angulares.

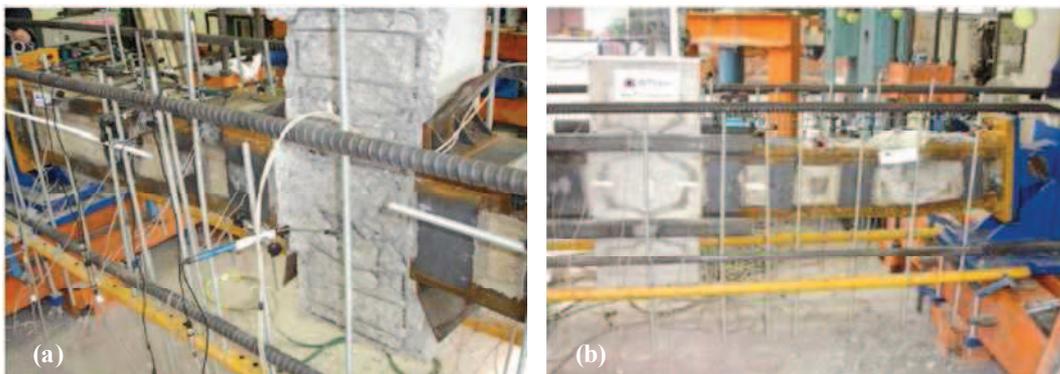


Fig. 2.14. Rotura de las probetas ensayadas en la investigación de Adam (2007), Adam et al. (2008a; 2008b): (a) Probeta AxL.C; (b) Probeta AxL.T.

En la segunda fase de la investigación, se desarrolló un modelo numérico de elementos finitos que representaba el comportamiento de un SHARAPM bajo un esfuerzo axial de compresión, teniendo en consideración el nudo viga-soporte. Validado este modelo con los resultados experimentales, se pasó a continuación a realizar un estudio paramétrico para conocer la influencia de los siguientes factores:

- Dimensión del angular que forma los capiteles en la probeta AxL.C.
- Calibre del tubo de conexión entre tramos de refuerzo en la probeta AxL.T.
- Comportamiento del nudo si no se dispone ningún elemento de conexión, es decir se eliminan los tubos y capiteles.

De este estudio se concluyó que si no se dispone ningún elemento auxiliar en el nudo, la totalidad de la carga aplicada por la prensa es transmitida al nudo, produciéndose la rotura en esa zona. De forma similar, cuando se disponen capiteles, si bien el comportamiento mejora notablemente, la rotura también se localiza en el nudo viga-soporte. Asimismo, no se encuentran diferencias apreciables cuando se varía el calibre de los capiteles, tanto en el comportamiento de las probetas, como en la carga última de las mismas. Por otro lado, la disposición de unos tubos de conexión del calibre adecuado mejora la transmisión de carga entre el refuerzo y el soporte, haciendo que la rotura del SHARAPM se desplace del nudo al tramo de soporte. No obstante, si los tubos no tienen el calibre adecuado, la rotura se podría localizar en el nudo, debido a una temprana plastificación de los tubos.

Los resultados de esta investigación demostraron que la consideración del nudo viga-soporte es muy importante, ya que suele ser el elemento que condiciona el agotamiento del SHARAPM; por tanto, es un aspecto a tener en cuenta, tanto en la realización de ensayos experimentales, como en cualquier modelización numérica. Precisamente, la propuesta de diseño obtenida en esta investigación indica que hay que considerar dos situaciones de diseño: el fallo en el tramo del soporte y el fallo en el nudo viga-soporte.

2.3.5. Montuori y Piluso (2009)

La investigación de Montuori y Piluso (2009) llevada a cabo en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Salerno (Italia) consistió en un estudio sobre el comportamiento a compresión excéntrica de un tramo asilado de SHARAPM. Se perseguía la obtención de un modelo teórico que permitiese predecir el diagrama momento-curvatura de estos elementos.

Los autores ensayaron experimentalmente 8 probetas reforzadas, como la mostrada en la Fig. 2.15, de 0.50 m de longitud y sección cuadrada de 0.15x0.15 m, representando a escala reducida un tramo de soporte reforzado con angulares y presillas. El armado longitudinal consistió en barras de acero de 10 o 16 mm de diámetro, según la probeta; como armadura transversal se emplearon estribos de 6 mm. El límite elástico de estos elementos resultó ser de 491 MPa para el acero de las barras de 10 mm, 539 MPa para el acero de las barras de 16 mm y 350 MPa para el acero de los estribos.

El hormigón empleado alcanzó una resistencia a compresión media a 28 días de 20.96 MPa. El refuerzo se realizó empleando angulares de dimensiones 30x30x3 mm y presillas de 90x15x3 mm. El acero de los angulares fue de 353 MPa de límite elástico, y el de las presillas de 291 MPa. La Tabla 2.4 recoge las diferentes probetas ensayadas, y los valores de carga axial alcanzados experimentalmente.

No se dispuso ninguna clase de mortero que sirviera de unión entre el refuerzo y el hormigón de soporte original, entendiéndose que el refuerzo sólo trabaja por confinamiento y, en el caso de ser aplicable, por transmisión directa de tensiones; cuando éste era el caso, en los extremos de los soportes

se dispusieron unos capiteles de dimensiones considerables, con el fin de asegurar que la rotura de la probeta se dirigiera al centro del soporte, tal y como puede verse en la Fig. 2.15b.

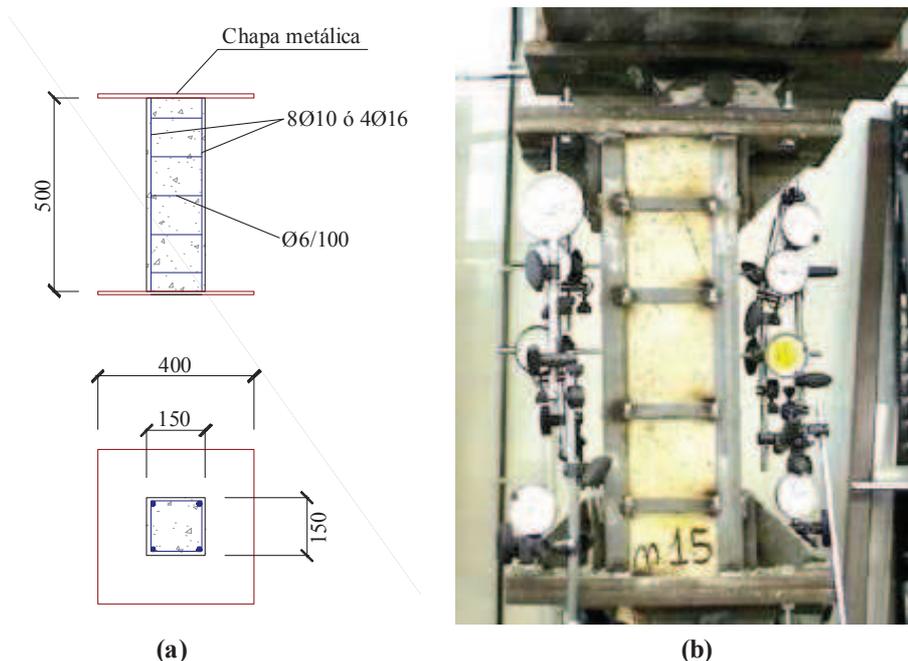


Fig. 2.15. Ensayos sobre SHARAPM de Montuori y Piluso (2009): (a) Geometría y armado de las probetas; (b) Vista del ensayo; cotas en mm.

Los resultados experimentales sirvieron para validar el modelo teórico desarrollado. Este modelo permite determinar el diagrama axil-momento de una sección a partir del modelo constitutivo de los diferentes elementos implicados: hormigón, armaduras y acero del refuerzo. En el *Capítulo 5* se lleva a cabo una descripción del modelo propuesto por estos autores y se aplica a las probetas ensayadas en esta Tesis Doctoral.

Tabla 2.4

Probetas ensayadas por Montuori y Piluso (2009).

Probeta	Armadura longitudinal	Separación Presillas	Excentricidad (mm)	Carga última (kN)
A-NR (sin reforzar)	8Ø10	-	71.0	335.11
B-NR (sin reforzar)	8Ø10	-	44.5	455.14
C-NR (sin reforzar)	8Ø10	-	73.0	324.81
D-NR (sin reforzar)	4Ø16	-	80.0	379.45
E-NR (sin reforzar)	4Ø16	-	44.0	541.12
A-R1	8Ø10	135.0	73.0	513.95
B-R1a	8Ø10	130.0	47.5	703.23
B-R1b	8Ø10	130.0	50.7	662.71
C-R1	8Ø10	130.0	79.3	498.74
D-R1	4Ø16	127.0	78.6	545.19
E-R1	4Ø16	130.0	54.7	713.24
D-R2	4Ø16	130.0	71.2	568.98
D-R3	4Ø16	130.0	69.7	483.63

2.3.6. Li et al. (2009)

Li et al. (2009) de la Universidad Tecnológica de Dailán en China, realizaron un interesante estudio sobre el comportamiento sísmico de un soporte reforzado, cuando el soporte presenta, previamente al refuerzo, corrosión en sus armaduras.

En concreto, los autores estudian el comportamiento sísmico de soportes de hormigón dañados por la corrosión reforzados con tres tipologías: fibras de carbono (FRP), angulares y presillas, y la unión de ambos tipos, angulares y presillas más fibras de carbono. Las probetas tenían una forma similar a las descritas en el punto 2.3.4 de esta Tesis, con dos semitramos de soporte de 0.65 m de longitud y sección de 0.20x0.20 m de lado, y un elemento central de 0.60x0.20x0.20 m, tal y como aparece en la Fig. 2.16. La armadura se compuso de 4 barras de acero de 14 mm y estribos de 8 mm cada 0.10 m (con un límite elástico del acero de unos 350 MPa en ambos casos). Para el refuerzo con angulares y presillas, se emplearon angulares de L40.4 (40x40x4 mm) y presillas de 120x30x3 mm (con un límite elástico del acero de unos 350 MPa para los angulares y 500 MPa para las presillas). El hormigón presentaba una resistencia característica a compresión de unos 35 MPa.

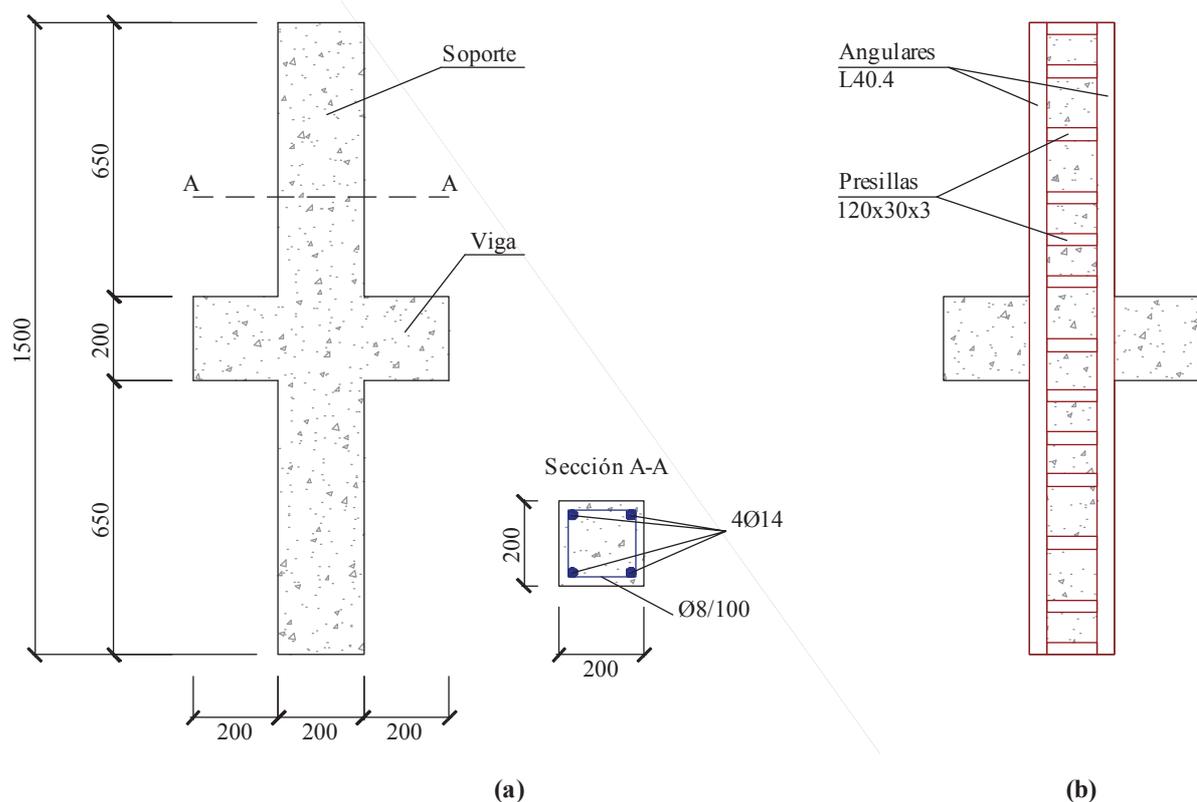


Fig. 2.16. Ensayos sobre SHARAPM de Li et al. (2009): (a) Geometría y armado de las probetas; (b) Refuerzo con angulares y presillas; cotas en mm.

Los autores demuestran que aún cuando el soporte tenga problemas de corrosión, el refuerzo con angulares y presillas y/o FRP permite aumentar la ductilidad y resistencia. Asimismo, también destacan que el empleo simultáneo de ambas técnicas de refuerzo mejora notablemente el comportamiento del soporte reforzado frente a sismo.

Tras el análisis de dichos resultados, los autores proponen un método de cálculo, que permite estimar el diagrama momento-curvatura y la pareja axil-momento en una sección de un SHARAPM sometido a flexocompresión. Esta formulación se describe y aplica en el *Capítulo 5* de la presente Tesis Doctoral.

2.3.7. Badalamenti et al. (2010), Campione (2012a; 2012b; 2013)

El trabajo de estos autores, desarrollado en la Universidad de Palermo (Italia), consiste en la recopilación de los diferentes modelos analíticos de cálculo existentes para el diseño de SHARAPM,

así como la propuesta de nuevos modelos que tengan en cuenta los diferentes mecanismos que intervienen en el comportamiento del SHARAPM. Las propuestas de cálculo desarrolladas por estos autores estiman la presión de confinamiento del hormigón y luego aplican el modelo constitutivo para hormigón confinado del Eurocódigo 8 (CEN, 2003), o bien un modelo basado en el desarrollado por Mander et al. (1988a) para el confinamiento por estribos.

Los autores comparan y validan sus propuestas de diseño a partir de una serie de ensayos experimentales, así como a partir de los resultados experimentales obtenidos por otros autores. En lo que respecta a los ensayos propiamente desarrollados por los autores, éstos presentaron la geometría que aparece en la Fig. 2.17a. Se ensayaron bajo carga axial 8 tramos de soporte de HA de 600 mm de longitud, con un armado compuesto por 4 barras de acero de 12 mm de diámetro, con límite elástico 461 MPa, y estribos de 6 mm de diámetro colocados cada 0.20 m de límite elástico 480 MPa; al final de los tramos se dispusieron unas cabezas de HA de dimensiones considerables. El hormigón empleado alcanzó una resistencia a compresión a 28 días de unos 10 MPa.

Se ensayaron tres tipologías de refuerzo con angulares y presillas metálicos: presillas sólo dispuestas en los extremos del tramo reforzado (Fig. 2.17b); presillas dispuestas en los extremos y en el centro del tramo (Fig. 2.17c); y presillas dispuestas cada 200 mm aproximadamente (Fig. 2.17d). En todos los casos, el acero empleado alcanzó un límite elástico de 239 MPa.

Aunque las propuestas están obtenidas para poder ser aplicadas tanto para el caso de una carga axial de compresión como para el caso en el SHARAPM esté sometido a flexocompresión, en general, son comparadas únicamente con resultados experimentales de SHARAPM bajo carga axial. De hecho, los ensayos experimentales de los autores sólo estudian el comportamiento a axial.

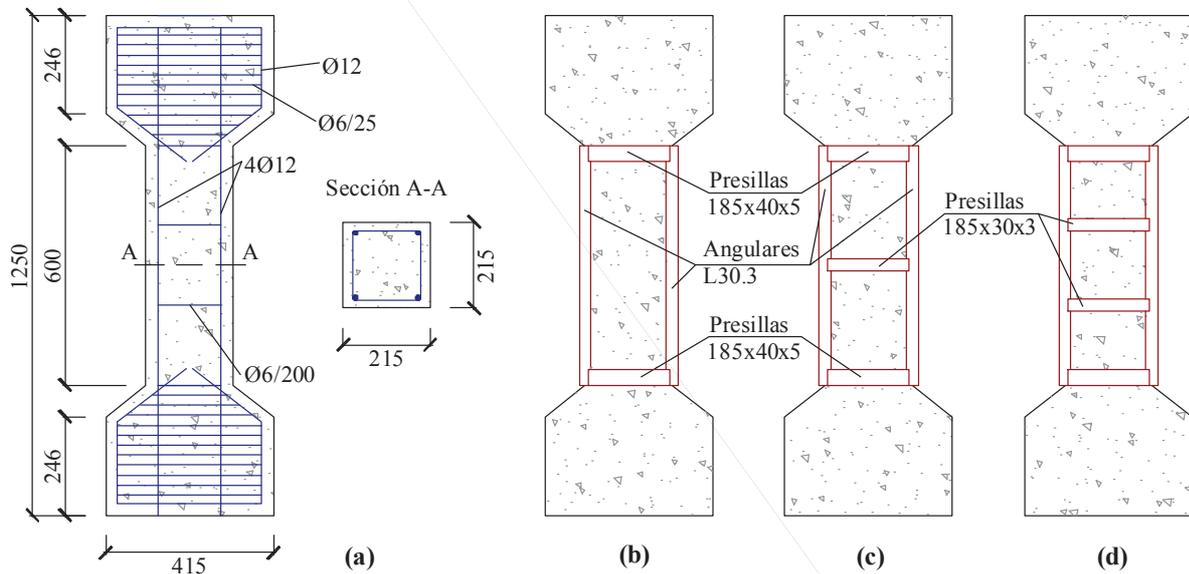


Fig. 2.17. Probetas ensayadas en Campione (2013); (a) Geometría y armado; (b) Tipología de refuerzo con sólo presillas en los extremos; (c) Tipología de refuerzo con sólo presillas en los extremos y en el centro; (d) Tipología de refuerzo con presillas cada 200 mm; cotas en mm.

2.3.8. Otras investigaciones en SHARAPM

Además de las investigaciones tratadas, en la búsqueda bibliográfica se han encontrado otros trabajos relacionados con refuerzo de soportes con angulares y presillas, que también son interesantes de señalar:

Dritsos y Pilakoutas (1992) proponen una formulación que permite obtener el confinamiento que impone el refuerzo sobre el hormigón del soporte. Destacan además, que las secciones críticas son las zonas cercanas a los extremos del elemento reforzado.

Cobo et al. (1997) plantean un estudio en el que señalan la importancia de la descarga previa del soporte a reforzar, proponiendo además un sistema de refuerzo activo de difícil aplicación práctica debido a la complejidad que entraña su ejecución.

Ruiz et al. (2000) señalaron la necesidad de analizar el comportamiento del nudo viga-soporte, comprobando los posibles riesgos de rotura originados por el capitel del refuerzo. Plantean además la unión de los capiteles a las vigas mediante tornillos mecánicos o químicos, con el objeto de mejorar el comportamiento del soporte reforzado para el caso en que existan esfuerzos de flexocompresión.

Realfonzo y Napoli (2009) estudian el comportamiento experimental cíclico de soportes de HA reforzados con FRP, considerando además la posibilidad de añadir angulares metálicos al refuerzo. Los autores concluyen que la adición de los angulares metálicos a los refuerzos de FRP incrementan la resistencia a flexocompresión y dotan al soporte de mayor ductilidad.

2.4. Conclusiones relativas al estado del arte

Los refuerzos con angulares y presillas metálicos son una de las técnicas de refuerzo de soportes de HA más empleada, habiendo demostrado un comportamiento altamente eficaz a la hora de proveer de un incremento en la carga última y en la ductilidad de los elementos reforzados. No obstante, las investigaciones desarrolladas no son muy abundantes, y la mayor parte de ellas se han dirigido al estudio de SHARAPM sometidos a axil.

Sobre el estudio de tramos aislados de soporte reforzado sometidos a compresión simple, destacan los trabajos de Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977), Ramírez (1996), Cirtek (2001a, 2001b), Adam et al. (2006), Adam (2007), Adam et al. (2007), Adam et al. (2009a, 2009b), Calderón et al. (2009), Giménez (2007) y Giménez et al. (2009a, 2009b). En general, estos trabajos coinciden en que la rotura de los soportes reforzados se localiza en los extremos, en las cercanías del nudo viga-soporte. Por otro lado, Adam (2007) y Adam et al. (2009a, 2009b) estudian la transmisión de tensiones en el nudo viga-soporte, y demuestran la importancia que tiene la consideración de este elemento en comportamiento de un SHARAPM.

Otros trabajos interesantes son los de Montuori y Piluso (2009) y Li et al. (2009); los primeros estudian de forma experimental tramos aislados de SHARAPM sometidos a compresión excéntrica; los segundos realizan una serie de ensayos para estudiar el comportamiento sísmico de un SHARAPM. En ambos casos, se desarrolla un modelo de cálculo aplicable a un SHARAPM sometido a flexocompresión.

2.5. Planteamiento de la investigación

Como se ha podido comprobar, la mayoría de las investigaciones que estudian el comportamiento de un SHARAPM están enfocadas a su comportamiento frente a un esfuerzo axil, sin que aparezcan esfuerzos cortantes o flectores concomitantes. Por otra parte, se ha demostrado que la existencia del nudo viga-soporte es fundamental para entender el comportamiento del soporte reforzado, ya que es precisamente este elemento el que condiciona la rotura del SHARAPM.

Así pues, para el desarrollo de la presente Tesis Doctoral se plantea la investigación de SHARAPM sometidos a esfuerzos simultáneos de compresión y flexión (flexocompresión). A diferencia de la investigación de Montuori y Piluso (2009), quienes ensayaron tramos aislado de SHARAPM a compresión excéntrica, la investigación de esta Tesis tendrá en consideración la existencia del nudo viga-soporte, tal y como Adam (2007) y Adam et al. (2009a, 2009b) hicieron para el caso de un SHARAPM sometido a compresión simple. Asimismo, los ensayos experimentales se efectuarán a escala real, para evitar tener efectos de escala que puedan desvirtuar los resultados obtenidos.

La presente Tesis Doctoral se desarrolla en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València, y pretende ser una continuación de las Tesis Doctorales de Adam (2007) y Giménez (2007), así como de todo el trabajo llevado a cabo por dicho Instituto sobre SHARAPM (Adam et al., 2006; Adam et al., 2007, 2008a, 2008b, 2009a, 2009b; Calderón et al., 2009; Giménez et al., 2009a, 2009b).

El trabajo se dividirá en una parte experimental y una parte numérica. En la parte experimental, se realizarán una serie de ensayos, y se observarán y analizarán los comportamientos de las probetas ensayadas. La segunda parte de la investigación, el estudio numérico, se centrará en el desarrollo de un modelo de elementos finitos, el cual será validado a partir de los resultados experimentales. Este modelo permitirá posteriormente llevar a cabo un estudio paramétrico con el que se podrá estudiar la influencia de determinados factores en el comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM.

CAPÍTULO 3. ESTUDIO EXPERIMENTAL

3.1. Introducción

En el *Capítulo* anterior, *Antecedentes y Estado del Arte*, se procedió a revisar las diferentes investigaciones llevadas a cabo sobre SHARAPM. Tras el análisis de dichos trabajos, se concluyó la conveniencia de llevar a cabo una nueva investigación con el fin de estudiar el comportamiento frente a esfuerzos de flexocompresión de un SHARAPM, teniendo en cuenta la existencia e influencia del nudo viga-soporte. Esta nueva investigación se divide en una primera parte experimental y una segunda parte numérica.

El presente *Capítulo* recoge la parte experimental de la investigación, realizada en los Laboratorios del Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València. En primer lugar, se expone el planteamiento de los ensayos experimentales, indicando las directrices seguidas en el diseño de los ensayos, y estableciendo los diferentes tipos de probetas a ensayar. A continuación, se efectúa una descripción de las probetas ensayadas, definiendo su geometría, armado, materiales, refuerzo e instrumentación. Posteriormente, se explica el procedimiento seguido para el ensayo de las probetas, y se muestran los resultados obtenidos de los ensayos. Finalmente, los resultados son analizados, estudiando la eficacia del refuerzo metálico, así como el comportamiento exhibido por las diferentes tipologías de probetas ensayadas.

Cabe destacar que los resultados de las probetas aquí ensayadas son comparados en el *Capítulo 5* con diferentes propuestas de cálculo, analizado el grado de ajuste entre ambos.

3.2. Planteamiento de los ensayos

Mediante el estudio experimental se pretendía conocer el comportamiento de un SHARPAM sometido a flexocompresión. Como ha quedado patente en el *Capítulo 2*, cualquier estudio sobre el comportamiento de un SHARAPM debe incluir el nudo viga-soporte, siendo en general éste, el elemento que condiciona el agotamiento. Por ello, se adoptó que la geometría de las probetas debía simular la zona del nudo viga-soporte de un entramado típico de edificación tal y como se representa en la Fig. 3.1.

Para estudiar el comportamiento a flexocompresión es necesario someter a las diferentes probetas a una combinación de esfuerzo axial y momento flector. Como no es posible variar durante el ensayo ambos valores simultáneamente, es necesario que uno de los esfuerzos quede fijo y, manteniendo ese nivel de esfuerzo constante, observar el comportamiento de la probeta al variar el otro esfuerzo. En esta investigación se decidió fijar el valor del axial y aplicar el momento flector hasta conseguir el agotamiento de la probeta ensayada.

Los ensayos se realizaron en dos fases. En ambas, las probetas tan sólo difieren en la forma de conectar el refuerzo metálico con el nudo viga-soporte.

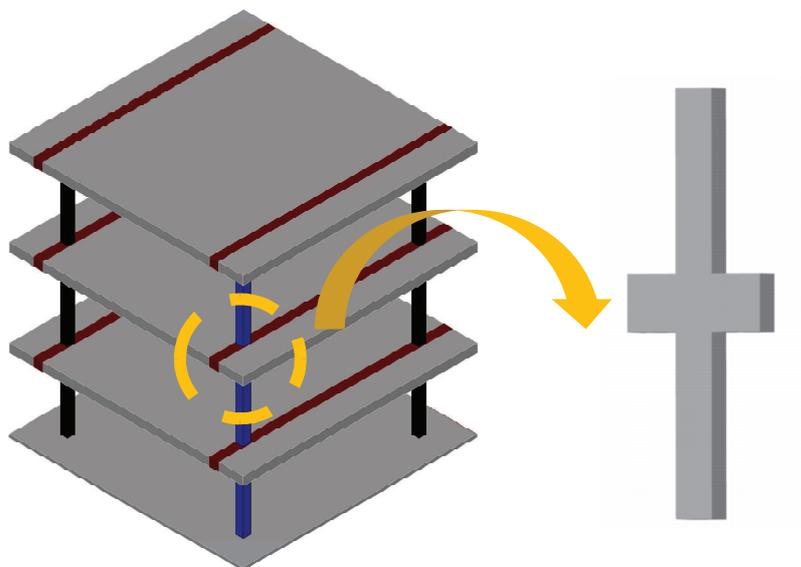


Fig. 3.1. Zona del nudo viga-soporte de un entramado de edificación simulada en los ensayos experimentales.

3.2.1. Primera fase de ensayos

En la primera fase se estudiaron dos tipologías de probeta:

- Probetas tipo T (Fig. 3.2a): siguiendo la propuesta de Fernández-Cánovas (1994), la conexión del refuerzo con el nudo se realiza mediante unos perfiles tubulares de sección cuadrada que unen los angulares situados a ambos lados del nudo viga-soporte.
- Probetas tipo C (Fig. 3.2b): la conexión del refuerzo con el nudo se realiza disponiendo capiteles metálicos en los extremos del refuerzo, en contacto con el nudo viga-soporte. Como se comentó en el *Capítulo 2*, la disposición de capiteles es una práctica muy habitual al realizar un refuerzo con angulares y presillas.

En esta fase, el nivel de axil escogido para realizar los ensayos fue de 300 kN y 1000 kN. Se ensayaron 2 probetas tipo T y 2 probetas tipo C para cada nivel de axil, resultando un total de 8 probetas reforzadas.

3.2.2. Segunda fase de ensayos

Observado los resultados de las probetas en la primera fase de ensayos (que pueden consultarse en el apartado 3.5.1.2 y 3.5.1.3), se planteó una segunda fase que tenía como objetivo mejorar el comportamiento de las probetas tipo C, conectando de forma adicional el capitel metálico con el nudo viga-soporte. Así pues, en esta segunda fase de ensayos, se estudiaron las siguientes dos tipologías de probeta:

- Probetas tipo A (Fig. 3.3): la conexión del refuerzo con el nudo se realiza con los mismos capiteles que los de las probetas tipo C, y además, tal y como sugirieron Ruiz et al. (2000), en cada capitel se disponen dos tacos químicos que unen el capitel con el hormigón del nudo viga-soporte.

- Probetas tipo B (Fig. 3.3): siguiendo la propuesta de Adam (2004), la conexión del refuerzo con el nudo se realiza con los mismos capiteles que los de las probetas tipo C, y además, los capiteles a ambos lados del nudo se conectan con dos barras de acero pasantes a través del nudo viga-soporte.

En este caso, los niveles de axil escogidos para realizar los ensayos fueron 400 kN, 800 kN y 1200 kN. El total de probetas reforzadas ensayadas en esta fase fue de 12.

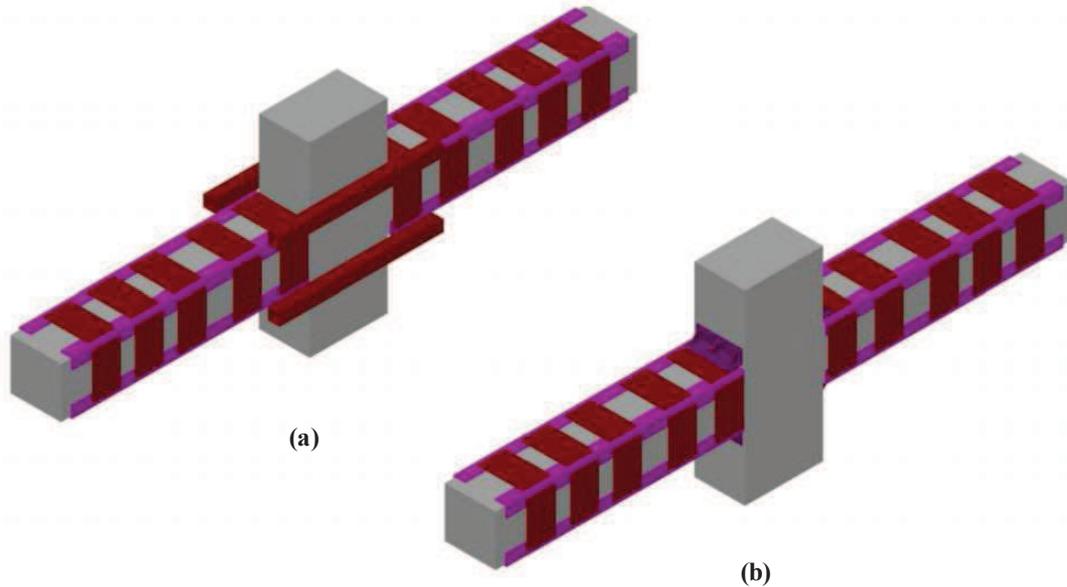


Fig. 3.2. Tipologías de probeta ensayadas en la primera fase de ensayos; (a) Probetas tipo T (conexión con perfiles tubulares); (b) Probetas tipo C (conexión con capiteles).

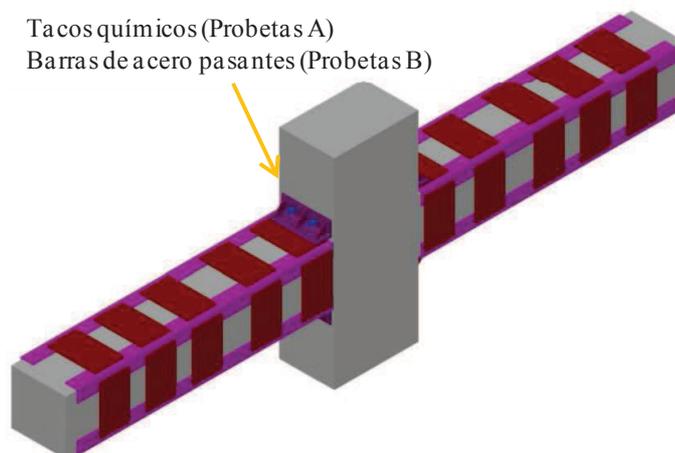


Fig. 3.3. Tipologías de probeta ensayadas en la segunda fase de ensayos, probetas tipo A (conexión con capiteles y tacos químicos) y probetas tipo B (conexión con capiteles y barras pasantes).

3.2.3. *Probetas de control y resumen de las probetas ensayadas*

Durante ambas fases se ensayaron además 3 probetas sin reforzar, de forma que sirvieran de probetas de referencia o testigo. Una de ellas se ensayó a compresión simple (probeta Ref-a). Las otras dos (probetas Ref-b y Ref-c), se ensayaron a flexocompresión, con un valor de carga axil de 300 kN.

La Tabla 3.1 muestra un resumen de las diferentes probetas ensayadas, incluyendo el tipo de conexión en el nudo viga soporte. Los aspectos referentes a las características de estas probetas se muestran y analizan en el apartado siguiente.

Tabla 3.1

Resumen de las probetas ensayadas en el estudio experimental.

Probeta	Tipo de conexión con el nudo viga-soporte	Carga axil (kN)
Ref-a*	-	-
Ref-b	-	300
Ref-c	-	300
T-300-a	Perfil tubular 60.4	300
T-300-b	Perfil tubular 60.4	300
T-1000-a	Perfil tubular 60.4	1000
T-1000-b	Perfil tubular 60.4	1000
C-300-a	Capitel L70.7	300
C-300-b	Capitel L70.7	300
C-1000-a	Capitel L70.7	1000
C-1000-b	Capitel L70.7	1000
A-400-a	Capitel L70.7 + Taco químico	400
A-400-b	Capitel L70.7 + Taco químico	400
A-800-a	Capitel L70.7 + Taco químico	800
A-800-b	Capitel L70.7 + Taco químico	800
A-1200-a	Capitel L70.7 + Taco químico	1200
A-1200-b	Capitel L70.7 + Taco químico	1200
B-400-a	Capitel L70.7 + Barra pasante	400
B-400-b	Capitel L70.7 + Barra pasante	400
B-400-c	Capitel L70.7 + Barra pasante	400
B-800-a	Capitel L70.7 + Barra pasante	800
B-800-b	Capitel L70.7 + Barra pasante	800
B-1200-a	Capitel L70.7 + Barra pasante	1200

* Probeta ensayada a compresión simple

3.3. Características de las probetas ensayadas

Los ensayos se llevaron a cabo en uno de los pórticos disponibles en los laboratorios del ICITECH. El pórtico consistió en un marco metálico que contenía el soporte en posición horizontal, quedando el tramo de viga en vertical, es decir, con la probeta girada 90° respecto a su posición real en un entramado de edificación. Esta disposición ya fue adoptada por Adam (2007) y Giménez (2007) demostrando que la influencia del peso propio es despreciable cuando se compara con los esfuerzos que se aplican para agotar el SHARAPM.

Es preciso mencionar que debido a tener que efectuar los ensayos en un pórtico de ensayos con unas características resistentes determinadas, las probetas se diseñaron de forma que la rotura de las mismas se produjera para esfuerzos muy inferiores a los que podía resistir el pórtico de ensayos, con el fin de no comprometer la seguridad del mismo.

Asimismo, cabe destacar que en España la mayor parte de los edificios que requieren ser reforzados se corresponde con los construidos por los años 60 y 70 (Adam 2007). Por esta razón, en aquellos aspectos del diseño en los que ha sido posible, se han tenido en cuenta las prácticas constructivas y la calidad de los materiales de aquella época.

3.3.1. Geometría

Las probetas ensayadas presentaban la geometría que aparece en la Fig. 3.4. Estaban formadas por dos semitramos de soportes de HA, y un elemento en su tramo central simulando un tramo de viga. Con ello se tiene que el nudo viga-soporte se situaba en centro de la probeta. Esta geometría ya fue empleada por Adam (2007) y Adam et al. (2008a, 2008b) para ensayar SHARAPM sometidos a compresión simple. Asimismo, una geometría similar a ésta fue empleada por otros autores como Watson y Park (1994), Yazzar (2000), Wu et al. (2003), Barrera (2005) o Li et al. (2009), aunque con un propósito diferente al de esta investigación.

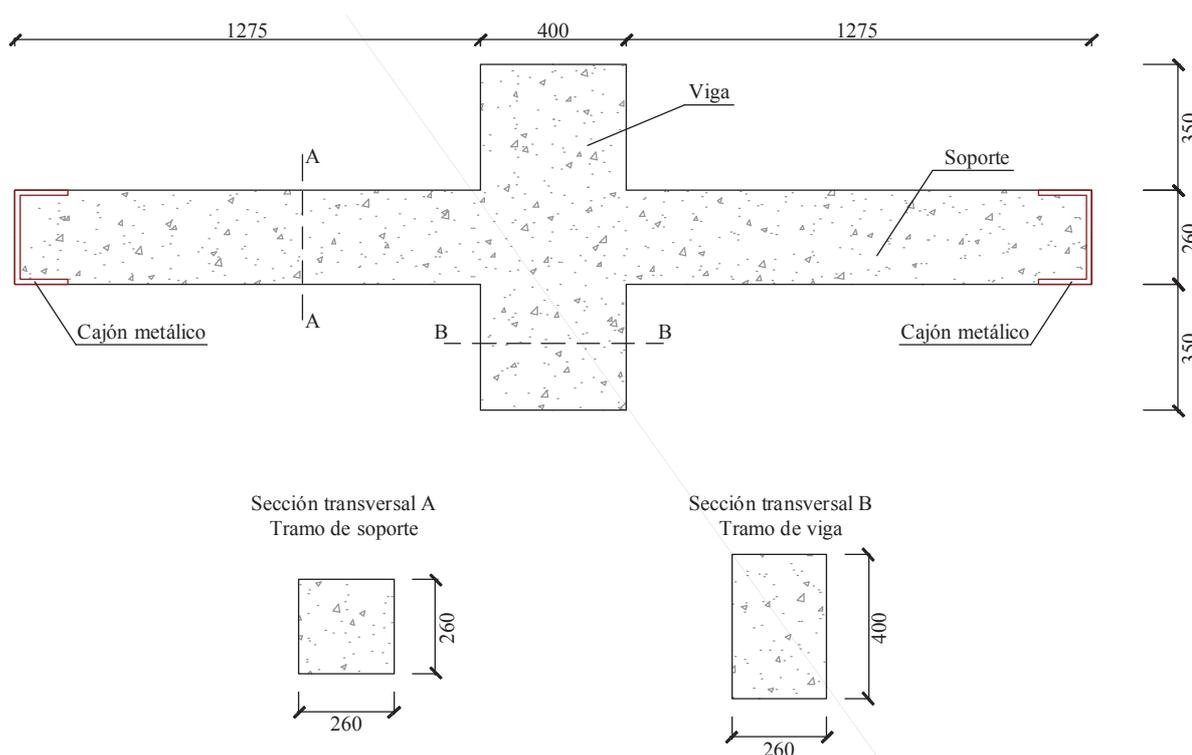


Fig. 3.4. Geometría de las probetas ensayadas en el estudio experimental (cotas en mm).

Cada semitramo de soporte finalizaba en un cajón metálico. Este elemento tenía como función la unión de la probeta con el pórtico de ensayos, así como absorber la carga axial transmitida directamente por la prensa a las probetas. En el caso de las probetas tipo T y C (primera fase de ensayos), estos cajones metálicos estaban formados por un perfil UPN-260, cerrado por dos chapas de acero soldadas al perfil, tal y como puede apreciarse en la Fig. 3.5a. Para las probetas tipo A y B (segunda fase de ensayos), el cajón metálico se materializó mediante la unión de chapas de acero por soldadura, como aparece en la Fig. 3.5b.

3.3.2. Armado

El armado de las probetas se recoge en la Fig. 3.6. La armadura dispuesta en los tramos de soportes fue ligeramente superior al mínimo exigido por la normativa española EHE-08 (Ministerio de Fomento, 2008) y por la mayoría de códigos internacionales (CEB-FIB, 1991; CEN, 2004a). El armado longitudinal consistió en 4 barras de acero de 12 mm de diámetro; estas armaduras se soldaron a los cajones metálicos situados al final de los tramos de soporte, para conseguir la unión solidaria de la armadura con el hormigón de la probeta. La armadura transversal se concentró en los extremos para aumentar el confinamiento del hormigón de esa zona, evitando así un posible fallo debido al elevado

esfuerzo cortante y a la aplicación de la carga axial en esos puntos. El armado del tramo de viga se determinó considerando las luces y cargas más habituales en un forjado de edificación.

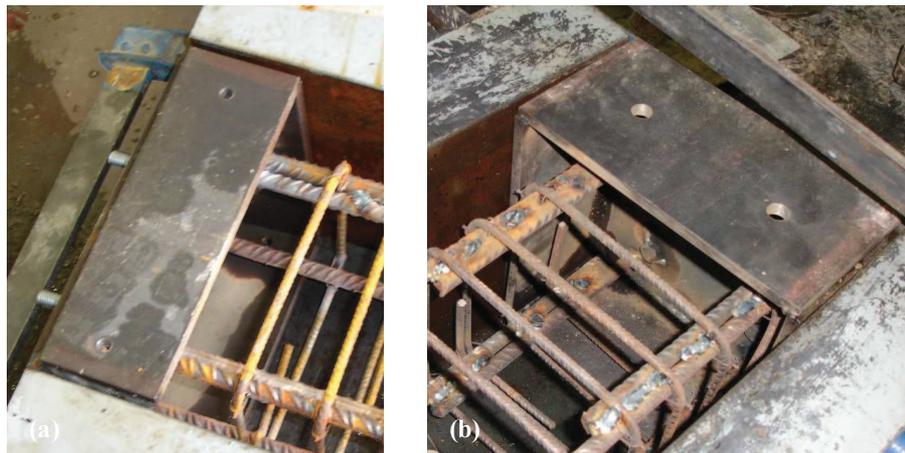


Fig. 3.5. Detalle del cajón metálico situado en los extremos de las probetas: (a) Probetas tipo T y C; (b) Probetas tipo A y B.

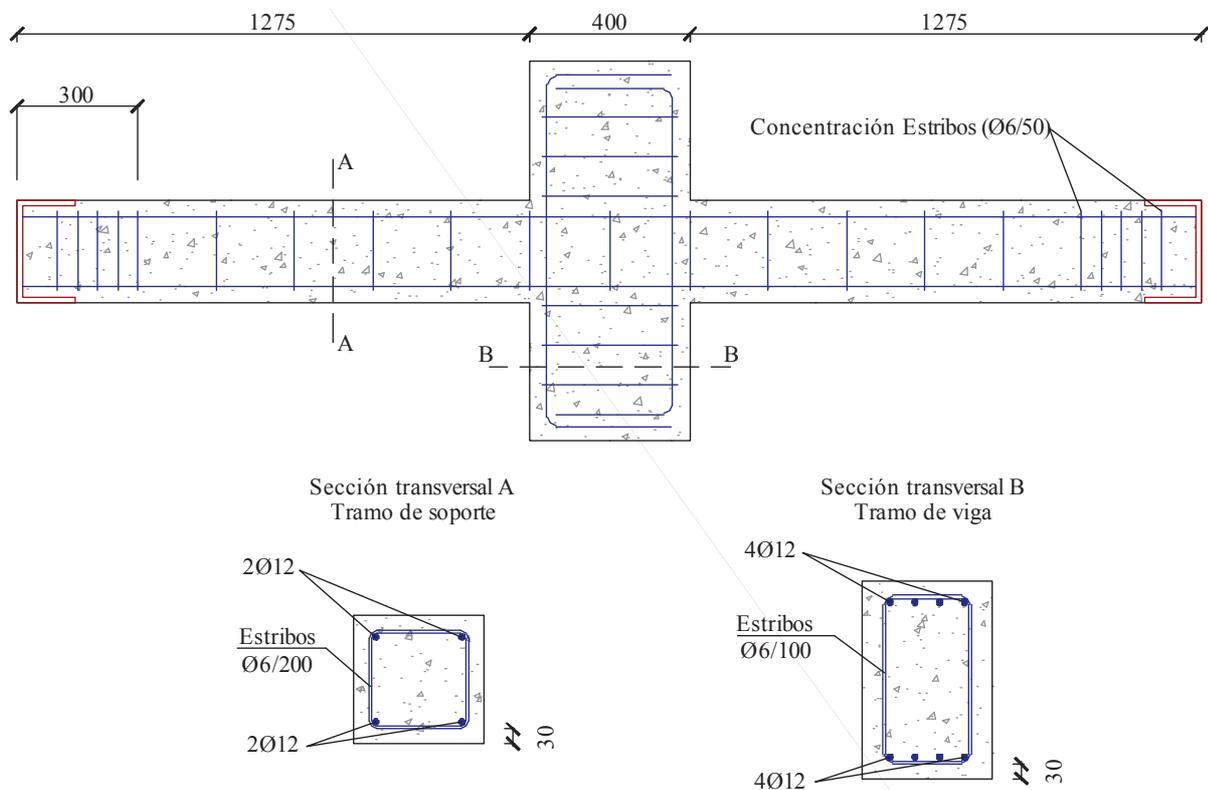


Fig. 3.6. Armado de las probetas ensayadas en el estudio experimental (cotas en mm).

La Fig. 3.7 muestra una vista general de las probetas ferralladas y dispuestas en los encofrados, en un momento previo al vertido del hormigón. En esta imagen pueden observarse los cajones metálicos en los extremos, la concentración de estribos antes mencionada, así como los separadores de mortero de cemento que aseguran un recubrimiento nominal de 30 mm. Este valor de recubrimiento coincide con el mínimo permitido por la normativa española EHE-08 (Ministerio de Fomento, 2008), para una “Clase general de exposición I” y un “nivel normal” de control de ejecución.

El montaje de las armaduras se llevó a cabo en una industria de ferralla, empleando acero con un límite elástico de 500 MPa.

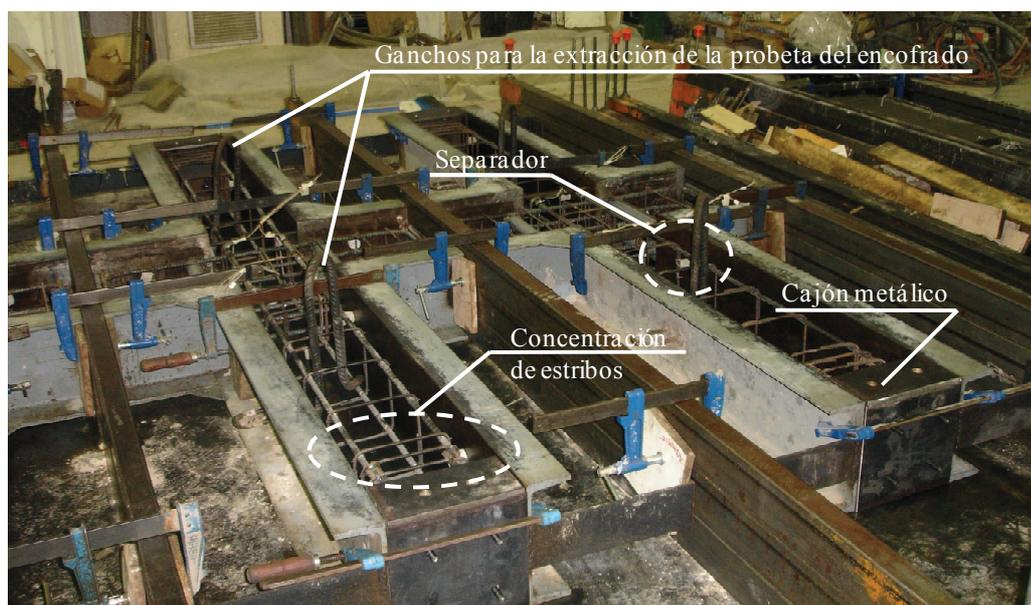


Fig. 3.7. Vista de las probetas ferralladas y encofradas, listas para hormigonar.

3.3.3. Hormigón

El hormigón utilizado para la fabricación de las probetas se diseñó para conseguir una resistencia reducida, ya que se pretendía simular un elemento susceptible de ser reforzado. El hormigón fue fabricado en una planta de hormigón certificada con sello AENOR, y la dosificación (ver Tabla 3.2) fue realizada por los técnicos de la planta, con el objetivo de alcanzar una resistencia de entre 9 y 10 MPa a 28 días, y de unos 12 MPa a los 60 días. Este valor para la resistencia del hormigón es similar al empleado en otras investigaciones (Adam et al., 2006; Adam, 2007; Adam et al., 2007; Adam et al., 2008a, 2008b; Adam et al., 2009a, 2009b; Calderón et al., 2009; Giménez, 2007; Giménez et al., 2009a, 2009b) relacionadas con el estudio de SHARAPM. La Fig. 3.8 muestra el hormigonado de las probetas.

La resistencia a compresión del hormigón se determinó mediante el ensayo de probetas cilíndricas normalizadas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura. De cada amasada, se ensayaron 2 probetas a una edad de 28 días siguiendo la normativa española correspondiente (AENOR, 2003), determinado de esta forma la resistencia característica del hormigón. Asimismo, durante la fase de rotura de los SHARAPM, se ensayaron otras 4 probetas por amasada; dichas probetas se conservaron en las mismas condiciones que los soportes a ensayar, y permitieron conocer la resistencia del hormigón en el momento de los ensayos. La Tabla 3.3 recoge, para las diferentes amasadas, el valor medio de la resistencia a compresión simple obtenido a 28 días y durante la fase de rotura, y relaciona estas amasadas con las diferentes probetas ensayadas en este estudio experimental.

Tabla 3.2

Dosificación (kg) del hormigón utilizado en los ensayos.

Cemento (CEM II – 42.5)	Agua	Arena	Grava/gravilla
150	200	1225	810



Fig. 3.8. Hormigonado de las probetas.

Tabla 3.3

Resistencia a compresión simple del hormigón de las probetas ensayadas.

Amasada	Probetas	f_c (MPa) a 28 días	f_c (MPa) rotura probetas
Amasada 1	Ref-b	11.6	12.01
	T-300-a		
	T-300-b		
	T-1000-a		
	T-1000-b		
	C-300-a		
	C-300-b		
	C-1000-a		
Amasada 2	Ref-a	9.75	12.65
	Ref-c		
	A-400-b		
Amasada 3	A-400-a	7.90	9.80
	A-800-b		
	A-1200-a		
Amasada 4	A-800-a	10.65	12.43
	A-1200-b		
	B-400-a		
Amasada 5	B-800-a	9.05	10.68
	B-400-b		
	B-400-c		
	B-800-b		

3.3.4. Refuerzo metálico

El refuerzo metálico se diseñó con el fin de que la rotura se localizase en el nudo viga-soporte, y fue similar al empleado por Adam (2007), Giménez (2007), Adam et al. (2007, 2008a, 2008b, 2009a, 2009b) y Giménez et al. (2009a, 2009b). Se tienen dos tipos de geometría para el refuerzo, la primera empleada para la primera fase de ensayos, probetas tipo T y C, y la segunda empleada en la segunda fase de ensayos, probetas tipo A y B. La Fig. 3.9 muestra ambas geometrías.

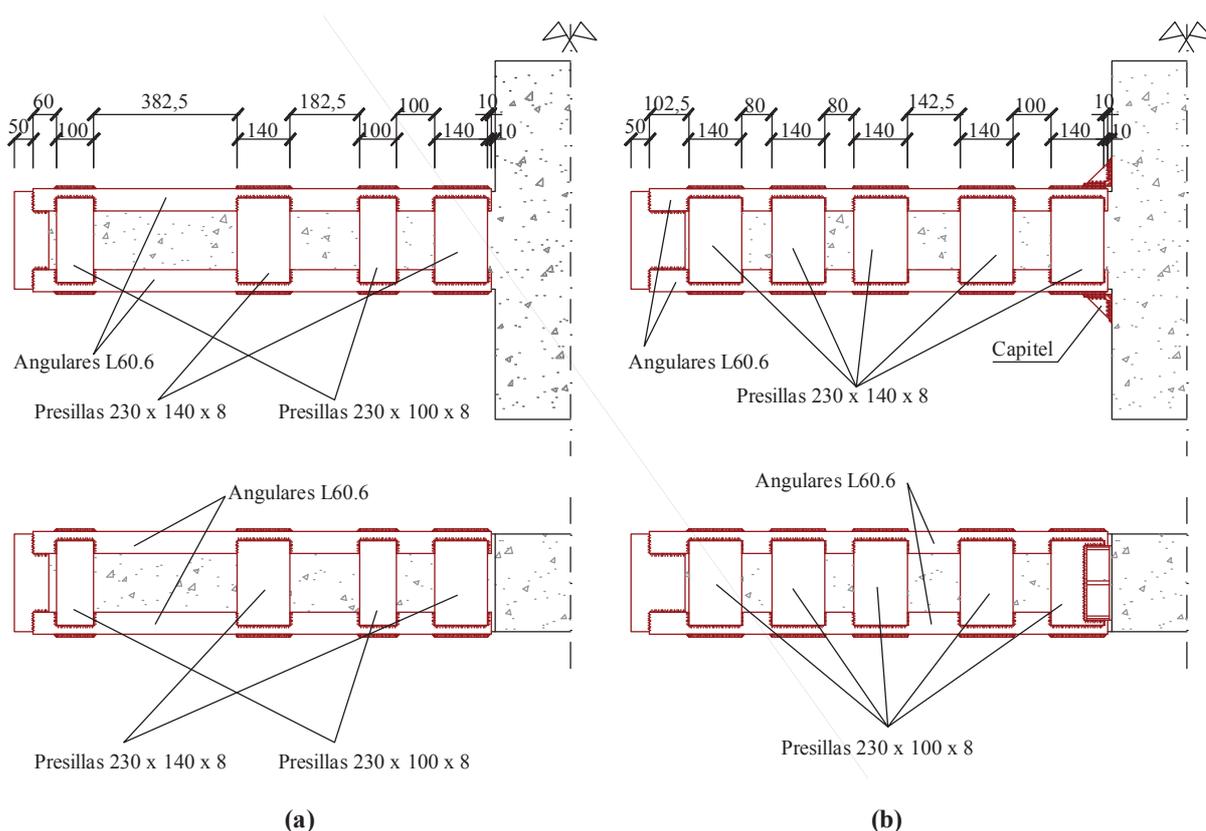


Fig. 3.9. Geometría del refuerzo de las probetas ensayadas: (a) Probetas tipo T y C; (b) Probetas tipo A y B; cotas en mm.

En las probetas tipo C, A y B, el refuerzo metálico disponía de capiteles (Fig. 3.10a). Estos elementos se situaban en el extremo del refuerzo, soldados a la última presilla y en contacto con el nudo viga-soporte. Los capiteles se realizaron utilizando angulares de acero L70.7 (dimensiones 70x70x7 mm), con tres rigidizadores de 8 mm. Adicionalmente, en las probetas tipo A cada capitel se conectaba con el nudo mediante dos tacos químicos de 16 mm de diámetro embebidos 125 mm en el hormigón del nudo (Fig. 3.10b). En las probetas tipo B, la conexión de los capiteles se realizó mediante dos barras de acero corrugadas de 16 mm, pasantes a través del nudo viga-soporte, uniendo los capiteles situados a ambos lados del nudo (Fig. 3.10c).

En el caso de las probetas tipo T (Fig. 3.10d), en lugar de disponer capiteles, los angulares metálicos situados a ambos lados del nudo viga-soporte se conectaron utilizando perfiles tubulares de acero de sección cuadrada de 60x60x4 mm.

Para todos los elementos metálicos que formaron el refuerzo, esto es, angulares, presillas, capiteles y tubos metálicos, se empleó acero laminado con un límite elástico de 275 MPa. Como barras pasantes se utilizaron armaduras corrugadas con un límite elástico de 500 MPa. Entre los elementos de refuerzo y el hormigón se dispuso un mortero de cemento con una relación cemento/arena de 1/2.

La ejecución del refuerzo metálico se realizó en el interior de los laboratorios del ICITECH con el apoyo de personal especializado. Con el objeto de asegurar una buena adherencia con el mortero de cemento, cada una de las cuatro esquinas del soporte fue achaflanada con radial. Asimismo, para asegurar una buena transmisión de cargas del pórtico de ensayos al refuerzo, los angulares se soldaron a los cajones metálicos de los extremos. En la Fig. 3.11 se muestran algunas imágenes relativas a la ejecución del refuerzo metálico de las probetas.

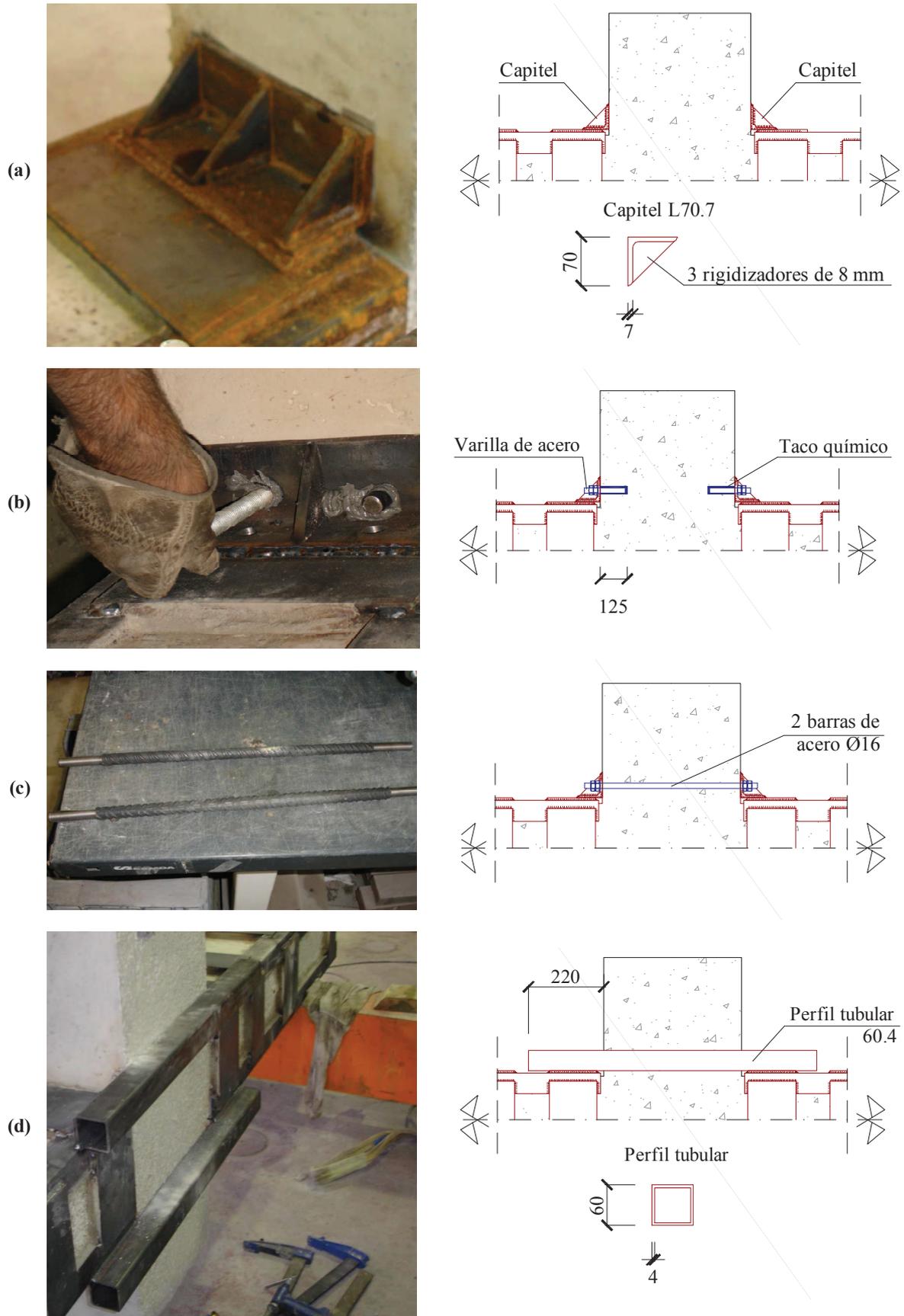


Fig. 3.10. Conexión del refuerzo con el nudo viga-soporte: (a) Probetas tipo C; (b) Probetas tipo A; (c) Probetas tipo B; (d) Probetas tipo T; cotas en mm.



Fig. 3.11. Ejecución del refuerzo metálico: (a) Traslado de las probetas para el refuerzo; (b) Colocación de los angulares; (c) Colocación de las presillas; (d) Soldado de los angulares y presillas; (e) Colocación de los capiteles; (f) Probeta terminada, traslado para su acopio y ensayo posterior.

3.3.5. Instrumentación

Las probetas ensayadas se instrumentaron empleando captadores de desplazamiento (LVDT) y galgas extensométricas. Como es de esperar, la instrumentación fue diferente en las probetas testigo y en las probetas reforzadas. Igualmente, la instrumentación también fue ligeramente distinta en las diferentes tipologías de probetas ensayadas.

3.3.5.1. Probetas testigo

Las probetas testigo se instrumentaron con una serie de captadores de desplazamiento situados de la forma que aparece en la Fig. 3.12a. Para medir el acortamiento total de la probeta se empleó un captador (L1) con su extremo móvil en contacto con la rótula del pórtico de ensayos (Fig. 3.12b). Para tener un orden de magnitud de las deformaciones longitudinales del hormigón del soporte en diferentes secciones, se emplearon 4 captadores (L2, L4, L6 y L8), disponiendo uno de los extremos fijos y el otro en contacto con el hormigón de forma indirecta.

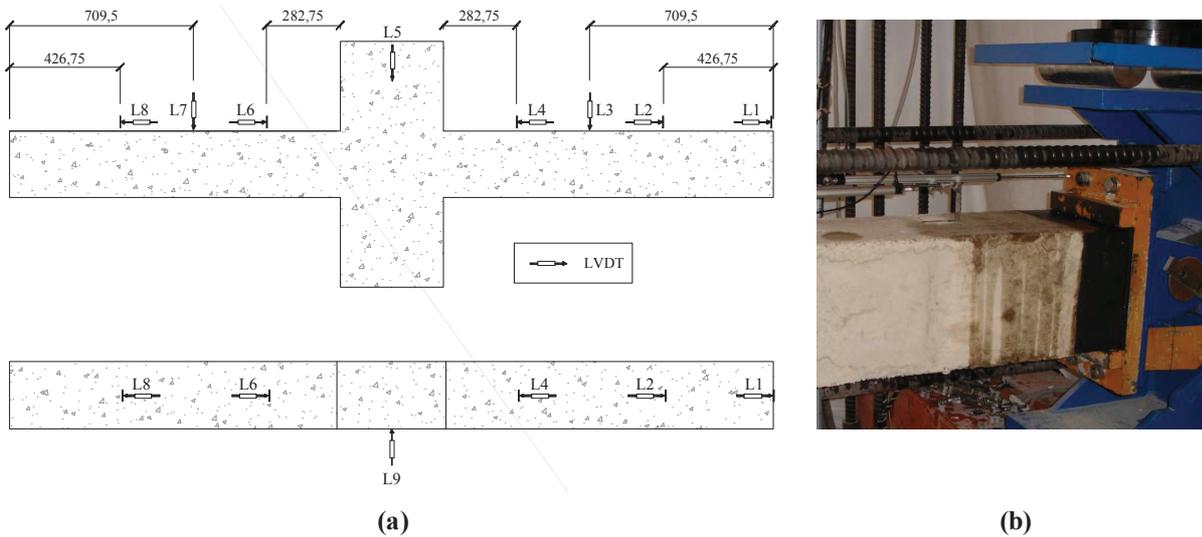


Fig. 3.12. Instrumentación de las probetas testigo: (a) Esquema de la instrumentación dispuesta; (b) Detalle del captador empleado para medir el acortamiento total de la probeta.

La deformación vertical de las probetas testigos cargadas a flexocompresión (probetas Ref-b y Ref-c) se controló con la disposición de 3 captadores adicionales (L3, L5 y L7). Para controlar el pandeo lateral de la probeta se dispuso otro captador (L9).

3.3.5.2. Probetas tipo T

Las probetas tipo T se instrumentaron con un total de 7 captadores de desplazamiento y 34 galgas extensométricas. La distribución de estos elementos es la que se muestra en la Fig. 3.13.

Los captadores de desplazamiento se emplearon para medir el acortamiento total de la probeta (L1), la deformación vertical (L2, L3, L4, L5 y L6) y el desplazamiento relativo entre el hormigón del soporte y el acero del refuerzo. Este desplazamiento relativo se midió mediante 4 captadores de desplazamiento, obteniéndose posteriormente como la diferencia de la medida captada entre los captadores de desplazamiento en contacto con el hormigón del soporte (L7-1 y L8-1) y los captadores de desplazamiento en contacto con el acero del refuerzo (L7-2 y L8-2 respectivamente).

Para controlar el posible desplazamiento lateral de la probeta, provocado por problemas de pandeo debidos a algún defecto en la fabricación de la misma, se empleó otro captador de desplazamiento (L9), situado horizontalmente y transversal a la directriz de los tramos soporte.

De las 34 galgas extensométricas, 30 se dispusieron en el acero del refuerzo, con el fin de medir las deformaciones en los angulares y presillas metálicos. El número de galgas localizadas en los angulares fue de 22 y en las presillas se colocaron 8 galgas; las 4 galgas restantes se localizaron en los tubos.

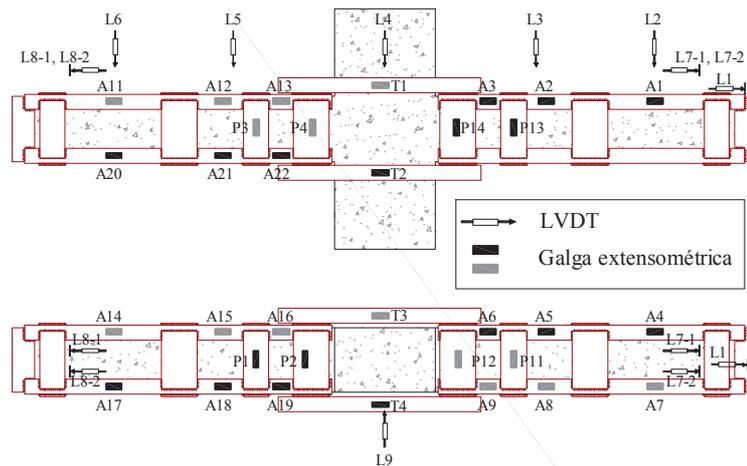


Fig. 3.13. Instrumentación de las probetas tipo T.

3.3.5.3. Probetas tipo C

Las probetas tipo C se instrumentaron (Fig. 3.14) con el mismo número de captadores de desplazamiento y con la misma disposición y los mismo fines que los descritos para las probetas tipo T. En cuanto a las galgas extensométricas, el número total fue de 26, localizadas todas ellas en el refuerzo metálico. De estas galgas, 18 se dispusieron en los angulares y 8 en las presillas metálicas.

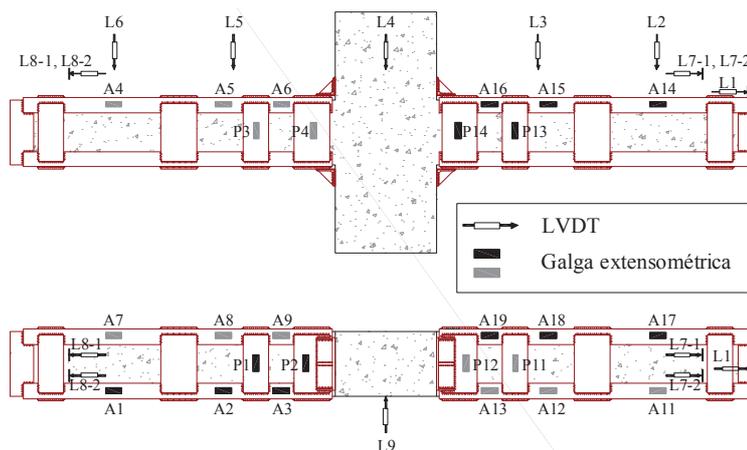


Fig. 3.14. Instrumentación de las probetas tipo C.

3.3.5.4. Probetas tipo A y B

La instrumentación de las probetas tipo A y B se muestra en la Fig. 3.15a y estuvo compuesta de un total de 13 captadores de desplazamiento y 32 galgas extensométricas.

De forma similar al caso de las probetas tipo T y C, los captadores de desplazamiento se emplearon para medir el acortamiento total de la probeta (L1), la deformación vertical (L2, L3 y L4) y el desplazamiento relativo entre el hormigón del soporte y el acero del refuerzo (L5 y L6). Asimismo, para controlar el posible desplazamiento lateral de la probeta, provocado por problemas de pandeo debidos a algún defecto en la fabricación de la misma, se empleó otro captador de desplazamiento (L7), situado horizontalmente y transversal a la directriz de los tramos soporte.

Además, en estas probetas se colocaron 4 captadores de desplazamiento en el nudo viga-soporte, situados en ambas caras (L8 y L9). De ellos, 2 estaban situados en la zona comprimida (por encima del

eje del soporte) y otros dos en la zona traccionada (por debajo del eje del soporte). La Fig. 3.15b muestra la zona del nudo viga-soporte en la que se aprecian los captadores descritos.

Las 32 galgas extensométricas se repartieron entre el acero del refuerzo y el hormigón del nudo. En el refuerzo se dispusieron un total de 28 galgas, 16 colocadas en los angulares y 12 en las presillas metálicas. Las 4 galgas restantes se dispusieron en el hormigón del nudo, situadas en ambas caras del nudo, y coincidentes con el eje del elemento de conexión empleado, taco químico o barra de acero, tal y como aparece en la Fig. 3.15b.

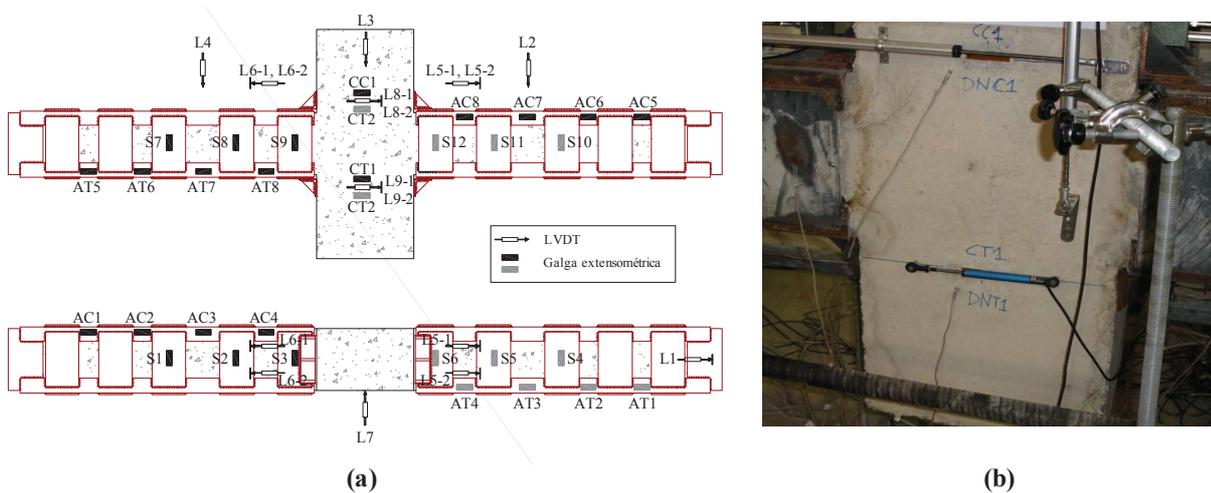


Fig. 3.15. Instrumentación de las probetas tipo A y B: (a) Esquema de la instrumentación dispuesta; (b) Detalle de la instrumentación en el nudo viga-soporte.

3.4. Procedimiento de ensayo

La Fig. 3.16 muestra una probeta en el pórtico de ensayos lista para ser ensayada, así como el esquema de cargas aplicadas. La Fig. 3.17 recoge algunas imágenes del pórtico de ensayos; como ya se indicó antes, la disposición de la probeta en el pórtico de ensayos fue tal que el soporte quedaba en posición horizontal y el tramo de viga en vertical. Los cajones metálicos situados en los extremos de los tramos de soporte quedaban unidos al pórtico de ensayos a través de unas articulaciones que permitían el giro en el plano vertical. La unión de los cajones metálicos a las mencionadas rótulas se realizaba mediante tornillos calibrados y con la ayuda de la pieza metálica que se muestra en la Fig. 3.17e.

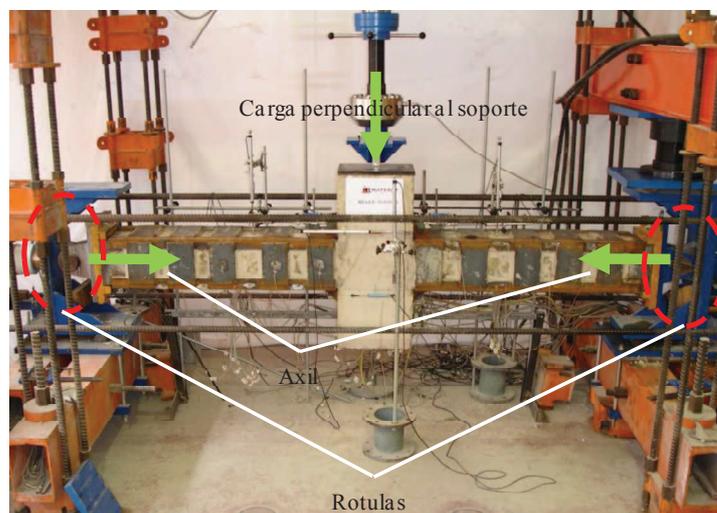


Fig. 3.16. Probeta en el pórtico de ensayos lista para ser ensayada; esquema de aplicación de cargas.

La carga axial se aplicaba horizontalmente mediante una prensa hidráulica con una capacidad máxima de 2500 kN. La carga vertical, perpendicular al eje del soporte, se aplicó mediante una prensa hidráulica con una capacidad máxima de 500 kN. Para repartir esta carga vertical, entre la prensa y el extremo del tramo de viga de la probeta se dispuso un neopreno y una placa de acero (Fig. 3.17f).

El tratamiento de los datos obtenidos con los diferentes elementos que componían la instrumentación se realizaba en tiempo real en un ordenador mediante un programa propio del laboratorio programado en Labview. Para mantener la carga axial constante durante la aplicación de la carga vertical, se empleaba otro ordenador equipado con el mismo programa.



Fig. 3.17. Pórtico de ensayos: (a) Vista general; (b) Detalle del apoyo móvil con la prensa horizontal; (c) Detalle del apoyo fijo; (d) Unión de la probeta con el pórtico de ensayos; (e) Pieza metálica para la conexión de la probeta con el pórtico; (f) Neopreno y placa de reparto para conseguir una buena introducción de la carga vertical, perpendicular al eje del soporte.

3.5. Resultados obtenidos de los ensayos

Se muestran a continuación los resultados obtenidos de los ensayos, así como las diferentes particularidades observadas en cada una de las probetas. Señalar que durante la realización del ensayo de la probeta B-400-a, se produjo la rotura de los rigidizadores de los capiteles en la zona traccionada (por debajo del eje del soporte), no pudiendo esta probeta llegar a la máxima carga vertical que podría haber alcanzado si no se hubiera producido esta anomalía. Asimismo, al ensayar la probeta B-1200-a se produjo el pandeo del soporte, justo tras aplicar toda la carga axil (1200 kN), con lo que no fue posible aplicar la carga vertical. En consecuencia, ambas probetas no se considerarán de aquí en adelante.

3.5.1. Comportamiento general y modos de rotura

La Tabla 3.4 recoge, para cada probeta ensayada: el tipo de conexión con el nudo viga-soporte; la resistencia media del hormigón en el momento del ensayo de esa probeta; la carga axil; y, la carga vertical máxima, perpendicular al eje del soporte, registrada durante los ensayos.

Tabla 3.4

Carga vertical máxima alcanzada por las probetas ensayadas en el estudio experimental.

Probeta	Tipo de conexión con el nudo viga-soporte	f_c (MPa)	Carga axil (kN)	Carga vertical (kN)
Ref-b	-	12.65	300	57.9
Ref-c	-	12.01	300	53.9
T-300-a	Perfil tubular 60.4	12.01	300	281.2
T-300-b	Perfil tubular 60.4	12.01	300	299.8
T-1000-a	Perfil tubular 60.4	12.01	1000	205.3
T-1000-b	Perfil tubular 60.4	12.01	1000	215.3
C-300-a	Capitel L70.7	12.01	300	91.9
C-300-b	Capitel L70.7	12.01	300	101.7
C-1000-a	Capitel L70.7	12.01	1000	143.3
C-1000-b	Capitel L70.7	12.01	1000	138.1
A-400-a	Capitel L70.7 + Taco químico	9.80	400	106.7
A-400-b	Capitel L70.7 + Taco químico	12.65	400	112.5
A-800-a	Capitel L70.7 + Taco químico	12.43	800	136.9
A-800-b	Capitel L70.7 + Taco químico	9.80	800	99.3
A-1200-a	Capitel L70.7 + Taco químico	9.80	1200	68.4
A-1200-b	Capitel L70.7 + Taco químico	12.43	1200	99.7
B-400-a	Capitel L70.7 + Barra pasante	12.43	400	-
B-400-b	Capitel L70.7 + Barra pasante	10.68	400	134.1
B-400-c	Capitel L70.7 + Barra pasante	10.68	400	135.7
B-800-a	Capitel L70.7 + Barra pasante	12.43	800	146.2
B-800-b	Capitel L70.7 + Barra pasante	10.68	800	120.4
B-1200-a	Capitel L70.7 + Barra pasante	12.43	1200	-

A continuación se comentan las particularidades detectadas en las diferentes probetas durante la realización de los ensayos.

3.5.1.1. Probetas de control

La probeta Ref-a fue ensayada a compresión simple, alcanzándose la rotura para una carga axil de 947.3 kN. La rotura se localizó en el soporte, en la zona cercana al encuentro del soporte con el nudo viga-soporte.

Las probetas Ref-b y Ref-c se ensayaron a flexocompresión, bajo una carga axial de 300 kN. El fallo de estas probetas se produjo para una carga vertical de 57.9 kN y 53.9 kN respectivamente. La rotura se localizó, en ambos casos, en la zona cercana del nudo viga-soporte. El agotamiento fue debido al aplastamiento del hormigón por tensiones de compresión.

3.5.1.2. Probetas tipo T

En las probetas tipo T se observó que los tubos metálicos hacen que la rotura pase de la zona del nudo viga-soporte al tramo del soporte. En estas probetas, el agotamiento fue debido al aplastamiento del hormigón en la zona situada entre presillas; en concreto, la rotura ocurrió entre la segunda y la tercera presilla (contando a partir del nudo).

En las probetas T-300 (Fig. 3.18) la rotura se alcanzó para una carga vertical de 281.2 kN (probeta T-300-a) y 299.8 kN (probeta T-300-b). En estas probetas se observó la presencia de fisuras en la parte inferior de los tramos de soporte.



Fig. 3.18. Rotura de las probetas T-300; (a) Vista general; (b) Fisuración aparecida en el soporte reforzado debida a los esfuerzos de tracción; (c) Detalle del agotamiento del hormigón en la cara comprimida.

Respecto a las probetas T-1000 (Fig. 3.19), la rotura se alcanzó para una carga vertical de 205.3 kN (probeta T-1000-a) y 215.3 kN (probeta T-1000-b).

3.5.1.3. Probetas tipo C

Las probetas C-300 (Fig. 3.20) registraron una carga vertical máxima de 91.9 kN (probeta C-300-a) y 101.7 kN (probeta C-300-b). El agotamiento ocurrió en el nudo viga-soporte, pudiéndose observar las siguientes particularidades:



Fig. 3.19. Rotura de las probetas T-1000; (a) Vista general; (b) Zona donde se produce el agotamiento del soporte reforzado; (c) Detalle del agotamiento del hormigón en la cara comprimida.



Fig. 3.20. Rotura de las probetas C-300; (a) Vista general; (b) Fisuración aparecida en el entronque del soporte con el nudo viga-soporte y despegue del capitel; (c) Zona en compresión, capitel aplastando el hormigón del nudo.

- a) Se apreció la aparición de una fisura en la zona comprimida del nudo viga-soporte (por encima del eje del soporte), debida a las cargas de compresión en esta zona, que causan la aparición de esfuerzos de tracción en dirección perpendicular.
- b) En la zona traccionada (por debajo del eje del soporte) se tuvo una fisura de apertura significativa, localizada en el entronque del soporte con el nudo viga-soporte. La aparición de esta fisura fue unida al despegue de los capiteles, que quedaban completamente separados del nudo.

El agotamiento de las probetas C-1000 (Fig. 3.21) fue muy similar al de las probetas C-300; en este caso la rotura se produjo para una carga vertical de 143.3 kN (probeta C-1000-a) y 138.1 kN (probeta C-1000-b). La fisuración de la zona traccionada fue menor, y a pesar de registrarse también el despegue del capitel, este fenómeno fue mucho menos notable. Sí se apreció cómo los capiteles situados en la zona comprimida aplastaron y penetraron en el hormigón del nudo, provocando la aparición de unas fisuras en los laterales de las vigas, marcando el recubrimiento del hormigón en la viga.



Fig. 3.21. Rotura de las probetas C-1000; (a) Vista general; (b) Fisuración aparecida en el entronque del soporte con el nudo viga-soporte y despegue del capitel; (c) Zona en compresión, capitel aplastando el hormigón del nudo.

3.5.1.4. Probetas tipo A

El agotamiento de las probetas A-400 (Fig. 3.22), en las que los capiteles se unían al nudo viga-soporte mediante tacos químicos, se produjo para una carga vertical de 106.7 kN (probeta A-400-a) y

112.5 kN (probeta A-400-b). En ambas probetas la rotura se produjo en el nudo viga-soporte. En estas probetas además se observaron los siguientes fenómenos:

- a) En primer lugar se apreció la aparición una fisura de abertura significativa en el nudo viga-soporte en la dirección del eje del soporte y por encima de dicho eje. Esta fisura apareció a partir de una carga vertical de unos 60 kN (probeta A-400-a) y 75 kN (probeta A-400-b). La fisura es debida a las tensiones de compresión existentes en esa zona, que provocan tensiones de tracción en la dirección perpendicular al eje del soporte.
- b) Al aumentar la carga vertical, el siguiente fenómeno observado fue la aparición de unas fisuras en el tramo de viga situado por debajo del eje del soporte. Esto ocurría para una carga vertical de aproximadamente 95 kN (probeta A-400-a) y 115 kN (probeta A-400-b). Las fisuras aumentaban en apertura y alcanzaban el nudo viga-soporte conforme la carga vertical aumentaba. Estas fisuras son consecuencia de la existencia del taco químico: debido al momento flector, aparecen esfuerzos de tracción en la parte inferior del soporte. Este esfuerzo intenta despegar los capiteles de la zona inferior del nudo viga-soporte; sin embargo, el taco químico se opone a ello, tirando del hormigón en donde está anclado. A partir de un determinado esfuerzo, el hormigón supera su resistencia a tracción, lo que ocasiona la aparición de unas fisuras, que tienen un parecido similar al de un cono de arrancamiento.
- c) La aparición del cono de arrancamiento anterior iba unido al despegue de los capiteles situados en la zona traccionada (por debajo del eje del soporte). Este despegue iba incrementándose a medida que la deformación vertical de la probeta aumentaba.
- d) Al final del ensayo pudo comprobarse que los capiteles situados por encima del eje del soporte aplastaron al hormigón y penetraron dentro de la viga, debido a la carga de compresión a la que estaban sometidos.

En el caso de las probetas A-800 (Fig. 3.23) el agotamiento se produjo también en la zona del nudo viga-soporte, alcanzándose una carga vertical máxima de 136.9 kN (probeta A-800-a) y 99.3 kN (probeta A-800-b). Estas probetas se comportaron de forma similar a las A-400:

- a) El primer fenómeno apreciable fue la aparición de una fisura en la misma dirección que el eje del soporte, y por encima de dicho eje. Esta fisura de compresión tuvo lugar cuando la carga vertical alcanzó un valor de unos 40 kN (probeta A-800-a) y 15 kN (probeta A-800-b).
- b) Con el aumento de la carga vertical, se observó la aparición de unas pequeñas fisuras situadas por debajo del eje del soporte, en la zona de entronque del soporte con la viga. Estas fisuras eran sensiblemente verticales y se debían a las tensiones de tracción existentes en esa zona. Dichas fisuras eran visibles a partir de una carga vertical de aproximadamente 85 kN (probeta A-800-a) y 50 kN (probeta A-800-b).
- c) El cono de arrancamiento no se apreció claramente hasta que se alcanzó una carga vertical de unos 130 kN (probeta A-800-a) y 90 kN (probeta A-800-b), valores ambos cercanos a los de la carga vertical máxima. Al mismo tiempo, se observó el despegue de los capiteles situados en la zona traccionada. El despegue iba incrementándose a medida que la deformación vertical de la probeta aumentaba.

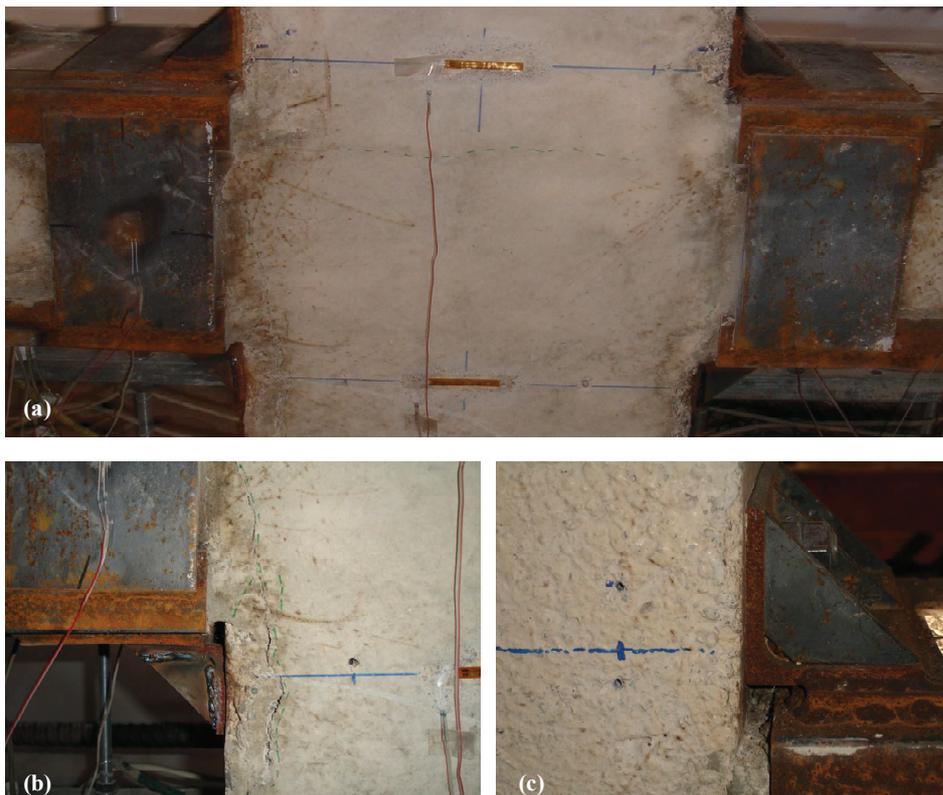


Fig. 3.22. Rotura de las probetas A-400; (a) Vista general; (b) Cono de arrancamiento en la zona de entronque del soporte con el nudo viga-soporte; (c) Zona en compresión, capitel aplastando el hormigón del nudo.



Fig. 3.23. Rotura de las probetas A-800; (a) Vista general; (b) Cono de arrancamiento en la zona de entronque del soporte con el nudo viga-soporte y ligero despegue del capitel; (c) Zona en compresión, capitel aplastando el hormigón del nudo.

- d) Como en el caso de las probetas A-400, al final del ensayo de las probetas A-800-a y A-800-b se registró que los capiteles situados por encima del eje del soporte habían aplastado al hormigón y penetrado dentro de la viga, debido a la carga de compresión a la que estaban sometidos; en estas probetas, dicha penetración fue mayor, provocando además unas fisuras en los laterales de las vigas que marcaban el recubrimiento del hormigón en la viga.

También en las probetas A-1200 (Fig. 3.24) la rotura ocurrió en el nudo viga-soporte. La máxima carga vertical alcanzada fue de 68.4 kN (probeta A-1200-a) y 99.7 kN (probeta A-1200-b). Estas probetas presentaron un comportamiento algo diferente a las otras probetas tipo A:

- a) La fisura debida a la compresión (situada por encima del eje del soporte y en la misma dirección que el eje de éste), aparecía apenas se aplicaba algo de carga vertical.
- b) El aumento de la carga vertical provocó la aparición de unas fisuras verticales en el entronque del soporte con el nudo viga-soporte, debidas a las tensiones de tracción. No obstante, este fenómeno no se observó hasta terminado el ensayo. Asimismo, no se apreció la formación de ningún cono de arrancamiento.



Fig. 3.24. Rotura de las probetas A-1200; (a) Vista general; (b) Zona en tracción, fisura aparecida en el entronque del soporte con el nudo viga-soporte; (c) Zona en compresión, capitel aplastando el hormigón del nudo.

3.5.1.5. Probetas tipo B

En las probetas B-400 (Fig. 3.25), en las que los capiteles se unían mediante el uso de barras de acero pasantes a través de nudo viga-soporte, la rotura se produjo en nudo viga-soporte para una carga

vertical de 134.1 kN (probeta B-400-b) y 135.7 kN (probeta B-400-c). Las particularidades principales de estas probetas fueron:



Fig. 3.25. Rotura de las probetas B-400; (a) Vista general; (b) Zona traccionada, fisuración el entronque del soporte con el nudo viga-soporte y “despegue” del capitel; (c) Zona en compresión, capitel aplastando el hormigón del nudo.

- a) En primer lugar se observó la aparición de una fisura de compresión, en la misma dirección que el eje del soporte, y por encima de dicho eje. Esta fisura apareció cuando la carga vertical alcanzó un valor de unos 55 kN (probeta B-400-b y probeta B-400-c).
- b) El segundo fenómeno observado fue la aparición de unas fisuras verticales en el entronque del soporte con el nudo viga-soporte, debidas a las tensiones de tracción. Estas fisuras aparecieron para una carga vertical de unos 85 kN (probeta B-400-b) y 80 kN (probeta B-400-c).
- c) Las anteriores fisuras de tracción permanecieron poco abiertas hasta alcanzar una carga vertical de aproximadamente 120 kN (probeta B-400-b y probeta B-400-c), momento en que se abrían un poco y crecían hacia la parte superior del soporte.
- d) Al alcanzarse la carga vertical máxima, se observó el despegue de los capiteles situados en la zona traccionada (por debajo del eje del soporte). Este despegue era consecuencia principalmente de la deformación del propio capitel (Fig. 3.26): las barras pasantes suponen dos puntos fijos, deformándose el capitel al tirar de ellos. El despegue fue aumentando conforme se incrementaba el desplazamiento vertical. Asimismo, el despegue iba unido a la abertura de las fisuras de tracción, que llegaron a alcanzar valores de apertura de más de 5

mm. Cabe señalar que este efecto podría evitarse disponiendo un mayor número de rigidizadores en el capitel.

- e) Al finalizar los ensayos pudo observarse que los capiteles de la zona comprimida (por encima del eje del soporte) habían penetrado en el hormigón del tramo de viga.

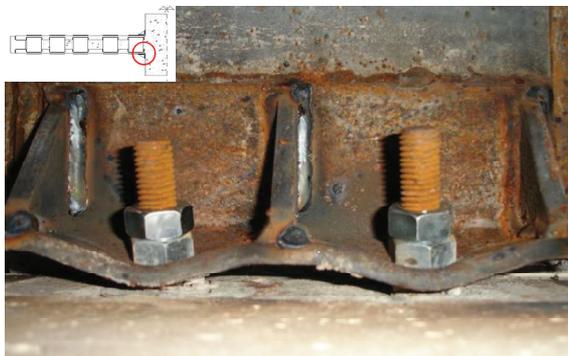


Fig. 3.26. Deformación registrada por los capiteles situados en la zona traccionada, en las probetas B-400.

En el caso de las probetas B-800 (Fig. 3.27) la rotura se produjo también en el nudo viga-soporte, alcanzándose para una carga vertical de 146.2 kN (probeta B-800-a) y 120.4 kN (probeta B-800-b). Su comportamiento fue similar al de las probetas B-400:

- a) En primer lugar se observó la aparición de la fisura de compresión, en la misma dirección que el eje del soporte, y por encima de dicho eje, para un valor de carga vertical de aproximadamente 50 kN (probeta B-800-a) y 40 kN (probeta B-800-b).
- b) Posteriormente, para una carga vertical de unos 65 kN (probeta B-800-a) y 50 kN (probeta B-800-b) aparecieron unas fisuras verticales en el entronque del soporte con el nudo viga-soporte, debidas a las tensiones de tracción.
- c) Al finalizar el ensayo, se apreció un despegue de los capiteles situados en la zona de tracción (por debajo del eje del soporte) y la penetración en el hormigón de los capiteles situados en la zona de compresión (por encima del eje del soporte). Como en las probetas B-400, el despegue de los capiteles era consecuencia principalmente de la deformación del propio capitel.

3.5.2. Curvas carga transversal - desplazamiento

La Fig. 3.28 muestra las curvas carga vertical frente desplazamiento de las probetas estudiadas (como se ha comentado antes, se han excluido los resultados de las probetas B-400-a y B-1200-a). El desplazamiento que se representa corresponde con el medido experimentalmente en el centro de la probeta mediante los captadores de desplazamiento indicados el apartado 3.3.5.

Por claridad expositiva, las curvas se muestran en cuatro gráficas (Figs. 3.28a, 3.28b, 3.28c y 3.28d) manteniendo la escala igual para todas ellas, con el fin de facilitar la comparación entre las diferentes probetas ensayadas.

Estas curvas serán analizadas más adelante, en el apartado 3.6. *Análisis de los resultados.*



Fig. 3.27. Rotura de las probetas B-800; (a) Vista general; (b) Fisuración en la zona traccionada en el entronque del soporte con el nudo viga-soporte; (c) Zona en compresión, capitel aplastando el hormigón del nudo.

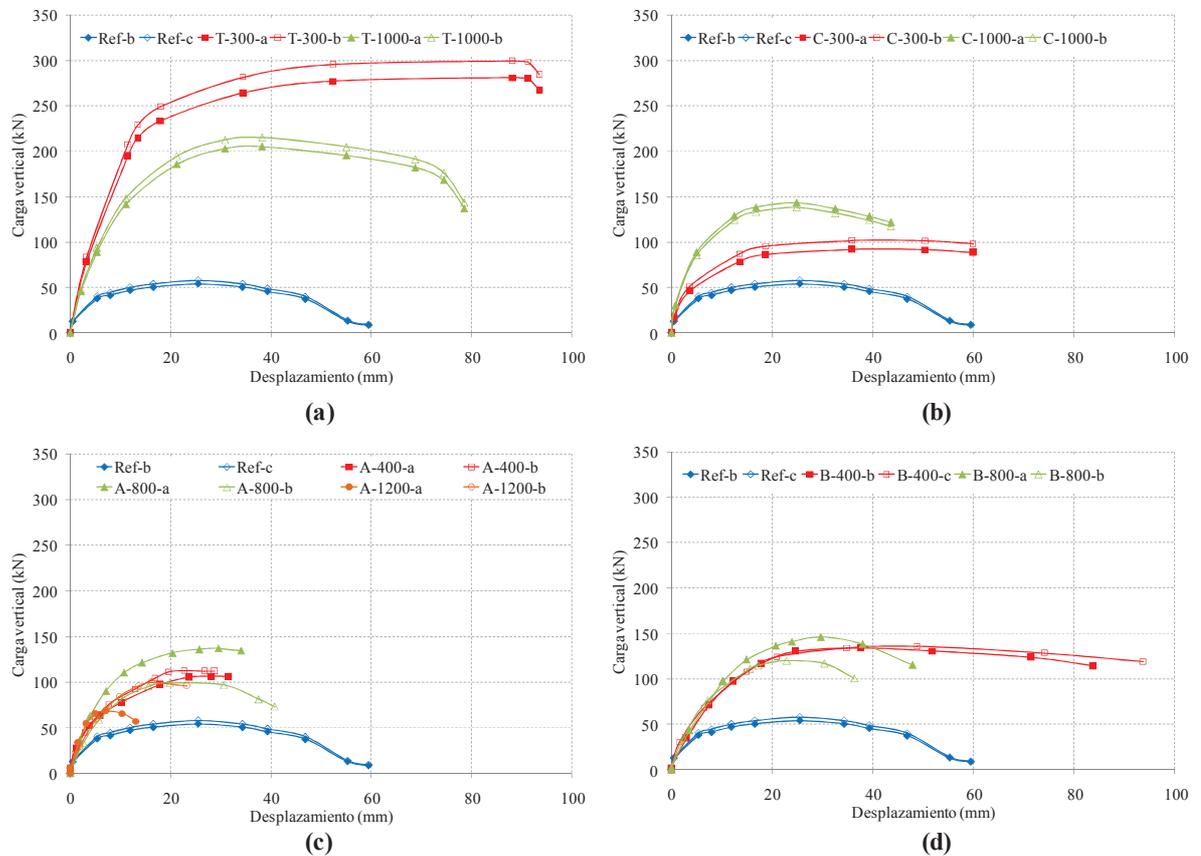


Fig. 3.28. Curvas carga vertical – desplazamiento: (a) Probetas T; (b) Probetas C; (c) Probetas A; (d) Probetas B.

3.5.3. Desplazamiento relativo hormigón – acero

Durante la realización de los ensayos se registró la existencia de desplazamiento relativo entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte. Mientras no existe desplazamiento relativo, el hormigón del soporte y el acero del refuerzo trabajan conjuntamente, comportándose la sección como una sección mixta de hormigón-acero. Cuando el desplazamiento relativo entre ambos materiales se inicia, la sección deja de comportarse como una sección mixta, la carga recibida por el hormigón aumenta y la rigidez del conjunto disminuye.

La Fig. 3.29 muestra el desplazamiento relativo medio registrado en las probetas ensayadas. Este valor se ha obtenido como la media entre el desplazamiento registrado durante los ensayos en cada uno de los semitramos de soporte (medido a su vez como se indicó en el apartado 3.3.5. Instrumentación). Las probetas tipo T no se incluyen en esta figura ya que el desplazamiento relativo registrado fue prácticamente nulo; esto resulta evidente, dada la forma de rotura de estas probetas, muy cercana a la forma de agotamiento que se tendría en una sección mixta.

En el caso de las probetas C-300, C-1000, A-400, A-800 y B-400, se observa que el acero y el hormigón deslizan a partir de una carga vertical determinada, valor éste, bastante alejado del máximo. Sin embargo, en las probetas A-1200 y B-800, no existe apenas desplazamiento relativo hasta que se alcanza la carga vertical máxima.

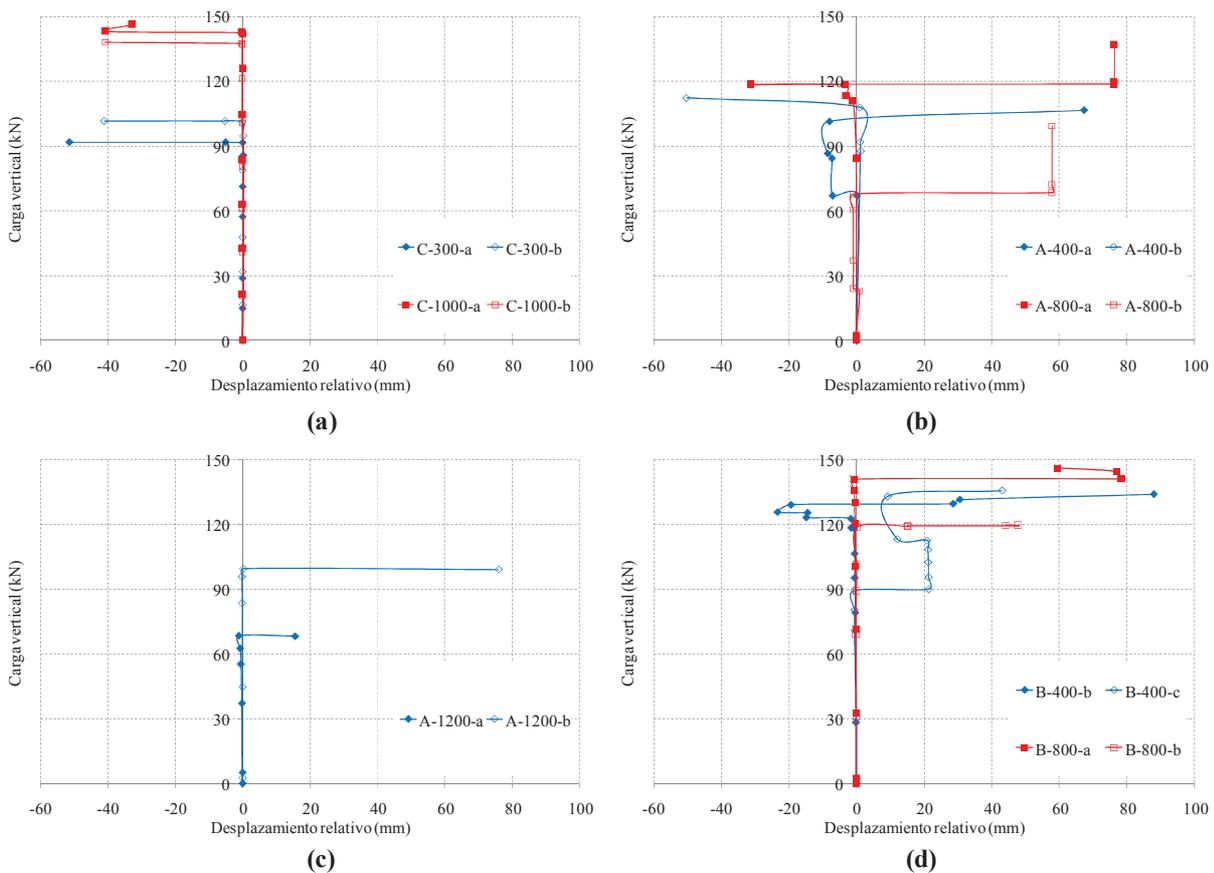


Fig. 3.29. Desplazamiento relativo entre el hormigón del soporte y el acero del refuerzo: (a) Probetas tipo C; (b) Probetas tipo A-400 y A-800; (c) Probetas tipo A-1200; (d) Probetas tipo B.

3.5.4. Nudo viga-soporte

En las probetas tipo A y tipo B se dispuso una instrumentación en el nudo viga-soporte (ver Fig. 3.15) tal que permitía medir la deformación de este elemento en la zona comprimida y traccionada (por encima y debajo respectivamente del eje del soporte). La Fig. 3.30 recoge, para estas probetas, el valor medio registrado por las galgas extensométricas localizadas en esas zonas.

Podemos observar que, en todos los casos, el hormigón del nudo presenta un comportamiento similar, en el que pueden diferenciarse tres estados (variación de la “pendiente” la curva). Un primer estado antes de producirse la fisuración de la zona comprimida; un segundo estado en el que el hormigón va aumentando su deformación; y el estado final, en la que se produce el agotamiento del hormigón.

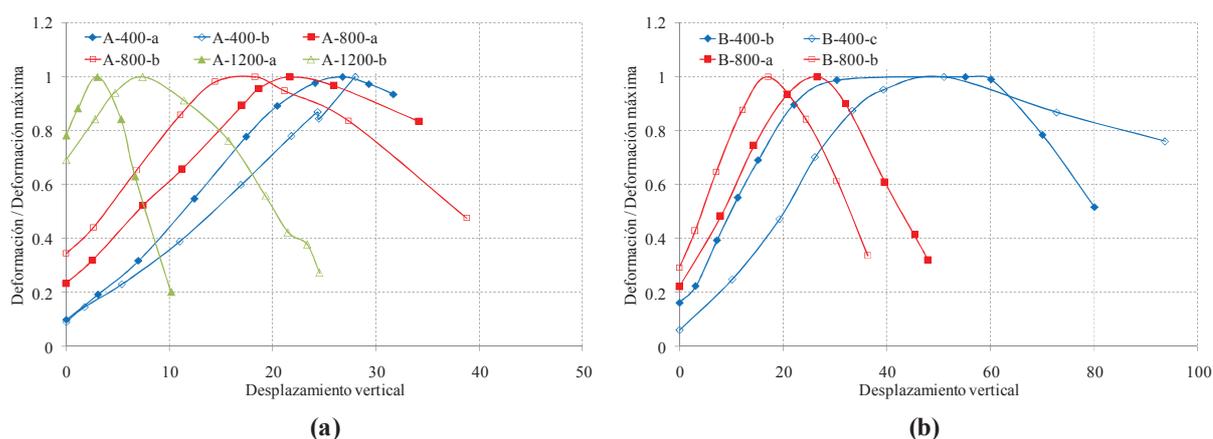


Fig. 3.30. Valor medio de la deformación registrada en el nudo viga-soporte: (a) Probetas tipo A; (b) Probetas tipo B.

3.6. Análisis de los resultados

Se analizan a continuación los resultados obtenidos de los ensayos experimentales.

3.6.1. Incremento en la resistencia a flexocompresión y ductilidad del soporte reforzado

El refuerzo de un soporte mediante angulares y presillas incrementa considerablemente la resistencia a flexocompresión del soporte, permitiendo que el elemento pueda absorber una carga transversal al eje del soporte (carga vertical en el caso de los ensayos) mucho mayor. Este hecho puede comprobarse observando las curvas carga vertical – desplazamiento (Fig. 3.28) y comparando las curvas correspondientes a las probetas de control Ref-b y Ref-c con las diferentes tipologías de probetas ensayadas para un nivel de carga axial similar (T-300, C-300, A-400 y B-400). Asimismo, también es posible comprobar con dicha comparación que el refuerzo metálico aumenta la ductilidad del elemento, permitiendo absorber una deformación mayor antes de que se alcance la rotura del soporte.

El incremento en la resistencia a flexocompresión es mucho mayor en el caso de las probetas tipo T. También esta tipología es la que presenta una mayor ductilidad. La mayor ductilidad de las probetas tipo T se debe fundamentalmente al modo de rotura de estas probetas. En este caso, como se indicó en el apartado 3.5.1.2, el agotamiento se produce en los semitramos del soporte reforzado. En esta zona, el hormigón del soporte está confinado debido a la existencia del refuerzo. Este estado de confinamiento en el hormigón permite absorber mayor deformación antes de alcanzarse la rotura, lo que se traduce en una ductilidad del elemento mayor.

Por el contrario, en el caso de las probetas con capiteles (probetas C, A y B) la rotura se produce en el nudo viga-soporte, donde el hormigón presenta un confinamiento menor. Como resultado de ello, la ductilidad que exhiben estas probetas es inferior a las probetas tipo T. Entre estas probetas, las probetas tipo B son las que registran tanto una mayor resistencia a flexocompresión como una mayor ductilidad. Por su parte, las probetas tipo A presentan una ductilidad y resistencia mayor a las probetas tipo C.

Comparando entre sí las diferentes probetas con la misma tipología de refuerzo, se observa que en el caso de las probetas tipo T, la mayor ductilidad y resistencia a flexocompresión se da para el caso de un axil de 300 kN (probetas T-300). En las probetas tipo C en cambio, mientras que la mayor ductilidad se registró en las probetas C-300, la carga vertical fue máxima en las probetas C-1000.

En lo que respecta a las probetas tipo A, el grupo cargado a 800 kN de carga axil (probetas A-800) registra una mayor ductilidad y resistencia a flexocompresión que el resto de probetas ensayadas de este tipo. Finalmente, en el caso de las probetas tipo B, la máxima ductilidad se tiene para las probetas cargadas axialmente con 400 kN (probetas B-400); la máxima carga vertical corresponde sin embargo, a una carga axil de 800 kN (probetas B-800).

Cabe destacar que las diferencias existentes en la ductilidad y la carga vertical máxima registrada entre probetas de un mismo grupo (por ejemplo, entre las probetas A-400-a y A-400-b) pueden deberse, entre otros factores, a la diferente resistencia del hormigón que forma cada una de las probetas.

3.6.2. Carga recibida por los angulares

La Fig. 3.31 recoge, para algunas de las probetas ensayadas, la tensión registrada en los angulares frente al desplazamiento vertical (perpendicular al eje del soporte). La tensión aquí mostrada se ha obtenido a partir de la deformación medida por las galgas en una zona cercana al nudo viga-soporte para las probetas tipo C, A y B, y en la sección de rotura (entre la segunda y la tercera presilla) en el caso de las probetas tipo T, y se ha asumido un comportamiento del acero elástico perfectamente plástico, con un módulo de elasticidad de 210000 MPa y un límite elástico de 275 MPa.

Como puede observarse, en las probetas tipo T los angulares toman mucha más carga tanto en tracción (valores positivos) como en compresión (valores negativos) que en caso de las otras tipologías de probetas, ya que los tubos transmiten las cargas absorbidas por los angulares a un lado del nudo, a los angulares situados en el otro lado. En lo que respecta a las probetas tipo A, éstas consiguen movilizar una carga mucho mayor en los angulares que las probetas tipo C. Asimismo, en las probetas tipo B el aprovechamiento del refuerzo metálico es incluso mayor, llegando a la plastificación (tensión del angular igual a 275 MPa) de los angulares comprimidos en todos los casos.

La Figs. 3.32 – 3.40 muestran la evolución respecto a la carga vertical de la tensión media en tracción y compresión a lo largo de los angulares; este gráfico se ha realizado obteniendo la media de las mediciones registradas por las galgas situadas en los angulares, suponiendo la existencia de un eje de simetría en el centro de la probeta perpendicular al eje del soporte, y asumiendo la hipótesis de comportamiento del acero anteriormente mencionada.

En las probetas tipo T se observa como, en efecto, los angulares alcanzan la plastificación, tanto en tracción como en compresión, sea el axil aplicado elevado (probeta T-1000-a) o no (probeta T-300-a). Asimismo, en estas probetas se produce, en general, un salto tensional considerable entre el 80% de la carga vertical máxima y el 100%.

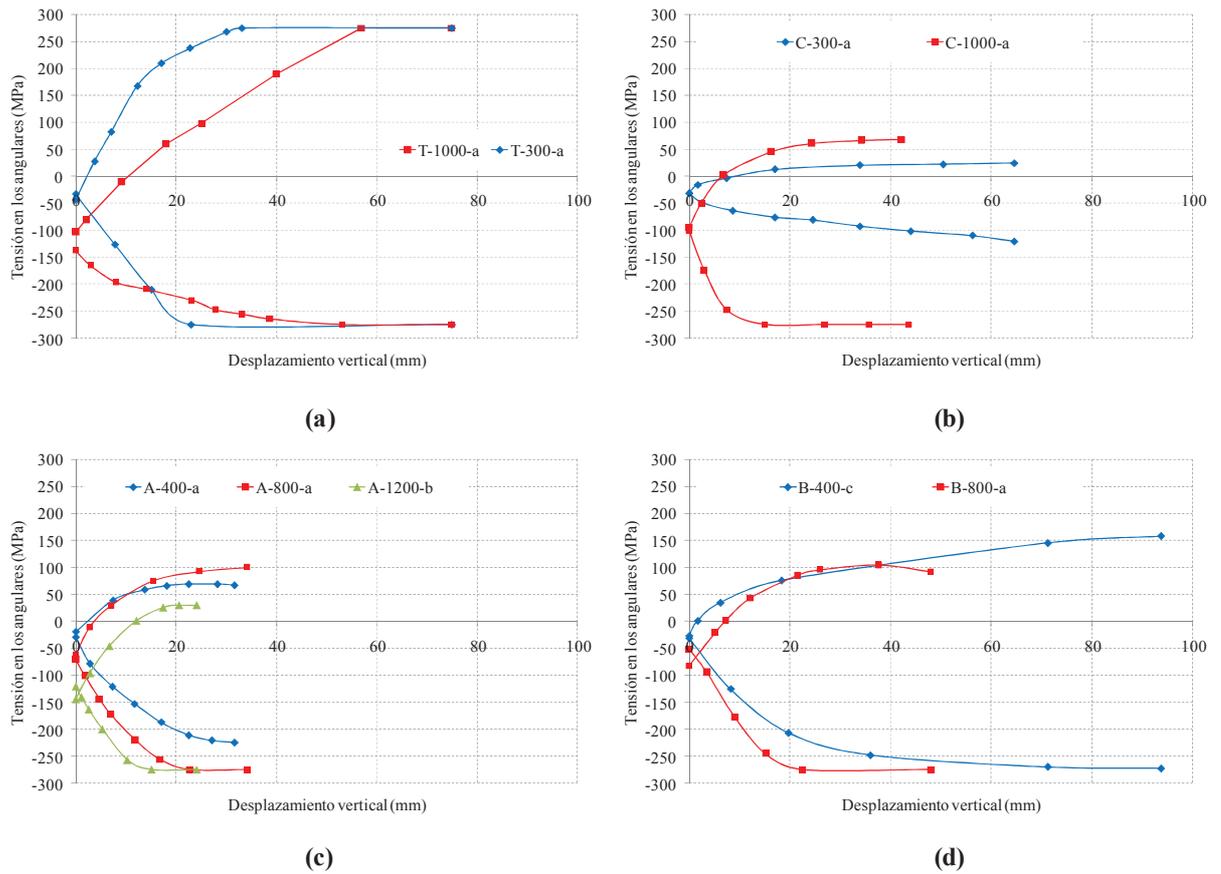


Fig. 3.31. Tensión recibida por los angulares en las cercanías del nudo viga-soporte para algunas de las probetas ensayadas: (a) Probetas tipo T; (b) Probetas tipo C; (c) Probetas tipo A; (d) Probetas tipo B.

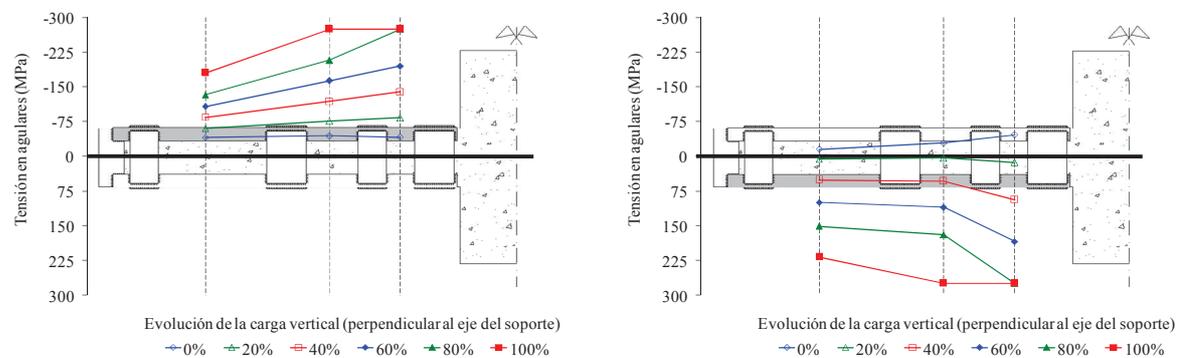


Fig. 3.32. Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta T-300-a.

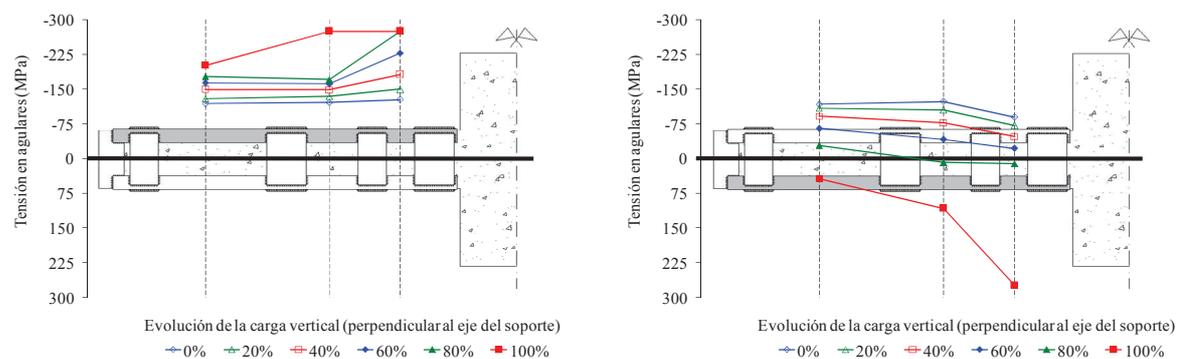


Fig. 3.33. Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta T-1000-a.

Las probetas tipo C, por el contrario, muestran que los angulares traccionados apenas reciben carga, ocurriendo lo mismo para los angulares comprimidos en el caso de que el axil aplicado sea de un valor reducido (probeta C-300-a). En este tipo de probetas, también se registra un pequeño salto tensional entre el 80% y el 100% de la carga vertical máxima. Probablemente este fenómeno esté relacionado con la aparición de las fisuras en la zona traccionada del nudo viga-soporte junto con el despeque de los capiteles, señalado anteriormente en 3.5.1. *Comportamiento general y modos de rotura.*

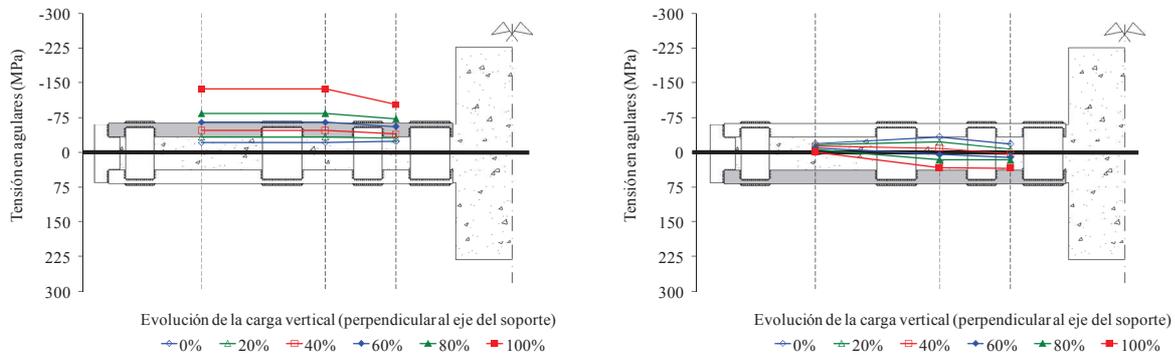


Fig. 3.34. Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta C-300-a.

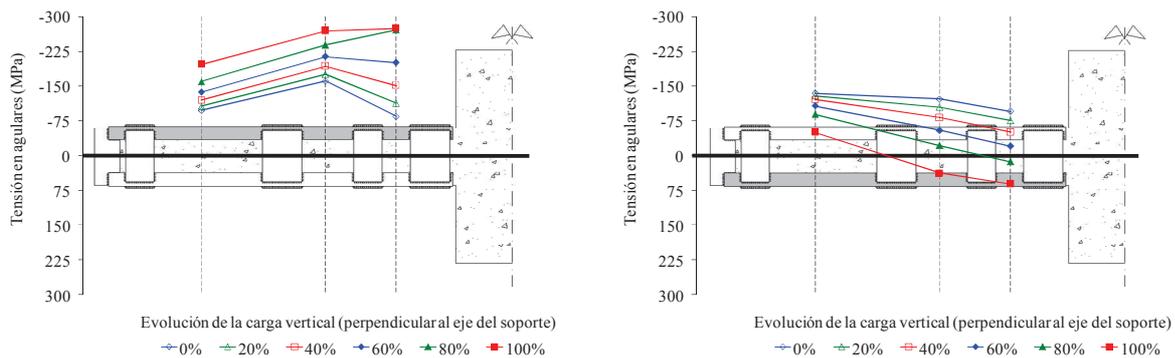


Fig. 3.35. Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta C-1000-a.

En relación a las probetas A y B, y teniendo presente asimismo lo expuesto en el apartado 3.5.1, se observa como los angulares situados en la zona comprimida experimentan un salto tensional cuando aparece la fisura de compresión. A partir de ese momento, estos angulares reciben una mayor proporción de carga (esto puede comprobarse también en la Fig. 3.31, observando la variación en la pendiente de la curva correspondiente). En algunos casos se registra la plastificación (tensión del angular igual a 275 MPa) de los angulares comprimidos en la sección más cercana al nudo viga-soporte. Los angulares situados en la zona traccionada no alcanzan en ningún caso el límite elástico (275 MPa). Estos angulares experimentan un comportamiento diferente según el tipo de probeta: en las probetas tipo A se produce un salto tensional cuando el extremo del angular pasa de estar comprimido (consecuencia de la aplicación anterior del axil) a estar traccionado, y este hecho viene acompañado en algunos casos de la aparición de fisuras debidas a la tracción; en las probetas tipo B este salto tensional es mucho menor (probeta B-400-c) o casi inexistente (probeta B-800-a), apreciándose sin embargo, una variación notable cerca de alcanzar la carga vertical máxima.

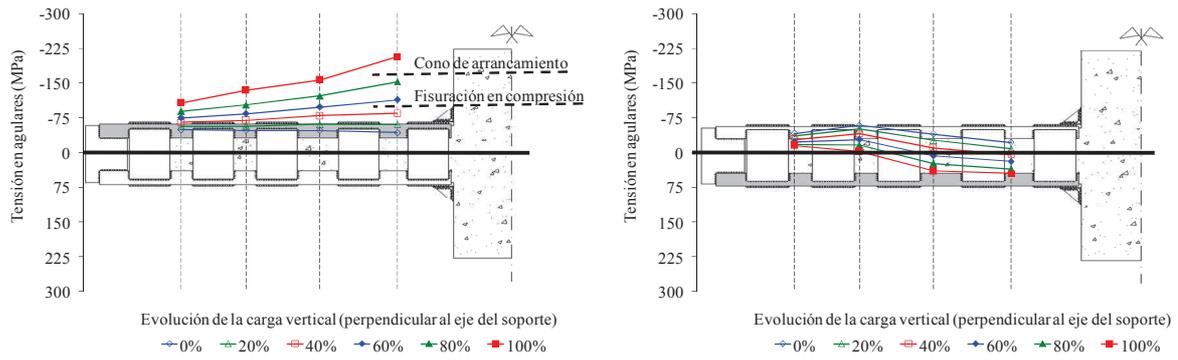


Fig. 3.36. Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta A-400-a.

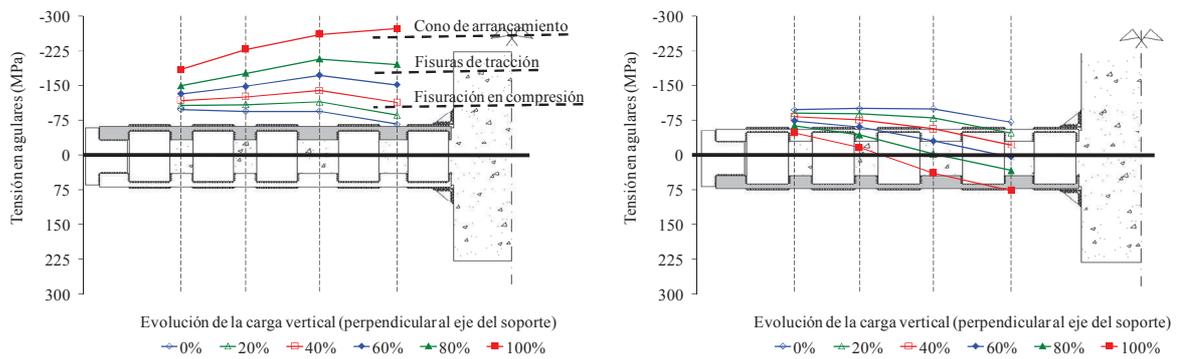


Fig. 3.37. Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta A-800-a.

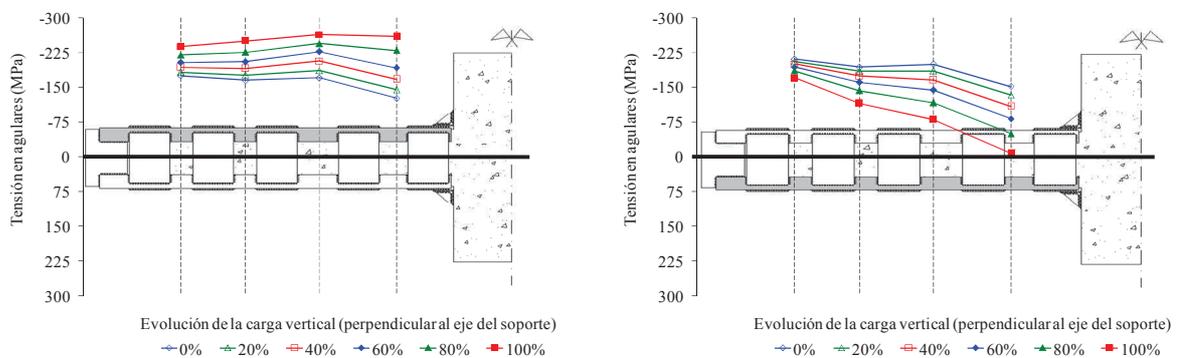


Fig. 3.38. Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta A-1200-b.

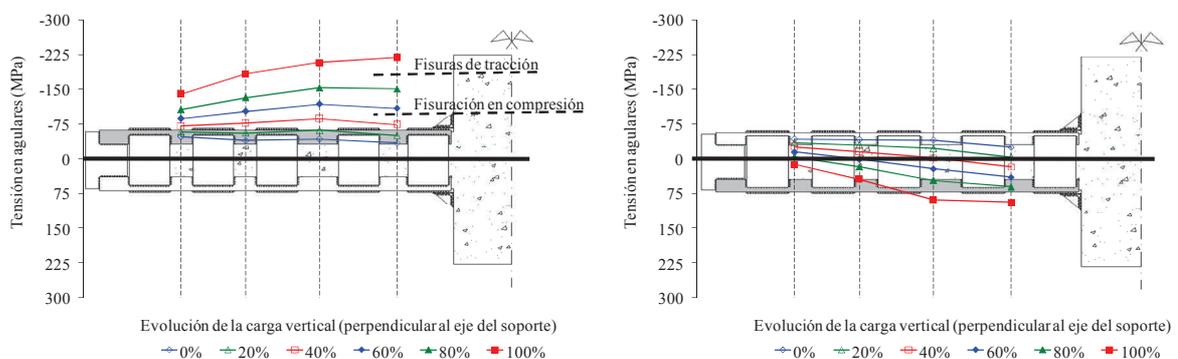


Fig. 3.39. Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta B-400-c.

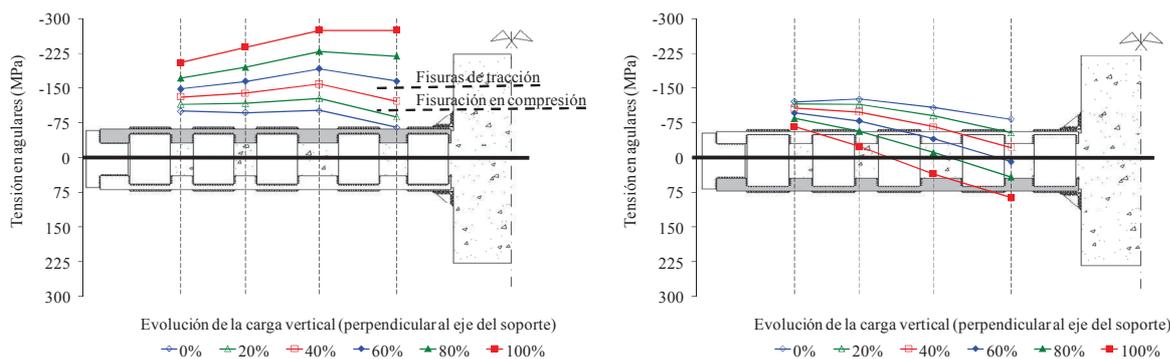


Fig. 3.40. Evolución de la tensión en los angulares comprimidos (izquierda) y traccionados (derecha) en la probeta B-800-a.

3.6.3. Comportamiento de las probetas

A partir del comportamiento exhibido por las probetas durante su ensayo y de los diferentes análisis que se han llevado a cabo a lo largo de este apartado, es posible presentar unas pautas de comportamiento de las tipologías ensayadas, así como obtener una serie de conclusiones que se muestran a continuación.

3.6.3.1. Probetas tipo T

Las probetas tipo T han demostrado tener un comportamiento similar al de una sección mixta de hormigón y acero. Por tanto, en el caso de un posible diseño de refuerzo con esta tipología, lo adecuado sería basar el análisis en la forma de proceder de una sección mixta.

En cuanto a incremento de ductilidad y resistencia a flexocompresión se refiere, la presencia de tubos de acero uniendo los angulares a ambos lados del nudo viga-soporte ha resultado ser mucho más eficiente que las otras tipologías con capitel. No obstante, la instalación de dichos perfiles en una estructura ya construida complica mucho la ejecución, al ser necesario practicar orificios en los forjados o vigas. Esta operación es difícil debido a la gran cantidad de armaduras que existen en la zona del nudo viga-soporte. Además, si el ancho de la viga es mayor que el ancho de la columna, esta solución es poco viable, ya que los orificios en las vigas pueden reducir la resistencia de la estructura.

3.6.3.2. Probetas tipo C, A y B

En el comportamiento de las probetas con capiteles (probetas C, A y B), se ha observado que pueden distinguirse tres eventos fundamentales: aparición de la fisura de compresión, fisuración de la zona traccionada y rotura del elemento. Ello permite dividir el comportamiento de estas probetas en tres fases:

- 1) En primer lugar tendríamos una fase en que no se aprecia ningún tipo de fisura en el hormigón. Esta fase se extiende desde el comienzo de aplicación de la carga transversal al eje del soporte hasta que aparece al menos una fisura debida a la compresión. Puede apreciarse que, en el caso de que la carga axial aplicada sea superior al máximo axial que es capaz de resistir el soporte sin reforzar, entonces esta fase apenas existe. Tal es el caso de las probetas A-1200, cuya carga axial (1200 kN) es muy superior a la obtenida en el ensayo a compresión simple de la probeta Ref-a (947.3 kN).

- 2) La segunda fase se localiza a continuación de la anterior. Es ligeramente diferente según tengamos una probeta tipo C, A o B:
 - Probetas tipo C: la fase se extendería hasta la aparición de las fisuras de tracción en el entronque del soporte con el nudo viga-soporte. En este punto se produce el despegue de los capiteles.
 - Probeta tipo A: la fase se extendería hasta la formación del cono de arrancamiento. Dentro de esta fase, pueden producirse también algunas fisuras de tracción en el encuentro del soporte con el nudo.
 - Probeta tipo B: la fase se extendería hasta el crecimiento y abertura de las fisuras de tracción aparecidas en el entronque del soporte con el nudo. Por tanto, dentro de esta fase se incluye la aparición de dichas fisuras, pero con una abertura y longitud de poca entidad. Asimismo, el final de esta fase coincide aproximadamente con la deformación de los capiteles situados en la zona traccionada (similar a un despegue de los capiteles).
- 3) La tercera y última fase correspondería con el agotamiento y rotura de la probeta, y se extendería desde la fase anterior hasta el final del ensayo. Dentro de esta fase se alcanza la máxima compresión en el hormigón, y la máxima carga vertical (carga transversal al eje del soporte).

Como se ha podido observar, las probetas tipo B (en las que se emplea barras de acero como medio de conexión de los capiteles al nudo viga-soporte) consiguen una mayor eficiencia de refuerzo que las probetas tipo A (que resuelven la conexión capitel-nudo mediante taco químico). La principal razón es consecuencia del diferente comportamiento del taco químico y la barra pasante. En el primer caso, el taco químico intenta impedir que se produzca el despegue del capitel traccionado; una vez se forma el cono de arrancamiento, la efectividad del taco químico se ve disminuida, produciéndose la rotura de la probeta para un nivel de carga vertical algo mayor. Contrariamente, la barra pasante siempre permite una adecuada transmisión de tensiones de tracción entre ambos lados del nudo, lo que permite que la probeta sea capaz de alcanzar mayor carga y mayor ductilidad. En este caso, el despegue de los capiteles es debido a la deformación del propio capitel.

A pesar de los mejores resultados de las probetas tipo B, la instalación en obra de una barra que conecte los capiteles es mucho más compleja que la instalación de un taco químico. Esto es así porque, para que la barra de acero funcione de manera satisfactoria, debe estar en una posición vertical casi perfecta entre plantas, sin apenas desviarse; y, puesto que en un entramado de edificación los nudos son zonas en las que se acumulan una gran cantidad de armaduras, resulta difícil conseguir un “camino” recto en el hormigón que no intercepte ninguna armadura. Por otra parte, en el caso de emplear tacos químicos, este problema aunque también existe, se ve reducido considerablemente, ya que no es necesario que los tacos químicos situados a ambos lados del nudo en plantas diferentes se encuentren en la misma vertical.

3.7. Conclusiones relativas al estudio experimental

En este capítulo se ha presentado la parte de la investigación de esta Tesis Doctoral relativa al estudio experimental sobre el comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM. En total, se han ensayado 23 probetas simulando la zona del nudo viga-soporte de un entramado típico de edificación.

De ellas, 20 probetas se ha reforzado con angulares y presillas, y se han estudiado cuatro posibles formas de conectar el refuerzo con el nudo viga-soporte: tubos metálicos, capiteles, capiteles con tacos químicos y capiteles con barras de acero pasantes a través del nudo.

Realizados los ensayos se han obtenido una serie de resultados que han sido estudiados y analizados, pudiendo comprobarse que la disposición de un refuerzo con angulares y presillas incrementa tanto la ductilidad como la resistencia a flexocompresión del soporte reforzado.

En lo referente a las diferentes tipologías ensayadas, puede concluirse que la disposición de tubos metálicos uniendo el refuerzo a ambos lados del nudo consigue los mejores resultados en cuanto a ductilidad y resistencia se refiere. Asimismo, los tubos consiguen desplazar la rotura del soporte reforzado al tramo de soporte, presentando un comportamiento similar al de una sección mixta de hormigón-acero. Sin embargo, la puesta en obra de dichos perfiles tubulares es muy compleja y prácticamente imposible si el ancho de la viga es mayor que el ancho de la columna.

Como alternativa a los tubos, es posible emplear capiteles situados al final del refuerzo y en contacto con el nudo viga-soporte. Ésta es, por otra parte, la forma habitual de proceder en un refuerzo con angulares y presillas. Con esta disposición se obtienen también unos resultados muy buenos, aunque la ductilidad y resistencia a flexocompresión es inferior que en el caso de disponerse perfiles tubulares. Sin embargo, cabe destacar que la mera disposición de capiteles en los extremos del refuerzo no logra una eficiencia muy alta del refuerzo, ya que cuando aparecen esfuerzos de tracción los capiteles dispuestos en esa zona se separan de la viga, y los esfuerzos no pueden ser transmitidos entre los angulares situados a ambas partes del nudo. Es recomendable emplear algún elemento de conexión del capitel con el nudo, como tacos químicos o barras pasantes a través del nudo.

El uso de taco químico genera un cono de arrancamiento en la cara de tracción, en la sección en que se sitúa este elemento, lo que supone una pérdida de la capacidad del nudo para absorber la tracción; sin embargo, este efecto no ocurre si se emplea barra pasante, pudiéndose además resistir un valor mucho más elevado de tracción, lo que se traduce en un mayor valor del momento último, sobre todo cuando el valor del esfuerzo axial que solicita el SHARAPM es reducido. No obstante, disponer una barra pasante de acero requiere atravesar completamente el forjado con una perforación recta lo que implica que la instalación de una barra pasante sea de difícil ejecución. Por el contrario, la ejecución del taco químico resulta muy sencilla, al ser la perforación a realizar de poca profundidad, y no necesitar mantener la alineación con los taladros ejecutados en la otra cara del forjado.

CAPÍTULO 4. ESTUDIO NUMÉRICO

4.1. Introducción

Vista la necesidad de conocer el comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM teniendo en cuenta la existencia del nudo viga-soporte, se planteó una investigación dividida en dos partes, una experimental y otra numérica. El *Capítulo* anterior describe la parte experimental, en la que se ensayaron un total de 20 soportes reforzados con angulares y presillas, empleando diferentes formas de conexión del refuerzo con el nudo viga-soporte. Aunque cada solución presenta diferentes resultados, en todos los casos se pudo confirmar que el refuerzo de un soporte con la técnica estudiada incrementa tanto la resistencia a flexocompresión como la ductilidad del soporte original.

La parte numérica de la investigación se desarrolla en el presente *Capítulo*, en el que se lleva a cabo una modelización numérica por el método de los elementos finitos que reproduce las probetas ensayadas en la parte experimental. Dicho modelo es validado a partir de los resultados experimentales, para posteriormente ser utilizado para obtener el diagrama de interacción axil – momento flector de un SHARAPM empleando distintas formas de resolver la conexión con el nudo viga-soporte. Asimismo, el modelo de elementos finitos sirve como base para el desarrollo de un estudio paramétrico con el que es posible conocer la influencia de diferentes factores en el refuerzo, tales como el calibre de los angulares o el límite elástico del acero del refuerzo.

Es interesante indicar que en total, para la elaboración del presente *Capítulo* ha sido necesario ejecutar más de 700 modelos de elementos finitos. Por otro lado, señalar que, de manera similar a lo indicado en el *Capítulo 3*, los resultados obtenidos con el modelo numérico serán comparados en el *Capítulo 5* con diferentes propuestas de cálculo, analizado el grado de ajuste entre ambos.

4.2. Descripción del modelo de elementos finitos

Las probetas ensayadas en laboratorio fueron simuladas numéricamente mediante elementos finitos empleando el software comercial ABAQUS v. 6.8 (ABAQUS 6.8, 2008). Cabe señalar que sólo se modelizaron las probetas con capiteles (probetas tipo A, B y C), ya que la disposición de un perfil metálico tubular que atraviesa el forjado (probetas tipo T), pese a su alta efectividad, no es habitual en la práctica constructiva, supone complicar la ejecución (hace necesario practicar orificios en los forjados o vigas) y es una solución poco viable si el ancho de la viga es mayor que el ancho del soporte.

Con el fin de simular de forma precisa el comportamiento de los SHARAPM ensayados, el modelo de elementos finitos tuvo en cuenta diversas no linealidades como:

- a) Los efectos de segundo orden geométricos.
- b) El comportamiento no lineal del hormigón.
- c) El comportamiento no lineal del acero de las armaduras y del acero laminado del refuerzo.
- d) La existencia de una interfaz acero del refuerzo – mortero/hormigón
- e) La existencia de una interfaz capitel – nudo

Asimismo, el modelo tuvo en consideración la existencia de los tacos químicos y las barras pasantes, con el fin de poder modelizar las probetas tipo A y B respectivamente. En ambos casos, tanto los taco químicos (probetas tipo A) como las barras pasantes (probetas tipo B) se introdujeron en el modelo como elementos cilíndricos tridimensionales.

4.2.1. Condiciones de contorno y cargas aplicadas

Debido a la existencia de doble simetría en las probetas ensayadas en laboratorio, sólo fue necesario modelizar un cuarto de la probeta, aplicando condiciones de simetría en los planos correspondientes, tal y como se muestra en la Fig. 4.1. Así se reduce el coste computacional que requiere el cálculo de cada modelo. La unión de la probeta al pórtico de ensayos se modelizó mediante una pieza para completar la longitud total entre rótulas. En el extremo de esta pieza se impusieron las condiciones de contorno correspondientes a un apoyo simple, pero con libertad de movimiento según el eje del soporte. Adicionalmente, en este punto, se aplicó la fuerza axial, cuya magnitud dependía de la probeta considerada. Una vez introducida, esta carga permanecía constante.

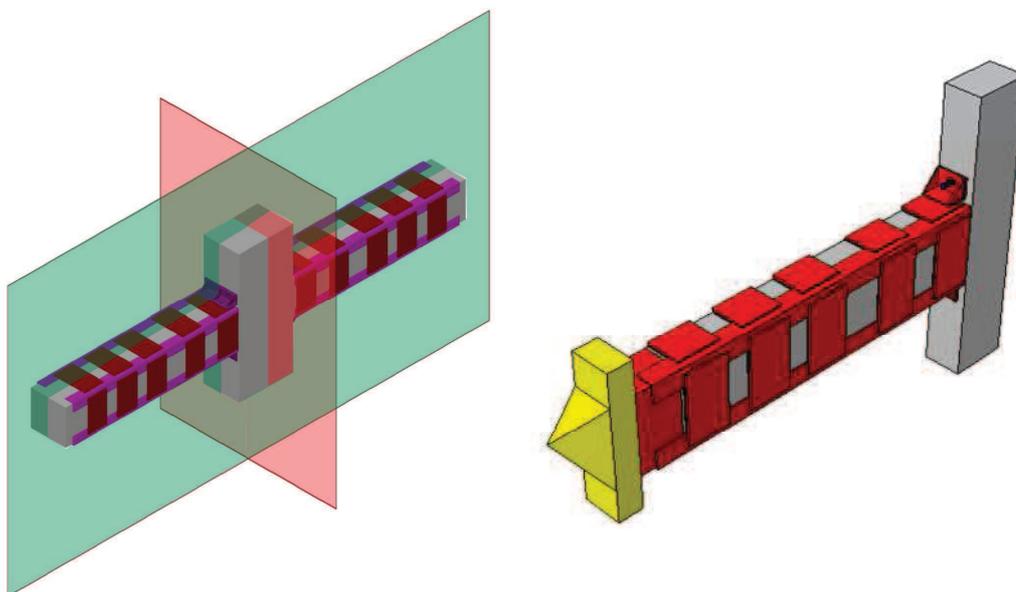


Fig. 4.1. Condiciones de simetría aplicadas a las probetas, y modelización de $\frac{1}{4}$ de probeta.

La carga vertical, perpendicular al eje del soporte, se introdujo mediante un desplazamiento impuesto en los nodos de la cara superior del tramo de viga. Este desplazamiento actuaba en una fase posterior a la aplicación de la carga axial.

Debido a la no linealidad de los modelos analizados, tanto para la aplicación de la carga axial como para la aplicación del desplazamiento impuesto, se aplicó el método de Newton–Raphson (“standard Newton method procedure” en ABAQUS) para la resolución del sistema de ecuaciones no lineales. Este método resuelve el sistema de ecuaciones no lineal de forma incremental e iterativamente usando la matriz de rigidez tangente del sistema.

4.2.2. Tipo de elementos finitos y mallado empleado

El hormigón de las probetas, el refuerzo de acero (angulares, presillas y capiteles) y el mortero de cemento, se modelizaron empleando elementos hexaédricos C3D8R. Este elemento se muestra en la

Fig. 4.2a, y consiste en un hexaedro de 8 nodos (uno en cada vértice) con 3 grados de libertad por nodo (las traslaciones en los ejes X, Y, Z), integración reducida y control del efecto “hourglass” (ABAQUS 6.8, 2008).

Las armaduras se introdujeron en el modelo de forma discreta, mediante elementos lineales unidimensionales T2D3 (Fig. 4.2b), elementos tipo barra de dos nodos, que sólo pueden recibir esfuerzos de tracción o compresión. Las armaduras quedaron embebidas en el hormigón mediante la opción *EMBEDDED ELEMENT de ABAQUS, asumiendo adherencia perfecta.

Debido a la forma que presentaba la pieza que simulaba la unión de la probeta con el pórtico de ensayos, ésta se modelizó mediante elementos tetraédricos lineales C3D4 (Fig. 4.2c), de 4 nodos, y 3 grados de libertad por nodo.

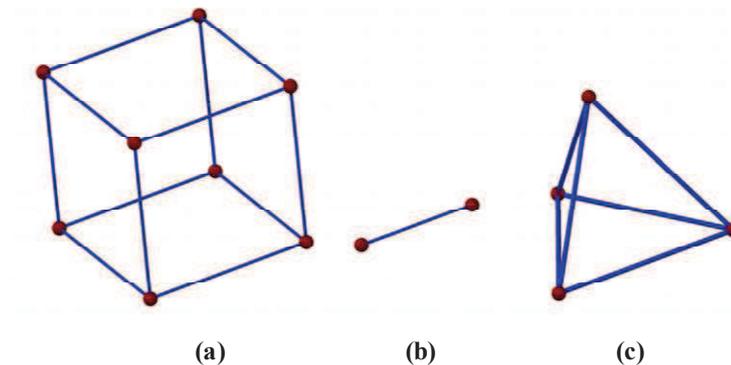


Fig. 4.2. Tipo de elementos finitos empleados en el modelo: (a) Elemento C3D8R empleado para la modelización de los elementos tridimensionales; (b) Elemento T2D3 empleado para la modelización de las armaduras; (c) Elemento C3D4 empleado para el mallado de la pieza que simula la unión de la probeta con el pórtico de ensayos.

El tamaño de malla de los elementos que integran el modelo, optimizado tras realizar una serie de iteraciones de prueba, se encuentra en torno a 26x26x26 mm, salvo en el caso de las partes que forman el refuerzo metálico (angulares, presillas y capiteles) y los elementos de conexión del capitel con el nudo (tacos químicos y barras pasantes), en los que se empleó un tamaño de malla medio de 15x15x15 mm. En general, cada modelo contenía alrededor de unos 11000 elementos finitos. La Fig. 4.3 muestra el modelo de elementos finitos desarrollado.

4.2.3. Modelo constitutivo del hormigón

Puesto que las probetas ensayadas en laboratorio fueron sometidas a flexocompresión, el modelo constitutivo del hormigón debía tener en cuenta tanto el comportamiento no lineal del hormigón a compresión, como el comportamiento frágil y la fisuración en tracción. Asimismo, también debía considerarse que la presencia del refuerzo de acero supone un efecto de confinamiento en el hormigón, puesto que evita la expansión del soporte debido al efecto Poisson.

Teniendo en cuenta los aspectos anteriores, el hormigón se modelizó con el modelo constitutivo predefinido de ABAQUS “Concrete Damage Plasticity” (ABAQUS 6.8, 2008). Este modelo asume que los dos principales mecanismos de fallo son la fisuración en tracción y el aplastamiento del hormigón en compresión. La superficie de plastificación de este modelo está basada en la propuesta por Lubliner et al. (1989) y desarrollada posteriormente por Lee y Fenves (1998), que tiene en cuenta que evolución de los esfuerzos de tracción y compresión pueden ser diferentes. El modelo considera

una regla de flujo plástico no asociativa, y el potencial de flujo empleado está basado en el modelo hiperbólico de Drucker-Prager.

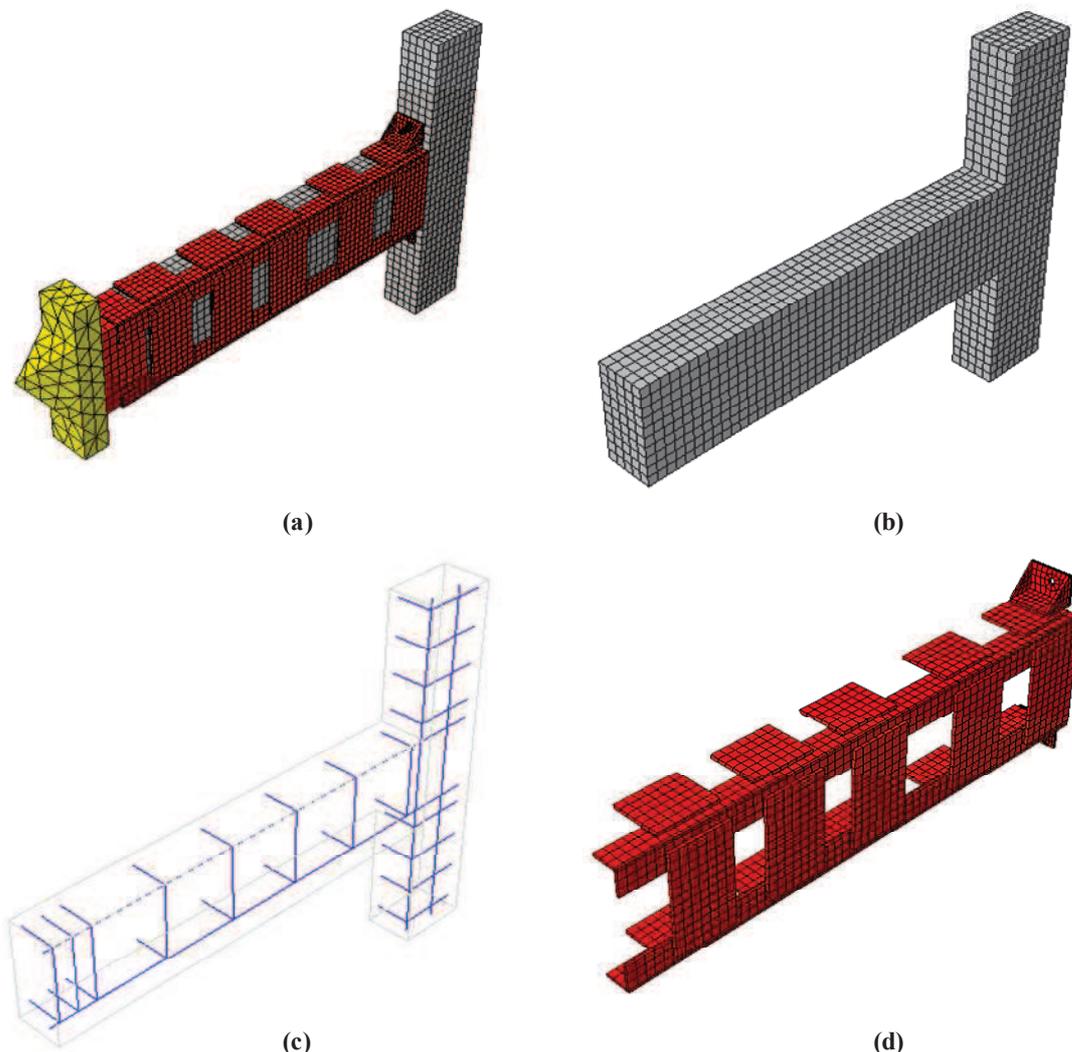


Fig. 4.3. Modelo de elementos finitos desarrollado: (a) Vista general del modelo; (b) Hormigón; (c) Armaduras; (d) Refuerzo metálico.

4.2.3.1. Comportamiento en tracción

El comportamiento en tracción introducido en el modelo de elementos finitos se representa en la Fig. 4.4a. De acuerdo con el modelo “Concrete Damage Plasticity” de ABAQUS, en tracción el comportamiento del hormigón es elástico lineal hasta que se alcanza la resistencia a tracción, correspondiéndose esta tensión de rotura con la aparición de microfisuras en el hormigón. Más allá de la resistencia a tracción del hormigón, el modelo representa la formación de microfisuras de forma macroscópica con un reblandecimiento de la curva tensión-deformación.

El modulo de elasticidad (E_c) y la resistencia a tracción del hormigón (f_{ct}) se calcularon a partir de la resistencia a compresión medida durante los ensayos experimentales, usando las ecuaciones empíricas de la ACI 318-08 (American Concrete Institute, 2008):

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c} \tag{4.1}$$

$$f_{ct} = 0.33 \cdot \sqrt{f_c} \quad (4.2)$$

$$\varepsilon_{ct} = \frac{f_{ct}}{E_c} \quad (4.3)$$

Como coeficiente de Poisson se adoptó un valor de 0.2. Para la rama de reblandecimiento, se empleó una curva parabólica (Barth y Haiyong, 2006) de forma que la resistencia a tracción del hormigón fuera nula para un valor de deformación (ABAQUS 6.8, 2008) igual a 10 veces el valor de la deformación correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón (ε_{ct}).

4.2.3.2. Comportamiento en compresión

El modelo del material “Concrete Damage Plasticity” de ABAQUS permite introducir cualquier curva tensión-deformación para representar el comportamiento uniaxial del hormigón a compresión. En el modelo desarrollado, se eligió emplear la relación tensión-deformación (en MPa) propuesta por Saenz (1964):

$$\sigma_c = \frac{E_c \cdot \varepsilon_c}{1 + (R + R_E - 2) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - (2 \cdot R - 1) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 + R \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^3} \quad (4.4)$$

donde

$$R = \frac{R_E \cdot R_\sigma - 1}{(R_E - 1)^2} - \frac{1}{R_\varepsilon}, \quad R_E = \frac{E_c}{E_0}, \quad E_0 = \frac{f_c}{\varepsilon_0} \quad (4.5)$$

y, $\varepsilon_0 = 0.0025$, $R_\varepsilon = 4$, $R_\sigma = 4$ tal y como indicaron Hu y Schnobrich (1989). La Fig. 4.4b muestra la curva introducida para representar el comportamiento uniaxial del hormigón a compresión.

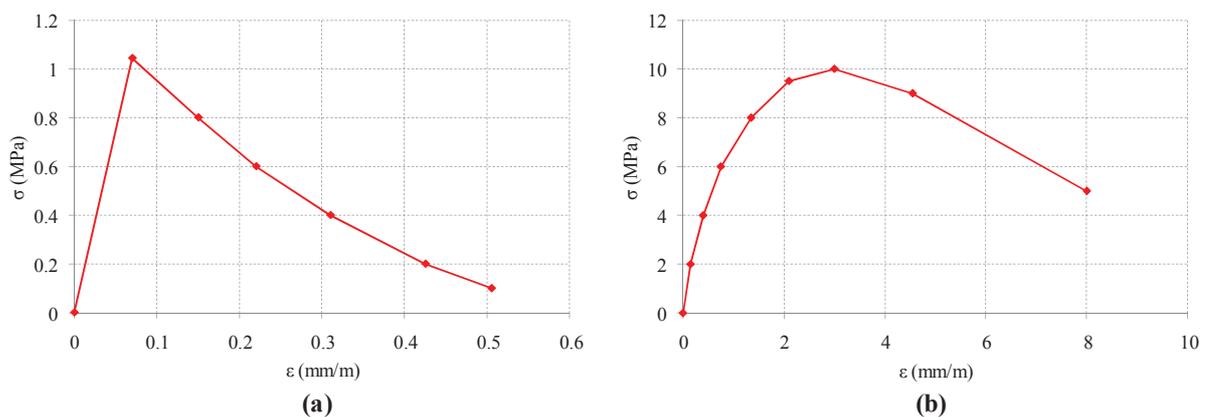


Fig. 4.4. Modelo constitutivo del hormigón (resistencia a compresión 10 MPa): (a) Comportamiento en tracción; (b) Comportamiento en compresión.

4.2.3.3. Otros parámetros del modelo “Concrete Damage Plasticity”

Como ángulo de dilatación (“dilatation angle”) del hormigón se adoptó un valor de 20 grados sexagesimales. Para el resto de parámetros del modelo, excentricidad (“eccentricity”), ratio de resistencia del hormigón biaxial/uniaxial (“ratio of the biaxial compression strength to uniaxial compression strength of concrete”) y ratio entre el segundo invariante de tensiones en tracción y

compresión (“ratio of the second stress invariant on the tensile meridian to that on the compressive meridian”), se adoptaron los valores por defecto propuestos por ABAQUS (ABAQUS 6.8, 2008).

4.2.4. Modelo constitutivo del acero

El comportamiento del acero que forma las armaduras se asumió elástico perfectamente plástico, idéntico en tracción y compresión, con un módulo de elasticidad de 200000 MPa y un límite elástico de 500 MPa.

Para el acero laminado correspondiente al refuerzo metálico (angulares, presillas y capiteles) y al cajón situado en el extremo de la probeta, se consideró el mismo comportamiento mecánico, pero con un módulo de elasticidad de 210000 MPa y un límite elástico de 275 MPa. Para considerar el comportamiento no lineal del acero en las tres dimensiones, ABAQUS emplea el criterio de Von Mises para decidir si un punto del modelo está plastificado o no.

También la pieza colocada al final de la probeta se supuso de acero. Puesto que es un elemento que no se iba a estudiar y que en realidad no forma parte de la probeta, se consideró un comportamiento elástico lineal, con un módulo de elasticidad de 210000 MPa.

En todos los casos, como coeficiente de Poisson se adoptó un valor de 0.3.

4.2.5. Modelo constitutivo del mortero de cemento

Durante la realización de los ensayos de laboratorio no se observó ningún tipo de daño en el mortero de cemento dispuesto entre el hormigón del soporte y el acero del refuerzo. Por ello, se consideró para este elemento un comportamiento elástico lineal, con un módulo elástico de 25000 MPa y un coeficiente de Poisson de 0.2.

4.2.6. Interacción entre los diferentes materiales

La interfaz acero del refuerzo – mortero/hormigón se simuló en ABAQUS mediante dos superficies superpuestas que permitía tener en cuenta la interacción entre ambos elementos en dirección normal y tangencial. El comportamiento en dirección normal se modelizó como “hard contact”. Con este modelo, no se permite la penetración entre ambas superficies de contacto, y no hay límite en el valor de la presión que pueden ejercer entre sí ambas superficies. El comportamiento en dirección tangencial se modelizó con el modelo de fricción clásico de Coulomb, adoptando un valor de 0.2 (Adam et al., 2007; Adam et al., 2008a; Adam et al., 2009a; Adam et al., 2009b) para el coeficiente de rozamiento y una adhesión nula.

Los capiteles quedaban soldados a la última presilla del refuerzo metálico mediante la opción *TIE de ABAQUS. El contacto entre los capiteles y el nudo viga-soporte se modelizó sin fricción, con un comportamiento “hard” en dirección normal, y permitiendo la posibilidad de que las dos superficies en contacto pudieran separarse bajo esfuerzos de tracción.

Para el caso de las probetas tipo B, se asumió que no existía interacción entre el hormigón del nudo y la barra de acero pasante, salvo en el plano de simetría, de la forma que se muestra en la Fig. 4.5. En ese plano, el perímetro de la barra se fijó al hormigón con la opción *TIE de ABAQUS, dejando los nodos situados dentro de la sección de la barra con la condición de contorno de simetría. Esta forma de proceder equivalía a imponer a la barra, en dicho plano de simetría, un desplazamiento vertical igual al que se aplicaba directamente a la probeta.

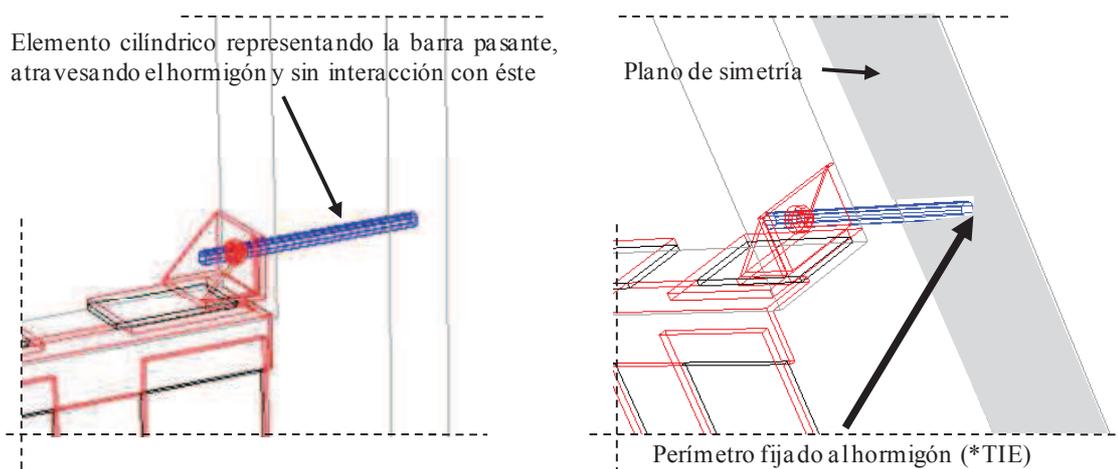


Fig. 4.5. Interacción y condiciones de contorno de la barra pasante para la simulación de las probetas tipo B.

4.2.7. Modelización del taco químico (Probetas tipo A)

Los tacos químicos localizados en las probetas tipo A presenta un comportamiento particular que obliga a estudiarlos de forma separada. En efecto, el funcionamiento de los tacos químicos es el siguiente: cuando aparece un esfuerzo de tracción que intenta separar el capitel del nudo, los tacos químicos se oponen a ello tirando del hormigón que se encuentra alrededor; cuando se llega a una determinada tensión, la resistencia a tracción del hormigón es alcanzada y aparecen una serie de fisuras en forma de cono de arrancamiento. Este efecto se muestra en la Fig. 4.6 (imágenes extraídas del estudio experimental), donde se compara el uso de tacos químicos frente al despegue ocurrido cuando el capitel no se conecta de forma adicional con el nudo viga-soporte (probetas tipo C).

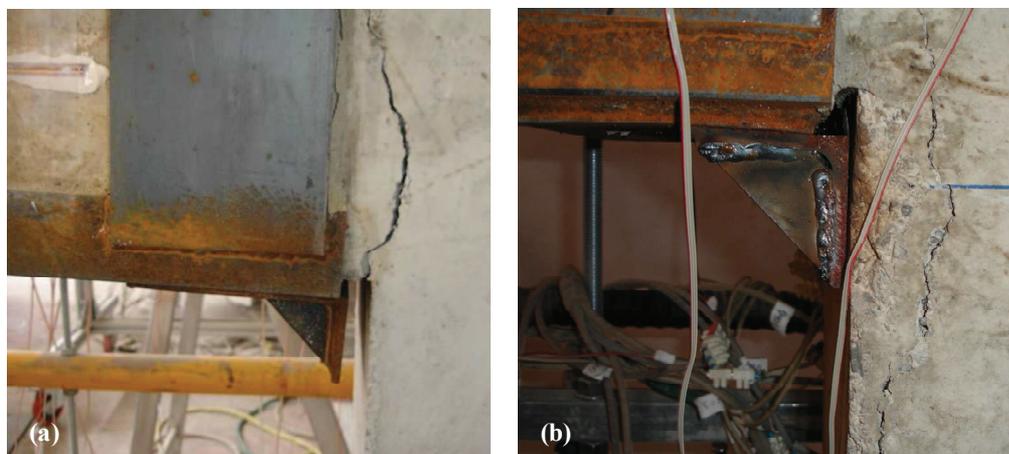


Fig. 4.6. Comparación en el despegue de los capiteles observado en los ensayos experimentales: (a) Probeta C; (b) Probeta A.

Para simular el comportamiento del taco químico en el modelo numérico, se decidió asumir un comportamiento elástico lineal – perfectamente plástico (Fig. 4.7a). Para embeber los tacos químicos en el hormigón del nudo (Fig. 4.7b) se empleó la opción *EMBEDDED ELEMENT de ABAQUS.

4.2.7.1. Módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson

Puesto que el elemento que se conectaba a los capiteles, y que iba a su vez embebido en el producto químico del taco, era una varilla metálica de acero, como parámetros elásticos para el modelo se

escogen los valores relativos al acero (modulo elástico igual a 200000 MPa y coeficiente de Poisson 0.3).

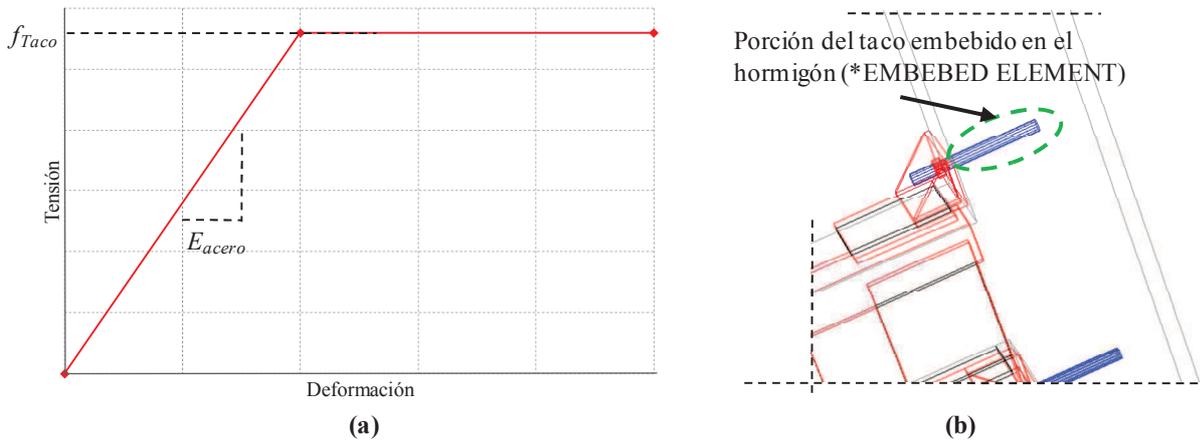


Fig. 4.7. Modelización del taco químico: (a) Curva tensión-deformación; (b) Detalle del taco embebido en el hormigón del nudo.

4.2.7.2. Límite elástico

El “límite elástico” se puede definir como la tensión máxima que podrá resistir el conjunto anclaje – hormigón; cuando se alcanza esta tensión, se considera que se forma el cono de rotura en el hormigón, y el material “plastifica”. Siguiendo este razonamiento, para obtener dicha tensión puede usarse el valor de la carga máxima de arrancamiento (N_u) que es capaz de resistir un conjunto de anclajes en el hormigón. De acuerdo con Fuchs y Eligehausen (1995), el valor de esta carga se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$N_u = \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} N_u^0 \psi_{s,N} \quad (4.6)$$

En esta ecuación se tienen diferentes parámetros que se definen a continuación:

- a) $A_{c,N}^0$ es calculado con la Eq. (4.7) y representa el área proyectada de un sólo anclaje, sin influencia de la separación entre anclajes y distancia al borde:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr}^2 \quad (4.7)$$

- b) Por su parte, el espaciamiento entre anclajes crítico (s_{cr}) y la distancia al borde crítica (c_{cr}) se define a partir de la profundidad (h_{ef}) embebida del taco químico (125 mm en las probetas ensayadas) mediante la Eq. (4.8):

$$s_{cr} = 2 c_{cr} = 3 h_{ef} \quad (4.8)$$

- c) $A_{c,N}$ se calcula con la Eq. (4.9), y corresponde con la proyección real en la superficie del hormigón donde se sitúan los anclajes:

$$A_{c,N} = (c + s) s_{cr} \quad (4.9)$$

Para el caso de las probetas modelizadas, el espaciamiento (s) entre anclajes en el mismo capitel es de 96 mm, y la distancia al borde (c) medida desde el eje de cada anclaje es de 82 mm.

- d) Con el factor $\psi_{s,N}$ se tiene en cuenta la influencia de la distancia al borde del anclaje:

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c}{c_{cr}} \quad (4.11)$$

- e) Finalmente, N_u^0 es la carga de arrancamiento para un anclaje simple, que se obtiene como:

$$N_u^0 = 13.5 h_{ef}^{1.5} f_{cc}^{0.5} \quad (4.10)$$

siendo f_{cc} la resistencia a compresión simple del hormigón medida en probeta cúbica.

Conocido el valor de la carga de arrancamiento del hormigón para la pareja de tacos químicos presentes en cada capitel, se puede obtener el “límite elástico” (f_{Taco}) anteriormente descrito como:

$$f_{Taco} = \frac{1}{n_{CH}} \frac{N_u}{A_{CH}} \quad (4.12)$$

donde A_{CH} es el valor del área de la sección del elemento que representa al taco químico en el modelo y n_{CH} el número de tacos químicos por capitel, igual a 2.

4.3. Validación del modelo de elementos finitos desarrollado

El modelo de elementos finitos desarrollado y descrito en el apartado anterior se validó a partir de los resultados experimentales del *Capítulo 3* de la presente Tesis Doctoral. En primer lugar, se comprobó que la carga máxima que las probetas podían alcanzar coincidiera sensiblemente de forma experimental y numérica. En segundo lugar, se compararon las curvas carga vertical – desplazamiento, y deformación en los angulares – desplazamiento. Finalmente, se comprobó si las pautas de comportamiento observadas experimentalmente coincidían con los resultados numéricos.

Esta metodología para la verificación del modelo de elementos finitos es similar a la empleada por diversos autores como Hu et al. (2003; 2005), Ellobody et al. (2006), Gupta et al. (2007) o Adam et al. (2009b).

4.3.1. Carga de agotamiento

La Tabla 4.1 muestra, para las diferentes probetas ensayadas, la comparación entre la carga vertical máxima, perpendicular al eje de la probeta, obtenida experimentalmente (V_{EXP}) y con el modelo de elementos finitos desarrollado (V_{MEF}).

Tal y como se aprecia, existe un buen grado de ajuste entre ambos grupos de resultados, siendo la media del ratio V_{EXP}/V_{MEF} de 0.93, con una desviación típica de 0.094. La máxima diferencia entre los resultados experimentales y numéricos se da en la probeta A-800-b, con una diferencia entre el valor numérico y el valor experimental de menos del 20%.

Tabla 4.1

Comparación entre la carga vertical máxima obtenida de forma experimental y con el modelo de elementos finitos.

Probeta	Tipo de conexión con el nudo viga-soporte	Carga axil (kN)	V_{EXP}^1 (kN)	V_{MEF}^2 (kN)	V_{EXP} / V_{MEF}
C-300-a	Capitel L70.7	300	91.9	98.3	0.93
C-300-b	Capitel L70.7	300	101.7	98.3	1.03
C-1000-a	Capitel L70.7	1000	143.3	127.8	1.12
C-1000-b	Capitel L70.7	1000	138.1	127.8	1.08
A-400-a	Capitel L70.7 + Taco químico	400	106.7	118.1	0.90
A-400-b	Capitel L70.7 + Taco químico	400	112.5	124.4	0.90
A-800-a	Capitel L70.7 + Taco químico	800	136.9	145.3	0.94
A-800-b	Capitel L70.7 + Taco químico	800	99.3	125.1	0.80
A-1200-a	Capitel L70.7 + Taco químico	1200	68.4	83.8	0.82
A-1200-b	Capitel L70.7 + Taco químico	1200	99.7	123.8	0.81
B-400-a	Capitel L70.7 + Barra pasante	400	134.1	146.9	0.91
B-400-b	Capitel L70.7 + Barra pasante	400	135.7	146.9	0.92
B-800-a	Capitel L70.7 + Barra pasante	800	146.2	156.1	0.94
B-800-b	Capitel L70.7 + Barra pasante	800	120.4	137.4	0.88
<i>Media</i>					<i>0.93</i>
<i>Desviación típica</i>					<i>0.094</i>

¹ Carga vertical obtenida experimentalmente² Carga vertical obtenida mediante el modelo de elementos finitos desarrollado

4.3.2. Curvas carga – desplazamiento

La Fig. 4.8 recoge las curvas carga vertical – desplazamiento para las diferentes probetas ensayadas, obtenidas de forma experimental y con el modelo de elementos finitos. Como se observa, el modelo desarrollado es capaz de predecir el comportamiento de las probetas de forma satisfactoria.

4.3.3. Deformación en los angulares

Tomando como referencia un punto de los angulares cercano al nudo viga-soporte, la Fig. 4.9 permite comparar experimental y numéricamente para las diferentes probetas ensayadas, la evolución de la deformación en tracción y en compresión de los angulares. Como puede verse, también en este caso se tiene un buen grado de ajuste entre los resultados experimentales y numéricos.

4.3.4. Pautas de comportamiento

Se comprueba a continuación, para cada tipología de probeta estudiada (probetas tipo C, A y B) si el modelo numérico es capaz de representar el comportamiento y los modos de rotura observados experimentalmente.

Cabe destacar que el modelo de comportamiento del hormigón “Concrete Damage Plasticity” de ABAQUS, no permite obtener de forma directa las fisuras aparecidas en el hormigón ni los elementos fisurados. Sin embargo, la aparición de fisuras se da en aquellos puntos en los que se alcanza la resistencia a tracción del hormigón. Mientras estemos por debajo de ese valor, el comportamiento del material es elástico; pasado este punto, el material comienza a ser “plástico” desde el punto de vista de ABAQUS. Por tanto, podemos emplear la representación de las deformaciones plásticas principales máximas (que se correspondería a las deformaciones plásticas principales por tracción) para obtener de forma indirecta, la zona que, según el modelo, estaría fisurada en la realidad.

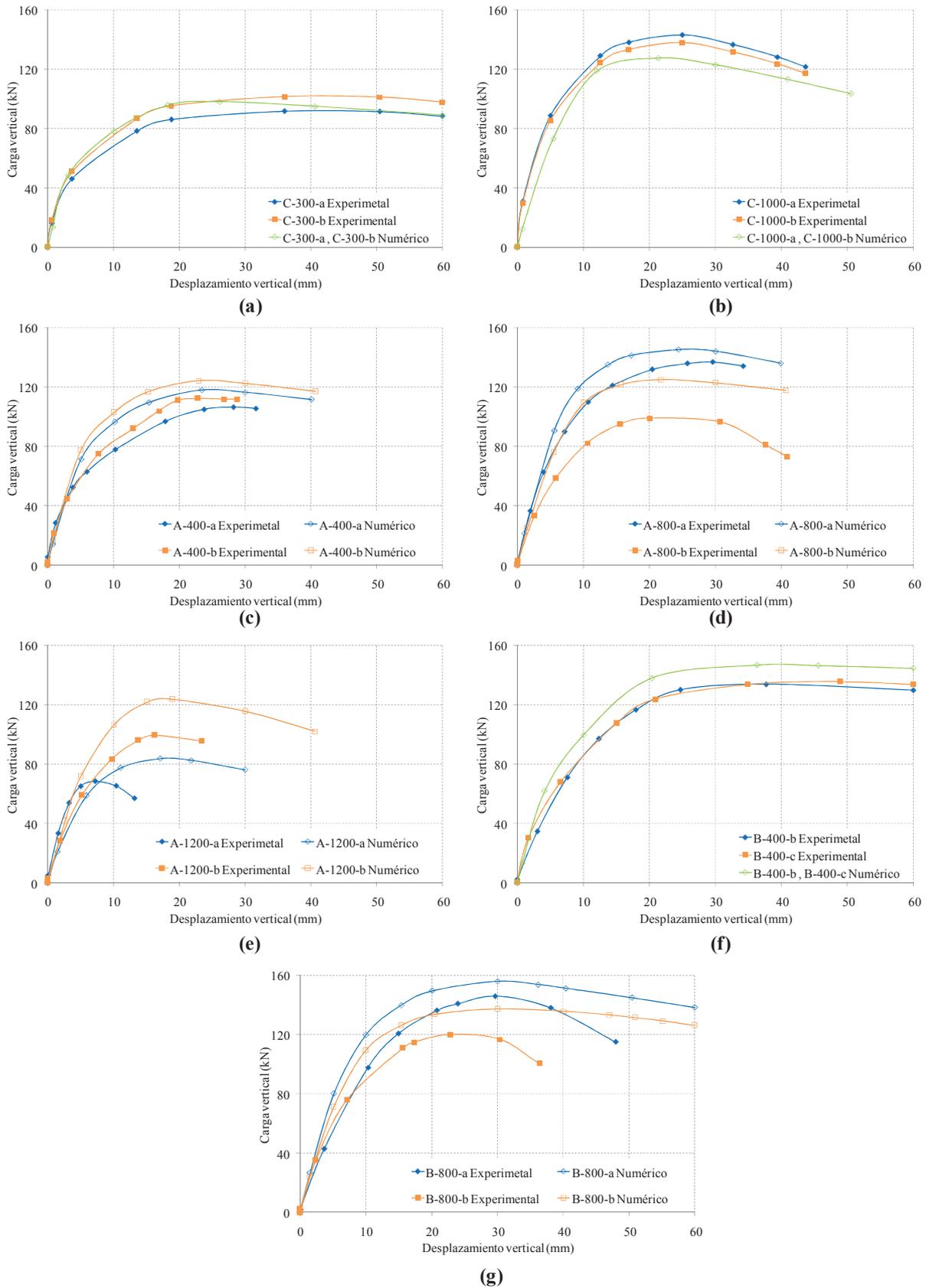


Fig. 4.8. Validación del modelo numérico. Curvas carga vertical – desplazamiento: (a) Probetas C-300; (b) Probetas C-1000; (c) Probetas A-400; (d) Probetas A-800; (e) Probetas A-1200; (f) Probetas B-400; (g) Probetas B-800.

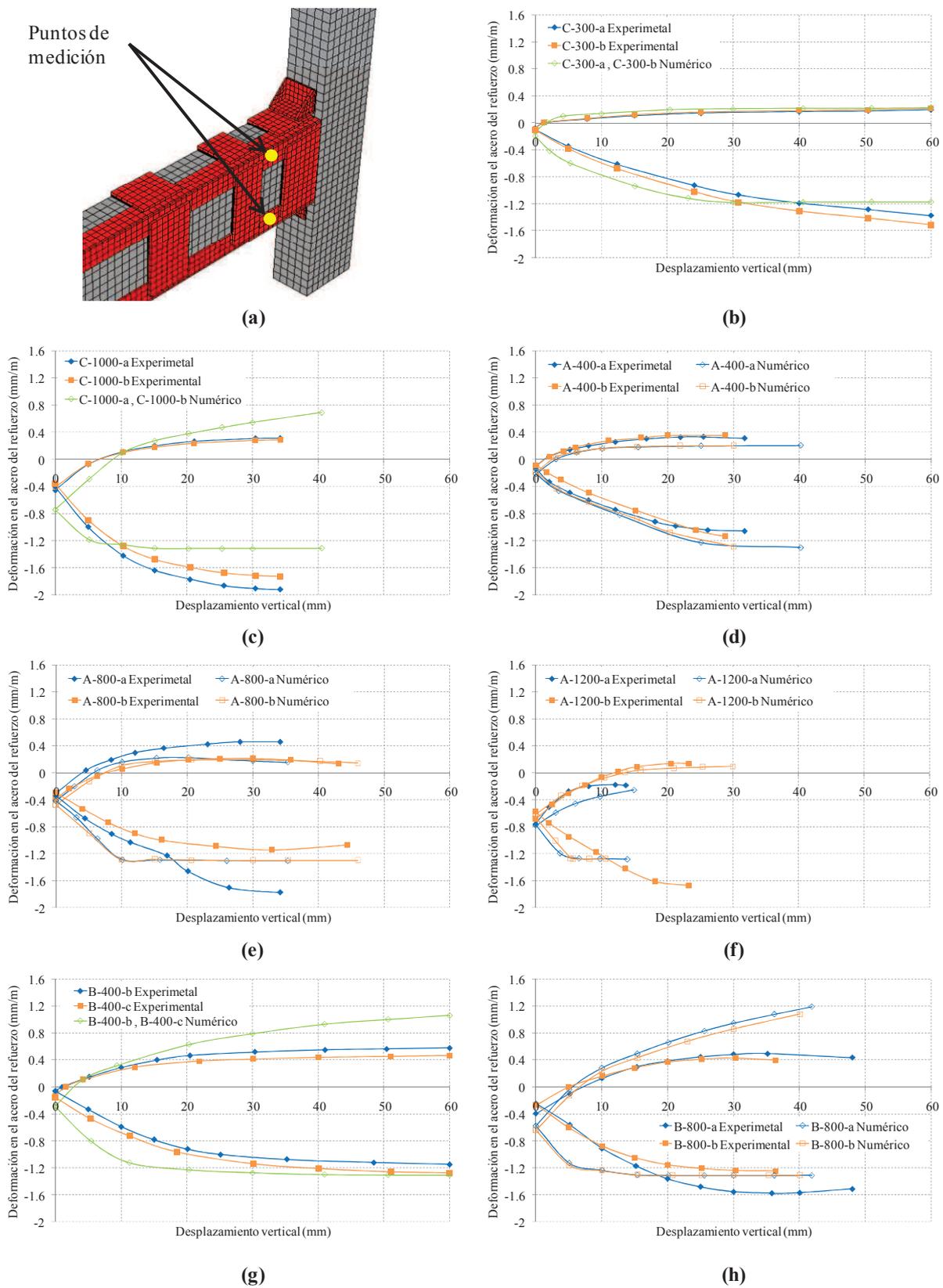


Fig. 4.9. Validación del modelo numérico. Evolución de la deformación registrada en los angulares: (a) Detalle del punto en que se toma la medición; (b) Probetas C-300; (c) Probetas C-1000; (d) Probetas A-400; (e) Probetas A-800; (f) Probetas A-1200; (g) Probetas B-400; (h) Probetas B-800.

Por ello, para llevar a cabo la comprobación sobre las pautas de comportamiento, se va a comparar de forma cualitativa si dichas representaciones de la deformación plástica máxima en el hormigón de la probeta obtenidas numéricamente se corresponden con lo observado de forma experimental.

4.3.4.1. Probetas tipo C

Como puede apreciarse en la Fig. 4.10a, el modelo numérico es capaz de reproducir el comportamiento mostrado por las probetas C-300; en efecto, las zonas donde el modelo numérico indica que se ha superado la plastificación del hormigón en tracción y, como consecuencia de ello, se abriría una fisura, coincide con lo observado en los ensayos experimentales. Es decir, las zonas con altas tensiones principales (color rojo en el modelo numérico) se encuentran en la misma posición que las fisuras observadas de forma experimental.

La Fig. 4.10b muestra el caso de las probetas C-1000. A la vista de la comparación, para estas probetas también es posible afirmar que las zonas que según el modelo numérico desarrolladas están fisuradas, se localizan en una posición muy similar a lo observado en los ensayos experimentales.

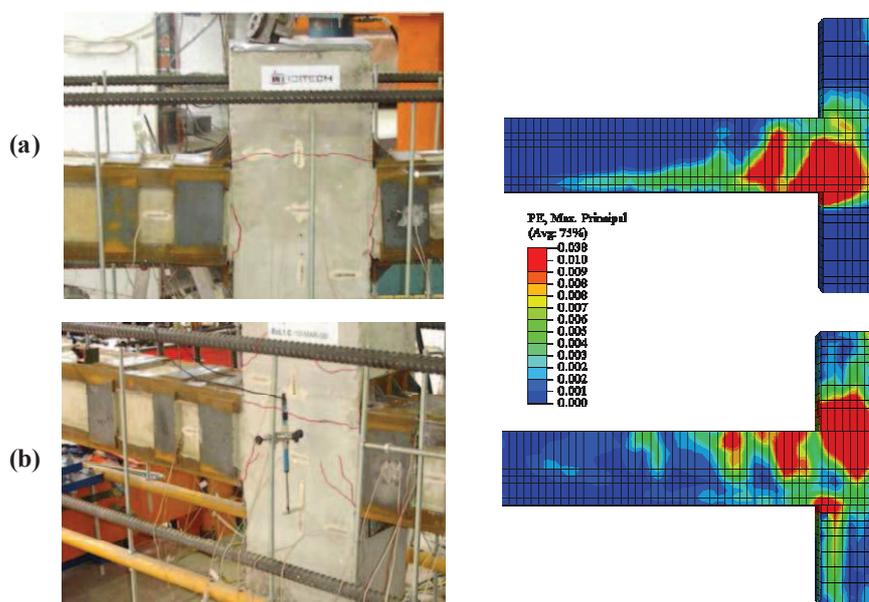


Fig. 4.10. Validación del modelo numérico. Pautas de comportamiento: (a) Probetas C-300; (b) Probetas C-1000.

4.3.4.2. Probetas tipo A

Al observar en la Fig. 4.11a la comparación entre el comportamiento exhibido por las probetas A-400 de forma experimental y los resultados obtenidos con el modelo numérico, se constata que las zonas en las que se indica que el hormigón ha superado la resistencia a la tracción en el modelo numérico coinciden con las zonas en las que se registró la aparición de fisuras en los ensayos experimentales.

Asimismo, la Fig. 4.11b, que compara las probetas A-800, también muestra el buen grado de ajuste entre las fisuras observadas de forma experimental y los resultados numéricos.

Finalmente, para el caso de las probetas A-1200, al comparar el comportamiento experimental y numérico mediante la Fig. 11c, se observa que el modelo numérico es capaz de reproducir el fallo en el hormigón debido a una tensión de compresión muy elevada, y que da como resultado la aparición de fisuras longitudinales, en la misma dirección que el eje del soporte.

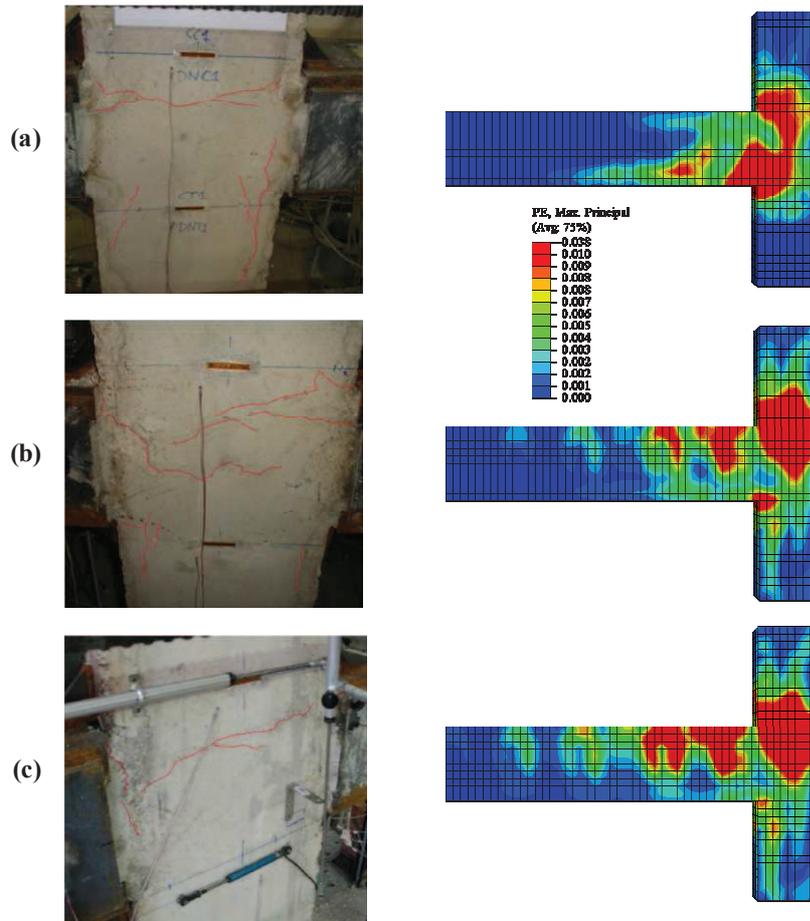


Fig. 4.11. Validación del modelo numérico. Pautas de comportamiento: (a) Probetas A-400; (b) Probetas A-800; (c) Probetas A-1200.

4.3.4.3. Probetas tipo B

La Fig. 4.12a permite comparar el comportamiento observado experimental y numéricamente en las probetas B-400; como puede apreciarse, las zonas en las que se supera la resistencia a compresión según el modelo numérico coinciden perfectamente con la fisuración observada de forma experimental.

En cuanto al comportamiento de las probetas B-800, la Fig. 4.12b muestra como el modelo numérico es capaz de detectar la zona en la que el hormigón agota debido a una elevada compresión, apareciendo consecuentemente una serie de fisuras paralelas al eje del soporte. La fisuración en tracción que registra el modelo (esquina situada en la parte inferior del eje del soporte) también se detectó en los ensayos experimentales, tal y como se indica en el apartado 3.5.1.5 de la presente Tesis Doctoral.

4.4. Estudio de los diagramas N-M obtenidos a partir del modelo numérico desarrollado

El modelo desarrollado ha demostrado ser capaz de representar el comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM. Por ello, el modelo puede ser empleado para realizar diferentes estudios. En primer lugar, se llevó a cabo la obtención de los diagramas carga axil – momento flector (diagrama N-M) de

las tipologías de refuerzo estudiadas. Estos diagramas N-M son una de las formas más habituales de estudiar el comportamiento a flexocompresión de un elemento. Mediante dichos diagramas es posible estudiar la capacidad resistente del elemento, así como comparar diferentes soluciones.

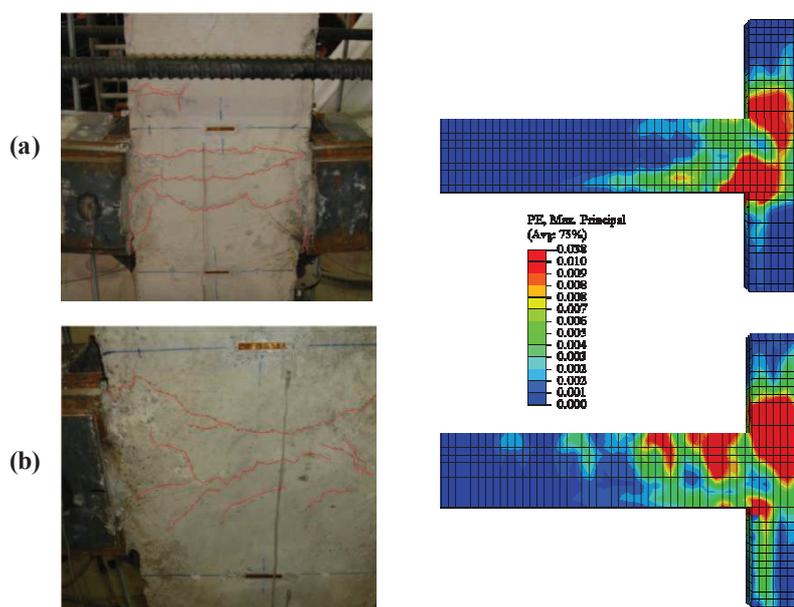


Fig. 4.12. Validación del modelo numérico. Pautas de comportamiento: (a) Probetas B-400; (b) Probetas B-800.

Para el caso de un SHARAPM, el uso de diagramas N-M nos permite observar la mejora que supone el refuerzo respecto al soporte sin reforzar. Asimismo, al comparar los diagramas N-M de las diferentes formas de conectar el refuerzo con el nudo viga-soporte, podrá apreciarse la diferencia en el comportamiento y la efectividad de cada una de ellas.

Es necesario destacar que en los estudios experimentales llevados a cabo (*Capítulo 3*), sólo se obtuvieron entre dos y tres parejas de valores axil – momento flector para cada tipología ensayada. Por ello, no fue posible trazar adecuadamente el diagrama N-M de cada caso. Sin embargo, a partir de los modelo de elementos finitos sí es posible representar la curva N-M por completo ya que se puede variar el axil inicial.

4.4.1. Tipologías estudiadas

Se describen a continuación las diferentes tipologías de probetas modelizadas para el estudio del comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM. Con el fin de simular un soporte con una baja resistencia a compresión que necesita ser reforzado, se ha tomado un valor de 12 MPa como resistencia a compresión del hormigón.

Para realizar este estudio, se ha escogido la geometría de refuerzo que fue empleada de forma experimental para las probetas tipo A y B. Asimismo, todos los aspectos relativos a la modelización numérica se han llevado a cabo de forma idéntica a lo descrito en el apartado 4.2. *Descripción del modelo de elementos finitos.*

Cabe destacar que para la obtención de cada unos de los diagramas N-M, se han obtenido una media de 12 parejas axil-momento, lo que supone que el total de modelos de elementos finitos ejecutados ha sido superior a 60.

4.4.1.1. MEF-0

En estas probetas se simula el soporte sin reforzar, tal y como se muestra en la Fig. 4.13, obteniendo por tanto el diagrama N-M para el conjunto soporte – nudo viga-soporte original. Los resultados obtenidos con estas probetas servirán de referencia para comprobar la mejora que produce el refuerzo metálico con angulares y presillas en el comportamiento y en la carga última del soporte.

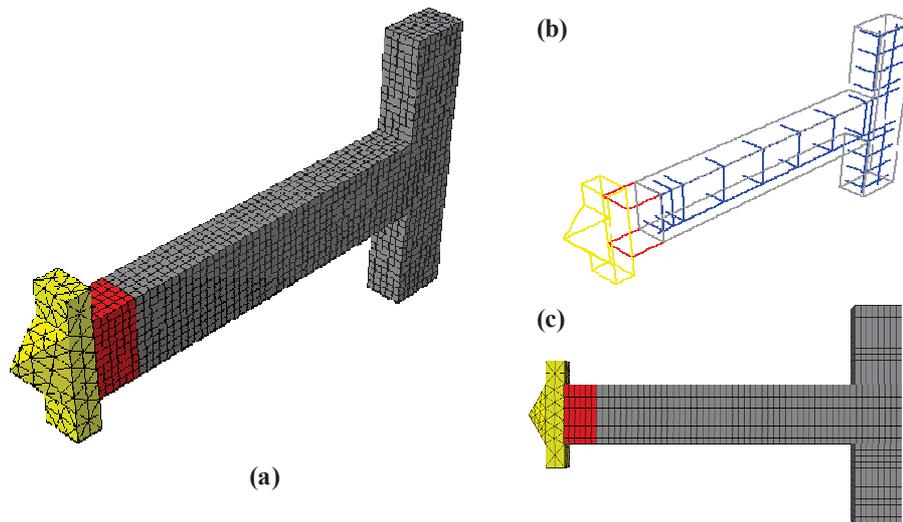


Fig. 4.13. Tipología de probeta MEF-0; (a) Vista general; (b) Armado; (c) Vista lateral de la probeta.

4.4.1.2. MEF-S

Sobre el modelo anterior (MEF-0), en estas probetas se añade el refuerzo con angulares y presillas sin ningún elemento de conexión del refuerzo con el nudo viga-soporte, quedando de la forma que puede verse en la Fig. 4.14.

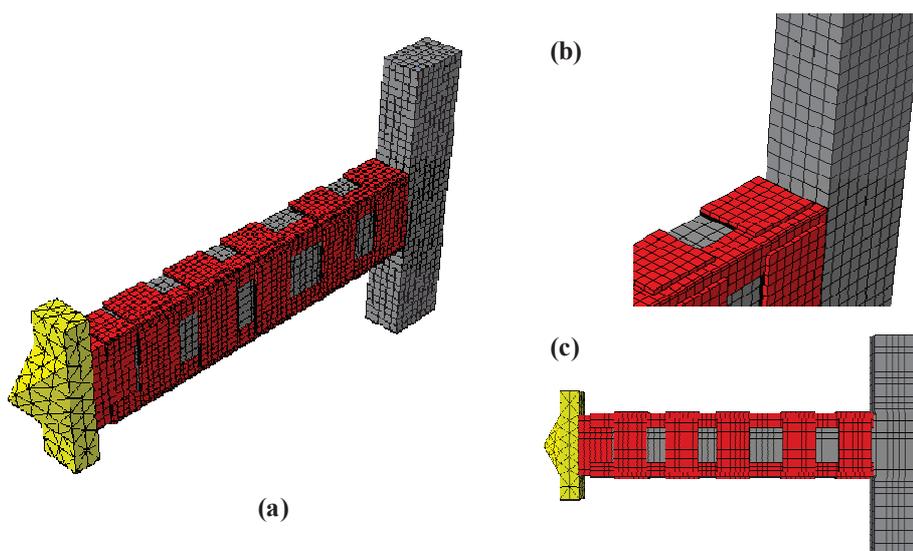


Fig. 4.14. Tipología de probeta MEF-S: (a) Vista general; (b) Detalle de la zona del capitel; (c) Vista lateral de la probeta.

4.4.1.3. MEF-C

Estas probetas se refuerzan de igual forma que las probetas MEF-S, y además, se disponen capiteles en los extremos del refuerzo, soldados a la última presilla y en contacto con el nudo viga-soporte. Estos capiteles están formados por perfiles angulares L70.7 con tres rigidizadores de 8 mm. La Fig. 4.15 muestra una representación gráfica del modelo correspondiente a estas probetas. Estas probetas numéricas son similares a las probetas experimentales tipo C.

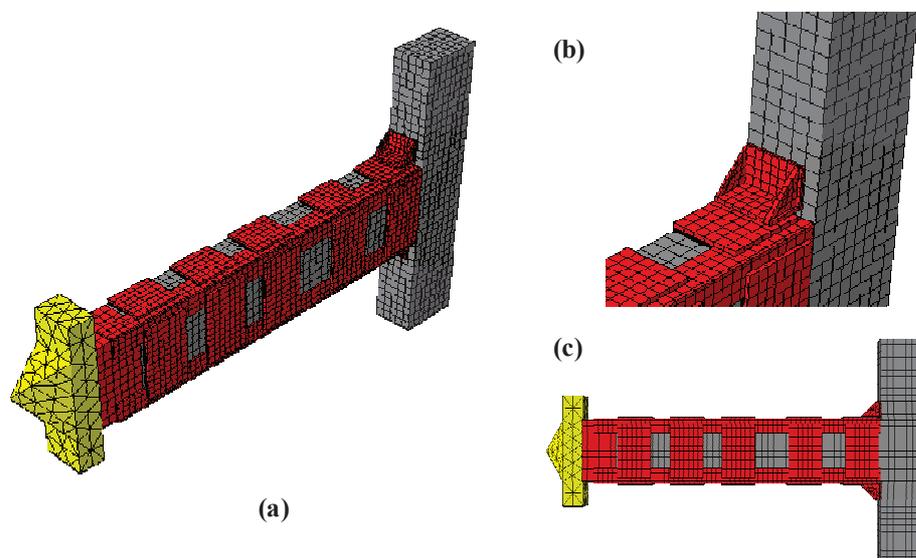


Fig. 4.15. Tipología de probeta MEF-C: (a) Vista general; (b) Detalle de la zona del capitel; (c) Vista lateral de la probeta.

4.4.1.4. MEF-A

Las probetas MEF-A son idénticas a las probetas MEF-C, diferenciándose únicamente en que el capitel situado en los extremos del refuerzo se une al hormigón del nudo mediante unos elementos cilíndricos que simulan un taco químico, tal y como puede apreciarse en la Fig. 4.16. Los tacos químicos quedan embebidos en el nudo 125 mm. Estas probetas numéricas son similares a las probetas experimentales tipo A.

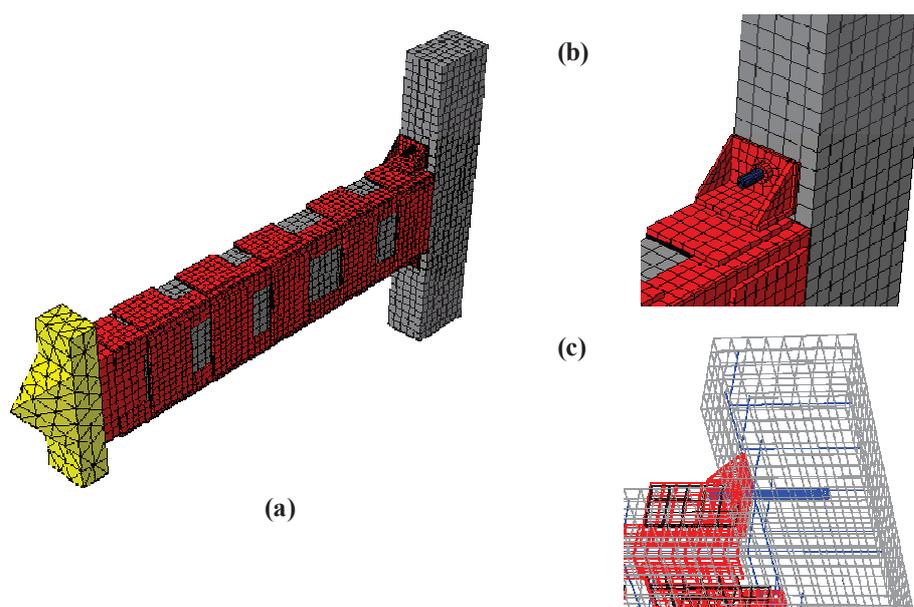


Fig. 4.16. Tipología de probeta MEF-A: (a) Vista general; (b) Detalle de la zona del capitel con el taco químico; (c) Detalle del taco químico en el interior del modelo de elementos finitos.

4.4.1.5. MEF-B

Estas probetas son idénticas a las probetas MEF-C, diferenciándose únicamente en que el capitel situado en los extremos del refuerzo lleva asociado una barra de acero de 16 mm de diámetro, pasante a través del nudo, y que uniría los capiteles situados a ambos lados del nudo. La Fig. 4.17 muestra una representación gráfica del modelo correspondiente a estas probetas. Estas probetas numéricas son similares a las probetas experimentales tipo B.

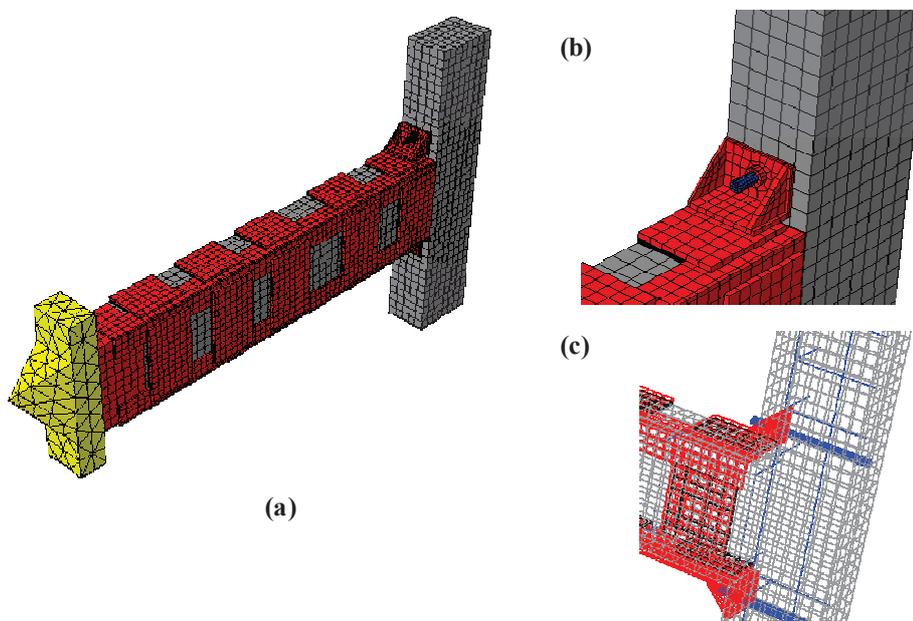


Fig. 4.17. Tipología de probeta MEF-B: (a) Vista general; (b) Detalle de la zona del capitel con la barra pasante; (c) Detalle de la barra pasante en el interior del modelo de elementos finitos.

4.4.2. Análisis de los diagramas N-M obtenidos

Como se desprende de la observación de los diagramas de la Fig. 4.18, el refuerzo mediante angulares y presillas metálicos incrementa la resistencia a flexocompresión del soporte de hormigón original. Este incremento es más significativo en el caso de disponer capiteles en los extremos del refuerzo. Asimismo, la colocación adicional de tacos químicos o barras pasantes supone un incremento mucho mayor, y mejora considerablemente el comportamiento resistente del soporte reforzado.

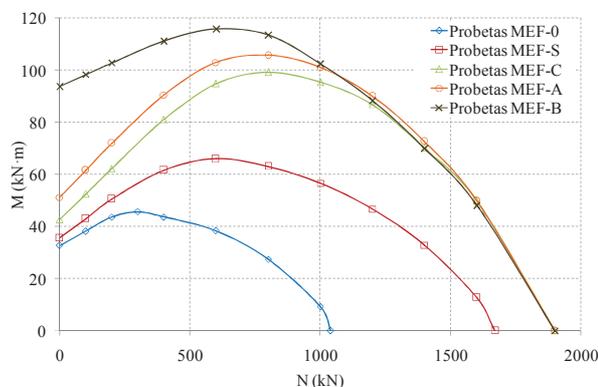


Fig. 4.18. Diagramas N-M para las tipologías MEF-0, MEF-S, MEF-C, MEF-A y MEF-B.

Un aspecto importante que cabe destacar es que la efectividad del refuerzo depende enormemente del valor concomitante de la carga axial que es aplicado sobre el soporte. En efecto, puede apreciarse claramente de forma cualitativa como, salvo en el caso de las probetas tipo B, para valores de axial bajos la mejora en la resistencia a flexocompresión es mucho menor que en el caso de que los axiles sean elevados.

Concretamente, para valores de axial inferiores a un 30% del axial máximo capaz de resistir el soporte sin reforzar (probetas MEF-0), la sola disposición del refuerzo de angulares y presillas (probetas MEF-S) no supone un incremento significativo del momento máximo resistido. Para mejorar el comportamiento en esta zona es necesario dotar al refuerzo de capiteles (probetas MEF-C). Si además se dota a dichos capiteles de tacos químicos (probetas MEF-A) o barras pasantes (probetas MEF-B), el valor del momento máximo aumenta. Este aumento es especialmente significativo en el caso de las probetas MEF-B, ya que se registra un incremento de la resistencia a la flexión respecto al soporte sin reforzar de más del 50%.

Para el caso de axiles más elevados, el refuerzo con angulares y presillas sin capitel (probetas MEF-S) sí supone una mejora significativa en el valor del momento máximo frente al soporte sin reforzar (probetas MEF-0). Si para estos niveles de carga axial, se disponen capiteles, se incrementa de forma considerable la capacidad resistente. La colocación adicional de tacos químicos (probetas MEF-A) incrementa un poco más la resistencia, aunque dicho incremento no es especialmente notable. Asimismo, la disposición de barras pasantes (probetas MEF-B) también supone un aumento significativo de la resistencia a flexocompresión del soporte.

Finalmente, para valores de axial muy altos, por encima de la máxima carga axial resistida por el soporte sin reforzar (algo más de 1000 kN), la posible mejora debida a emplear tacos químicos o barras pasantes es prácticamente nula. Esto es debido a que en este punto el esfuerzo de compresión es muy elevado, por lo que los esfuerzos de tracción consecuencia del momento flector serán reducidos. Este hecho hace que el posible despegue de los capiteles “traccionado” sea muy reducido o incluso nulo; como consecuencia de ello, se anula la utilidad que tienen los tacos químicos y barras pasantes. Por otro lado, para estos niveles de axial, se aprecia como la disposición de capiteles (probetas MEF-C) es muy favorable frente a no disponer ningún elemento (probetas MEF-S), ya que permite alcanzar un axial máximo de compresión mucho más elevado.

4.4.3. Comparación entre las diferentes tipologías de refuerzo para un axial dado

Con los diagramas N-M es posible conocer y comparar el comportamiento a flexión de los soportes reforzados de forma global. Sin embargo, también podemos comparar el comportamiento de las diferentes tipologías estudiadas para un nivel de axial dado. Puesto que, como se ha visto al analizar los diagramas N-M, el nivel de axial tiene una influencia importante en la efectividad del refuerzo, es necesario escoger puntos con un axial reducido, así como puntos con un axial elevado.

Para el estudio de la zona correspondiente a un axial reducido, se ha escogido un nivel de axial de 200 kN. Otro nivel de axial estudiado va a ser 1000 kN, nivel de axial intermedio respecto a los soportes reforzados, que se corresponde, de forma aproximada, con el axial máximo capaz de resistir el soporte sin reforzar. Finalmente, para estudiar el efecto de axiles elevados, se establece un nivel de axial de 1400 kN, valor muy superior al máximo capaz de resistir el soporte sin reforzar.

Las Figs. 4.19, 4.20 y 4.21 recogen las curvas carga vertical – desplazamiento, evolución de la deformación en tracción y compresión de los angulares en un punto cercano al nudo viga-soporte, y la

deformación plástica máxima en ejes principales en el hormigón, para los tres niveles de axil considerados.

4.4.3.1. Nivel axil 200 kN

Cuando la carga axil es reducida, el agotamiento del nudo viga-soporte en todas las probetas, salvo las probetas MEF-B, es debido fundamentalmente a la fisuración del hormigón que se encuentra en la zona traccionada (por debajo del eje del soporte); en el caso de las probetas MEF-B, el agotamiento se debe más bien a la elevada compresión del hormigón en la zona comprimida del nudo viga-soporte.

Las curvas carga vertical – desplazamiento muestran igualmente esta diferencia: aunque la carga vertical máxima aumenta, el comportamiento del soporte sin reforzar (MEF-0) y reforzado con angulares y presillas sin capiteles (MEF-S), con capiteles (MEF-C) o con capiteles y tacos químicos (MEF-A) es muy similar; sin embargo, cuando se disponen barras pasantes en los capiteles (MEF-B) sí se aprecia un comportamiento diferente, así como una mayor capacidad resistente del soporte reforzado.

El comportamiento anterior también queda reflejado en la evolución de la deformación en los angulares: los valores de deformación, tanto en el angular traccionado (valores positivos) como en el angular comprimido (valores negativos) son muy similares en el caso de las probetas MEF-0, MEF-S, MEF-C y MEF-A, pero difieren en las probetas MEF-B.

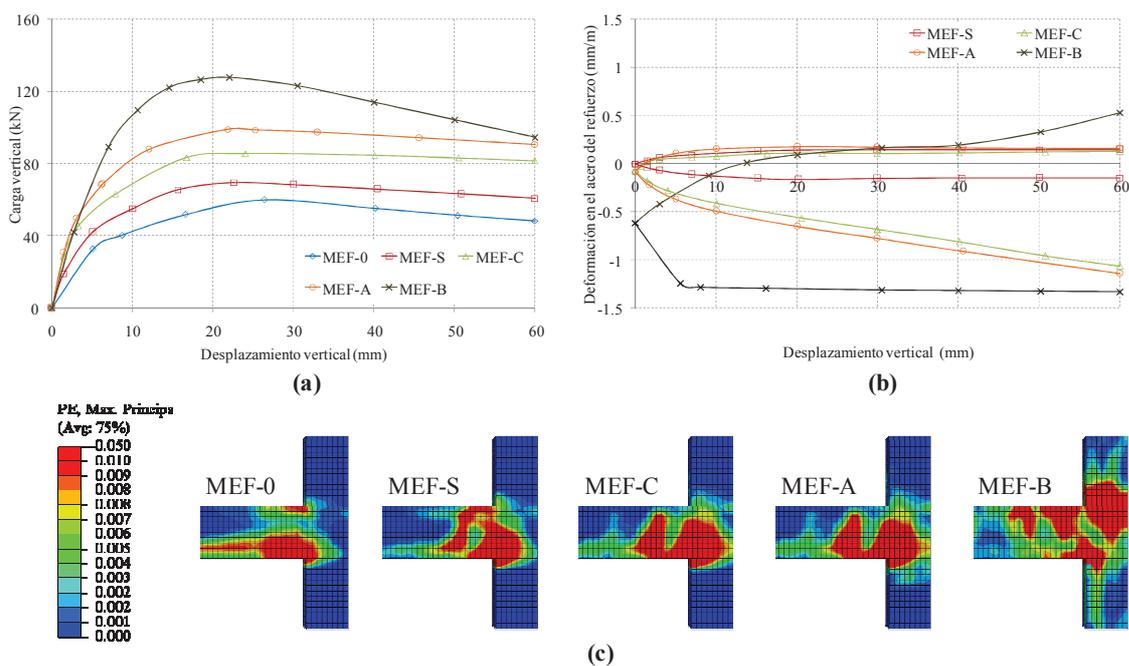


Fig. 4.19. Comparación entre las diversas tipologías de refuerzo estudiadas para un axil de compresión de 200 kN: (a) Curva carga vertical – desplazamiento; (b) Evolución de la deformación en los angulares en tracción y compresión, medida en un punto cercano al nudo viga-soporte; (c) Deformación plástica principal máxima en el instante en que la carga vertical es máxima, en cada tipología de probeta.

4.4.3.2. Nivel axil 1000 kN

Para un axil de 1000 kN se observa que el soporte sin reforzar (MEF-0) alcanza una reducida carga vertical antes de que se produzca su agotamiento. La Fig. 4.20c muestra que, para esta situación, la casi totalidad del hormigón que forma el soporte está fisurado, consecuencia de un nivel de

compresión muy elevado, que hace que aparezcan fisuras en la dirección perpendicular a la del esfuerzo aplicado.

Cuando el soporte es reforzado (MEF-S) el agotamiento se traslada hacia el nudo viga-soporte. Si además se disponen capiteles (MEF-C, MEF-A y MEF-B), la rotura del soporte se produce en el nudo y es debida al agotamiento del hormigón a compresión en la zona situada junto a los capiteles, situados en la zona comprimida de la probeta (por encima del eje del soporte).

Las curvas carga vertical – desplazamiento muestran una diferencia significativa, tanto en la forma de la curva como en la carga vertical máxima, entre colocar o no capiteles al refuerzo (MEF-S frente MEF-C, MEF-A y MEF-B). El comportamiento es mucho mejor si estos elementos son dispuestos, obteniéndose un incremento de aproximadamente el 50% respecto a las probetas sin capiteles.

Por otro lado, la diferencia entre las probetas con sólo capitel (MEF-C) y las probetas con capitel y tacos químicos (MEF-A) o barra pasante (MEF-B) es muy reducida, presentando un comportamiento muy similar.

Los aspectos comentados también pueden apreciarse en las curvas que recogen la evolución de la deformación en los angulares. En estas curvas se observa claramente como para el caso de las probetas sin capitel, el refuerzo no alcanza la plastificación en ningún caso, cosa que no ocurre en las otras tipologías de probetas reforzadas.

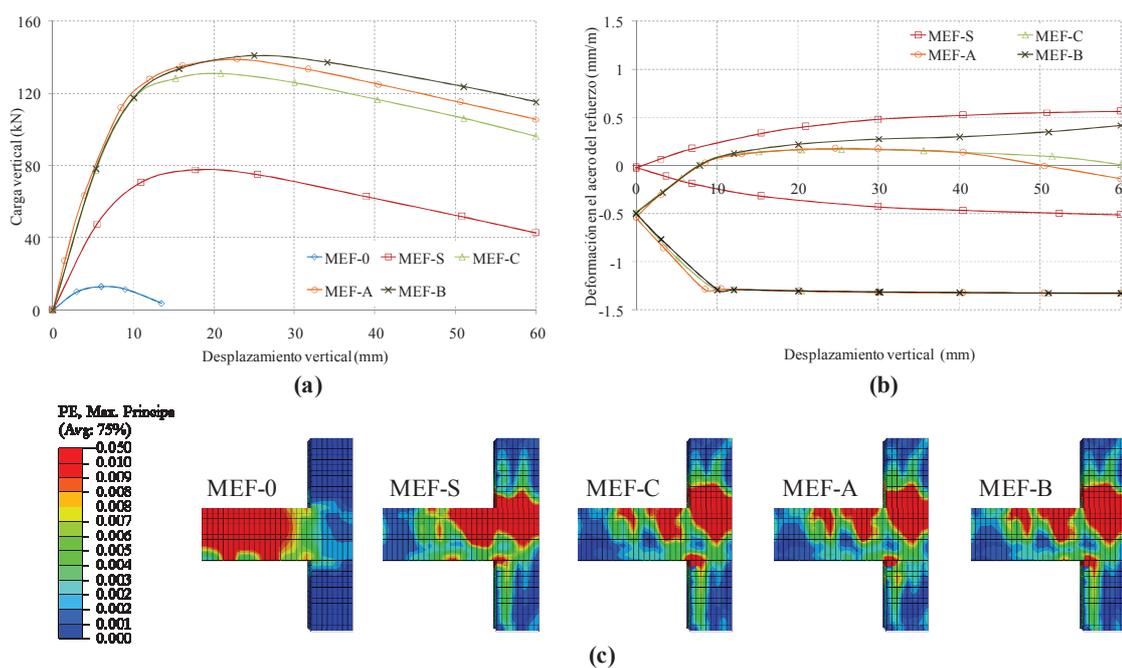


Fig. 4.20. Comparación entre las diversas tipologías de refuerzo estudiadas para un axil de compresión de 1000 kN: (a) Curva carga vertical – desplazamiento; (b) Evolución de la deformación en los angulares en tracción y compresión, medida en un punto cercano al nudo viga-soporte; (c) Deformación plástica principal máxima en el instante en que la carga vertical es máxima, en cada tipología de probeta.

4.4.3.3. Nivel axil 1400 kN

Cuando el axil es muy elevado, por encima del máximo capaz de resistir el soporte sin reforzar, el agotamiento se debe a la compresión excesiva del hormigón situado en la zona comprimida del soporte (zona por encima del eje).

Mientras que en las probetas reforzada sin capitel (MEF-S), el agotamiento tiene lugar a lo largo de la zona final del soporte, continuando en el nudo viga-soporte, en el caso de las probetas con capitel (MEF-C, MEF-A y MEF-B), el agotamiento se centra mucho más en el propio nudo, especialmente en una zona comprendida entre el eje del soporte y la zona en la que se sitúan los capiteles comprimidos.

Del estudio de las curvas carga vertical – desplazamiento se desprende que aunque el comportamiento es similar, existe una diferencia significativa en el valor de la carga vertical máxima entre las probetas sin capiteles y con capiteles. Cabe destacar que en esta situación la diferencia entre disponer los capiteles de forma aislada (MEF-C) y disponer además tacos químicos o barras pasantes (MEF-A y MEF-B) es prácticamente inexistente.

Para este nivel de carga axial, la evolución de la deformación en los angulares muestra un comportamiento muy similar al observado para el caso de un nivel de axil de 1000 kN, no alcanzándose la plastificación de los angulares en el caso de las probetas sin capitel, y plastificando el angular comprimido en las otras tipologías de probetas reforzadas.

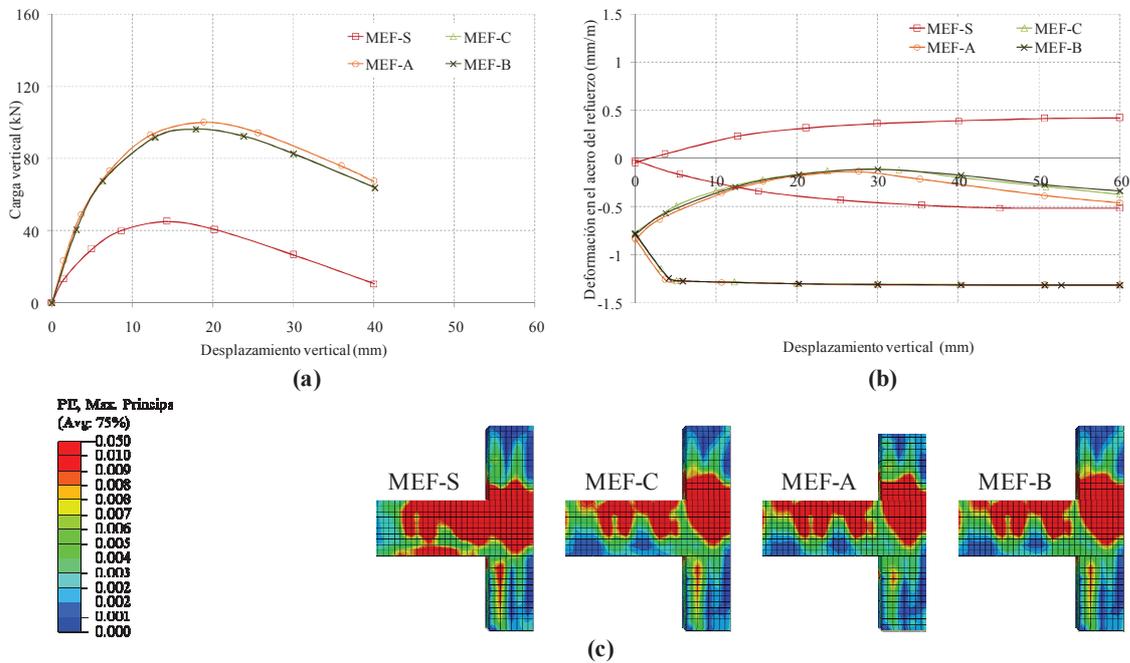


Fig. 4.21. Comparación entre las diversas tipologías de refuerzo estudiadas para un axil de compresión de 1400 kN: (a) Curva carga vertical – desplazamiento; (b) Evolución de la deformación en los angulares en tracción y compresión, medida en un punto cercano al nudo viga-soporte; (c) Deformación plástica principal máxima en el instante en que la carga vertical es máxima, en cada tipología de probeta.

4.4.4. Aprovechamiento del refuerzo

Con las curvas 4.19b, 4.20b y 4.21b, relativas a la evolución de la deformación en los angulares para los tres niveles de carga axial analizados en el apartado anterior (200 kN, 1000 kN y 1400 kN), es posible estudiar el aprovechamiento que se realiza del refuerzo en las diferentes tipologías de refuerzo estudiadas (MEF-S, MEF-C, MEF-A y MEF-B). Está claro que el aprovechamiento del refuerzo será mayor cuanto mayor sea la carga que este elemento recibe. Asimismo, cuanto mayor sea la carga recibida, mayor será su nivel tensional y su deformación.

En los tres niveles de axil estudiados, se observa que los angulares reciben mayor carga cuando el refuerzo metálico lleva incorporados capiteles, bien de forma aislada (MEF-C), bien unidos al nudo

mediante tacos químicos (MEF-A) o barras pasantes (MEF-B). Por ello se pueden analizar dos casos: aprovechamiento de los angulares cuando el refuerzo se realiza sin capiteles; y aprovechamiento de los angulares cuando el refuerzo cuenta con capiteles

4.4.4.1. Refuerzo sin capiteles

Para un refuerzo sin capiteles (MEF-S), cuando el axil es bajo (200 kN), la deformación en los angulares es muy reducida tanto en compresión como en tracción (alrededor del 0.15‰, lo que supone una tensión de aproximadamente 30 MPa). Para carga axiles mayores (1000 kN y 1400 kN), el aprovechamiento de los angulares metálicos tampoco es elevado, no superándose una deformación del 0.5‰ tanto en tracción como en compresión; este valor de deformación se corresponde con una tensión de aproximadamente 100 MPa, muy alejada del límite elástico del acero empleado (275 MPa).

4.4.4.2. Refuerzo con capiteles

Con la disposición de un capitel al final del refuerzo (MEF-C) se aprecia que, para niveles de axil bajos (200 kN), la presencia del refuerzo aumenta el máximo momento flector, no en gran cuantía, pero sí en un valor superior al que se tiene si no disponen capiteles (MEF-S). Ya para estos niveles de carga, el aprovechamiento del refuerzo es mayor, llegando en el momento de alcanzar la carga máxima a una deformación del 0.6‰ (125 MPa) en compresión. No obstante, sí que hay que señalar que los angulares dispuestos en la zona traccionada siguen trabajando muy por debajo de su límite elástico, con una deformación de en torno al 0.15‰ (30 MPa) como máximo.

Cuando el nivel axil aumenta (1000 kN y 1400 kN), se observa que los angulares comprimidos plastifican completamente. También se aprecia que para estos casos la sola aplicación del esfuerzo axil ya hace que los angulares reciban una parte de la carga.

La adición al capitel de tacos químicos (MEF-A) no supone una variación notable en el aprovechamiento del refuerzo metálico respecto a las probetas con sólo capitel (MEF-C).

Asimismo, la variación también es mínima en el caso de disponer barras pasantes (MEF-B), salvo para el caso de niveles de axil bajos (200 kN), donde la instalación de las barras pasantes sí lleva asociado un incremento considerable en el aprovechamiento del refuerzo metálico, sobre todo en los angulares comprimidos.

4.5. Estudio paramétrico

Tal y como se ha visto, la metodología seguida en la modelización numérica permite simular el comportamiento de un SHARAPM sometido a flexocompresión. Llevando a cabo un estudio paramétrico, será posible conocer la influencia que tienen diversos factores sobre el comportamiento del soporte reforzado.

Los factores que se estudiarán en este apartado abarcan tanto a aquellos que afectan al refuerzo metálico, como a aquellos que están relacionados con el soporte que va a ser reforzado. Entre los primeros se encuentra el calibre del angular metálico de refuerzo, el límite elástico del acero del refuerzo, el número de presillas a disponer y la dimensión del capitel empleado como elemento de conexión del refuerzo con el nudo viga-soporte. Respecto a los factores relativos al propio soporte de HA a reforzar, se estudiará la influencia de la resistencia característica del hormigón que forma el soporte y de la cuantía de armadura dispuesta.

4.5.1. Parámetros estudiados

Para cada parámetro se ha llevado a cabo una nueva modelización numérica por elementos finitos. Las nuevas probetas modelizadas tan sólo difieren de las probetas de referencia en el valor adoptado para el parámetro estudiado. Como probetas de referencia se han tomado las probetas modelizadas anteriormente en el apartado 4.4.

La Tabla 4.2 resume las diferentes probetas analizadas en este estudio, indicando asimismo el valor que toman los diferentes parámetros estudiados. Por cada probeta se han ejecutado alrededor de 12 modelos de elementos finitos, cada uno para un nivel de axil diferente, obteniendo así una serie de parejas de valores axil-momento representadas posteriormente en forma de diagramas N-M. En total, el número de simulaciones numéricas realizadas en el estudio paramétrico ha sido de más 660.

La nomenclatura S, C, A y B indica la forma de conexión con el nudo viga-soporte, de la misma forma que se viene indicando en esta Tesis Doctoral: S, refuerzo sin capiteles; C, refuerzo con capiteles; A, refuerzo con capiteles y tacos químicos; y B, refuerzo con capiteles y barras pasantes.

Se indican a continuación las particularidades de cada grupo de probetas estudiadas.

4.5.1.1. Probetas de referencia

Estas probetas se corresponden con las estudiadas anteriormente en este mismo *Capítulo* y sirven de referencia para poder comparar la influencia de la variación de los distintos parámetros analizados. Únicamente se les ha cambiado el nombre a S-Ref, C-Ref, A-Ref y B-Ref con el fin de facilitar la comprensión al realizar las diferentes comparaciones.

4.5.1.2. Dimensión del angular metálico

La influencia de la dimensión del angular metálico se estudia mediante las probetas x-L40, x-L50, x-L70 y x-L80, donde x es el tipo de probeta S, C, A o B. La diferencia de estas probetas con las probetas de referencia es la dimensión de los angulares empleados en el refuerzo metálico: L40.4, L50.5, L70.7 y L80.8 respectivamente. Esto permite estudiar la influencia que el tamaño del angular tiene en el comportamiento del soporte reforzado.

4.5.1.3. Límite elástico del acero del refuerzo

Para estudiar la influencia del límite elástico del acero del refuerzo (angulares, presillas y capiteles) se tiene el grupo de probetas x-fyL355, donde x es el tipo de probeta S, C, A o B. La única diferencia de estas probetas con las probetas de referencia es el límite elástico del acero, que en estas nuevas probetas es 355 MPa.

4.5.1.4. Número de presillas

La geometría del refuerzo empleada en las probetas de referencia contiene un total de 5 presillas. Parece interesante estudiar si al eliminar algunas de ellas, el comportamiento del soporte reforzado cambia o es independiente de este hecho. Por ello, se tiene el grupo de probetas x-strips, donde x es el tipo de probeta S, C, A o B. La diferencia de estas probetas con las probetas de referencia es la cantidad de presillas, que baja de 5 (probetas de referencia) a 3, tal y como aparece en la Fig. 2.22 (por brevedad, sólo se muestra la tipología S).

Tabla 4.2
 Probetas analizadas en el estudio paramétrico.

Probeta	Refuerzo			Tipo de conexión nudo viga-soporte ¹	Materiales		Armadura longitudinal soporte
	Dimensión capitel	Dimensión angular	Nº presillas		f_c (MPa)	f_{yL} (MPa)	
Ref-S	-	L60.6	5	-	12	275	4φ12
Ref-C	L70.7	L60.6	5	C	12	275	4φ12
Ref-A	L70.7	L60.6	5	C+A	12	275	4φ12
Ref-B	L70.7	L60.6	5	C+B	12	275	4φ12
S-L40	-	L40.4	5	-	12	275	4φ12
C-L40	L70.7	L40.4	5	C	12	275	4φ12
A-L40	L70.7	L40.4	5	C+A	12	275	4φ12
B-L40	L70.7	L40.4	5	C+B	12	275	4φ12
S-L50	-	L50.5	5	-	12	275	4φ12
C-L50	L70.7	L50.5	5	C	12	275	4φ12
A-L50	L70.7	L50.5	5	C+A	12	275	4φ12
B-L50	L70.7	L50.5	5	C+B	12	275	4φ12
S-L70	-	L70.7	5	-	12	275	4φ12
C-L70	L70.7	L70.7	5	C	12	275	4φ12
A-L70	L70.7	L70.7	5	C+A	12	275	4φ12
B-L70	L70.7	L70.7	5	C+B	12	275	4φ12
S-L80	-	L80.8	5	-	12	275	4φ12
C-L80	L70.7	L80.8	5	C	12	275	4φ12
A-L80	L70.7	L80.8	5	C+A	12	275	4φ12
B-L80	L70.7	L80.8	5	C+B	12	275	4φ12
S-3strips	-	L60.6	3	-	12	275	4φ12
C-3strips	L70.7	L60.6	3	C	12	275	4φ12
A-3strips	L70.7	L60.6	3	C+A	12	275	4φ12
B-3strips	L70.7	L60.6	3	C+B	12	275	4φ12
S-fyL355	-	L60.6	5	-	12	355	4φ12
C-fyL355	L70.7	L60.6	5	C	12	355	4φ12
A-fyL355	L70.7	L60.6	5	C+A	12	355	4φ12
B-fyL355	L70.7	L60.6	5	C+B	12	355	4φ12
C-C50	L50.5	L60.6	5	C	12	275	4φ12
A-C50	L50.5	L60.6	5	C+A	12	275	4φ12
B-C50	L50.5	L60.6	5	C+B	12	275	4φ12
C-C90	L90.9	L60.6	5	C	12	275	4φ12
A-C90	L90.9	L60.6	5	C+A	12	275	4φ12
B-C90	L90.9	L60.6	5	C+B	12	275	4φ12
S-fc20	-	L60.6	5	-	20	275	4φ12
C-fc20	L70.7	L60.6	5	C	20	275	4φ12
A-fc20	L70.7	L60.6	5	C+A	20	275	4φ12
B-fc20	L70.7	L60.6	5	C+B	20	275	4φ12
S-fc30	-	L60.6	5	-	30	275	4φ12
C-fc30	L70.7	L60.6	5	C	30	275	4φ12
A-fc30	L70.7	L60.6	5	C+A	30	275	4φ12
B-fc30	L70.7	L60.6	5	C+B	30	275	4φ12
S-As10	-	L60.6	5	-	12	275	4φ10
C-As10	L70.7	L60.6	5	C	12	275	4φ10
A-As10	L70.7	L60.6	5	C+A	12	275	4φ10
B-As10	L70.7	L60.6	5	C+B	12	275	4φ10
S-As16	-	L60.6	5	-	12	275	4φ16
C-As16	L70.7	L60.6	5	C	12	275	4φ16
A-As16	L70.7	L60.6	5	C+A	12	275	4φ16
B-As16	L70.7	L60.6	5	C+B	12	275	4φ16
S-As20	-	L60.6	5	-	12	275	4φ20
C-As20	L70.7	L60.6	5	C	12	275	4φ20
A-As20	L70.7	L60.6	5	C+A	12	275	4φ20
B-As20	L70.7	L60.6	5	C+B	12	275	4φ20

¹ C: Capitel; A: Taco químico; B: Barra pasante

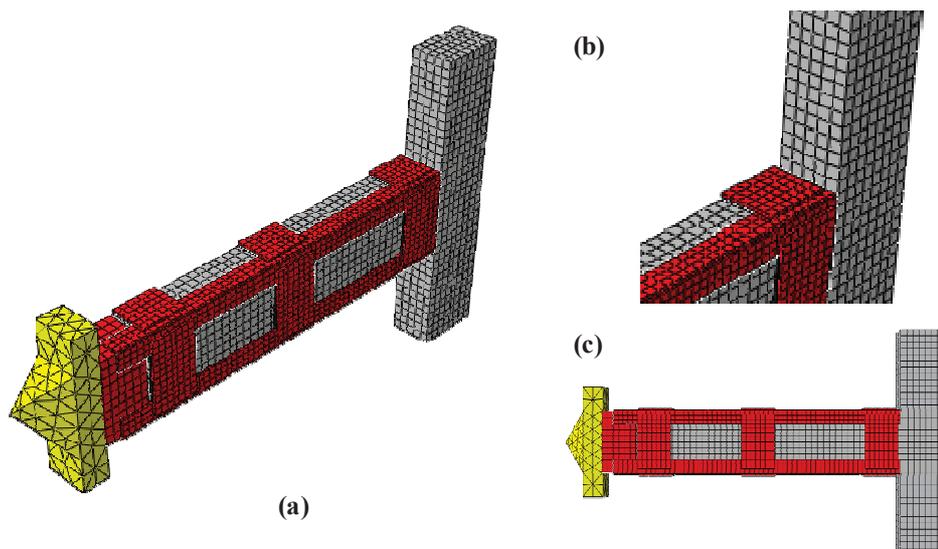


Fig. 4.22. Probeta S-3strips: (a) Vista general; (b) Detalle de la zona del capitel; (c) Vista lateral de la probeta.

4.5.1.5. Dimensión del capitel

El grupo de probetas x-C50 y x-C90 (donde x es el tipo de probeta C, A o B) se diferencia de las probetas C-Ref, A-Ref y B-Ref en la dimensión del capitel. En estas nuevas probetas el capitel está formado mediante un angular L50.5 y L90.9 respectivamente, con tres rigidizadores de 8 mm en ambos casos. En el caso de las probetas con taco químico o barra pasante, estos elementos se han dispuesto en una situación proporcional respecto al calibre del capitel de referencia. Con este grupo de probetas podemos conocer la influencia que puede tener capiteles de distintos tamaños en el comportamiento del soporte reforzado.

4.5.1.6. Resistencia a compresión simple del hormigón del soporte original

La influencia de la resistencia a compresión simple del hormigón que forma el soporte original a reforzar se estudia con el grupo de probetas x-fc20 y x-fc30, donde x es el tipo de probeta S, C, A o B. La única diferencia de estas probetas con las probetas de referencia es la resistencia a compresión del hormigón que pasa de 12 MPa a 20 MPa y 30 MPa respectivamente.

4.5.1.7. Cuantía de armadura del soporte original

Puesto que los soportes están sometidos a flexocompresión, la cuantía de armadura en tracción puede jugar un papel fundamental en el momento máximo resistido así como en el comportamiento global de un SHARAPM. Para estudiar esto, se define el grupo de probetas x-As10, x-As16 y x-As20, donde x es el tipo de probeta S, C, A o B. La diferencia de estas probetas con las probetas de referencia es la cuantía de armadura. En todos los casos, el modelo numérico simula un soporte con 4 armaduras longitudinales iguales.

4.5.2. Resultados obtenidos

A continuación se muestran los diagramas N-M obtenidos, y se analiza la influencia de los diferentes parámetros estudiados.

4.5.2.1. Dimensión del angular metálico

Es de esperar que cuanto mayor sea la dimensión del angular metálico, mayor será la capacidad resistente del soporte reforzado: un angular de mayor tamaño tendrá mayor rigidez, con lo que recibirá mayor proporción de carga, con lo que la carga soportada por el nudo viga-soporte será menor.

Sin embargo, al observar los diagramas de la Fig. 4.23 se observa que cuando el nivel de axil es reducido, en torno al 30% del máximo resistido por el soporte sin reforzar, aumentar el área del angular no implica un incremento significativo en el momento flector resistido. Este comportamiento ocurre para el caso de las probetas con y sin capiteles.

Para niveles de axil superiores, sí se aprecia que aumentar la dimensión del angular lleva a un incremento en el momento flector resistido. Es importante destacar que este efecto es mucho más importante en el caso de las probetas con capiteles (probetas C, A y B). En el caso de las probetas sin capiteles (probetas S), el efecto del aumento del calibre del angular es menos significativo debido a que en esta tipología de refuerzo los angulares apenas reciben carga (tal y como se mostró en el apartado 4.4.4. *Aprovechamiento del refuerzo*) y por tanto, aumentar el área de acero no implicará aumentar la resistencia a flexocompresión en la misma proporción.

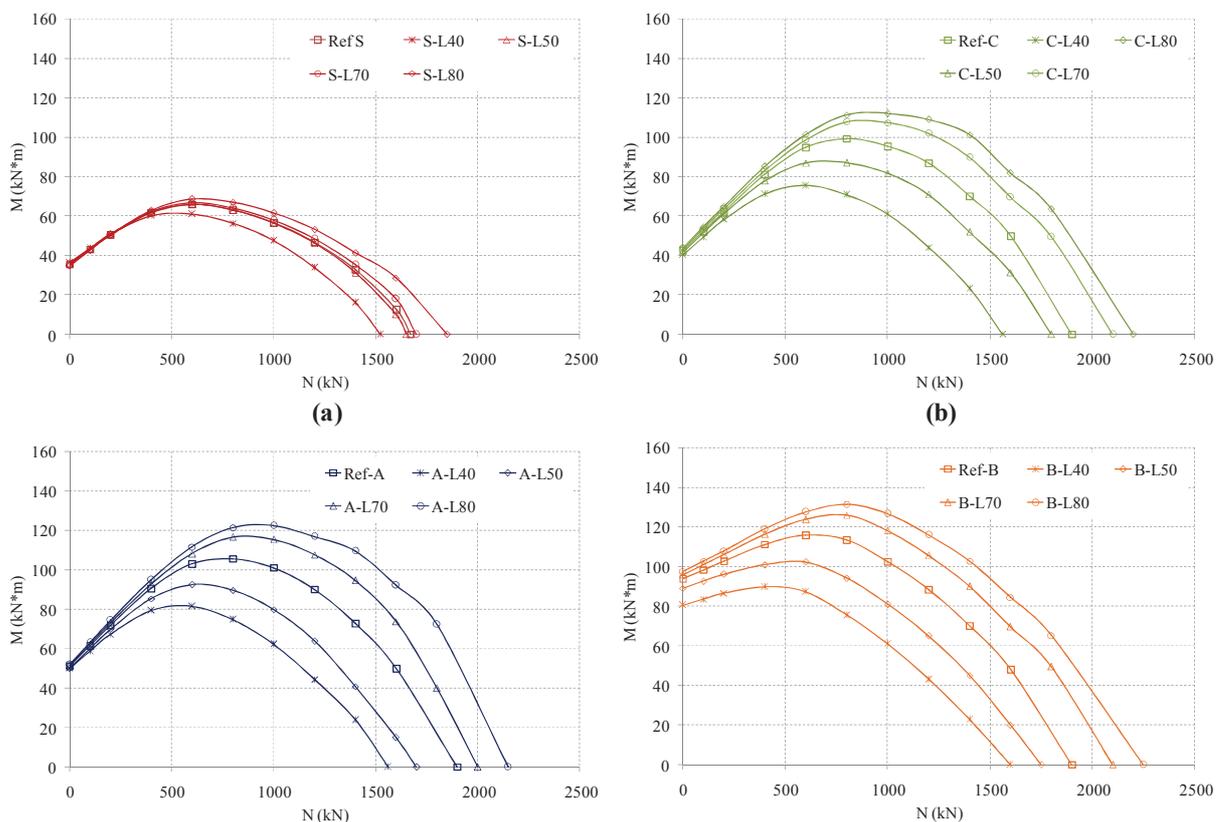


Fig. 4.23. Estudio paramétrico. Influencia de la dimensión del angular metálico: (a) Probetas tipo S; (b) Probetas tipo C; (c) Probetas tipo A; (d) Probetas tipo B.

4.5.2.2. Límite elástico del acero del refuerzo

Tal y como se desprende de la Fig. 4.24, al aumentar el límite elástico del acero del refuerzo se producen dos situaciones, según el refuerzo disponga o no de capiteles.

En el caso de las probetas sin capiteles (probetas S) la diferencia entre usar acero de 275 MPa o acero de 355 MPa de límite elástico es inapreciable. La razón es debida al bajo aprovechamiento del refuerzo metálico: como ya se vio anteriormente (ver apartado 4.4.4) en estas probetas los angulares del refuerzo no llegan a la plastificación ni en tracción ni en compresión. Por tanto aumentar el límite elástico del acero no tiene efecto alguno.

En el caso de las probetas con capiteles (probetas C, A y B) un mayor límite elástico supone incrementar la resistencia a flexocompresión del soporte reforzado. En concreto, si sólo se disponen capiteles (probetas C) o capiteles con taco químico (probetas A), se observa que, hasta un nivel de axil de aproximadamente el 30% del máximo axil resistido por el soporte sin reforzar, la influencia del tipo de acero es muy reducida. No obstante, para niveles de axil mayores, sí se aprecia un incremento en la resistencia a flexocompresión del soporte, aunque dicho incremento no es muy elevado.

En el caso de las probetas con capiteles con barras pasantes (probetas B), el incremento de resistencia es aproximadamente constante para cualquiera que sea el nivel de axil.

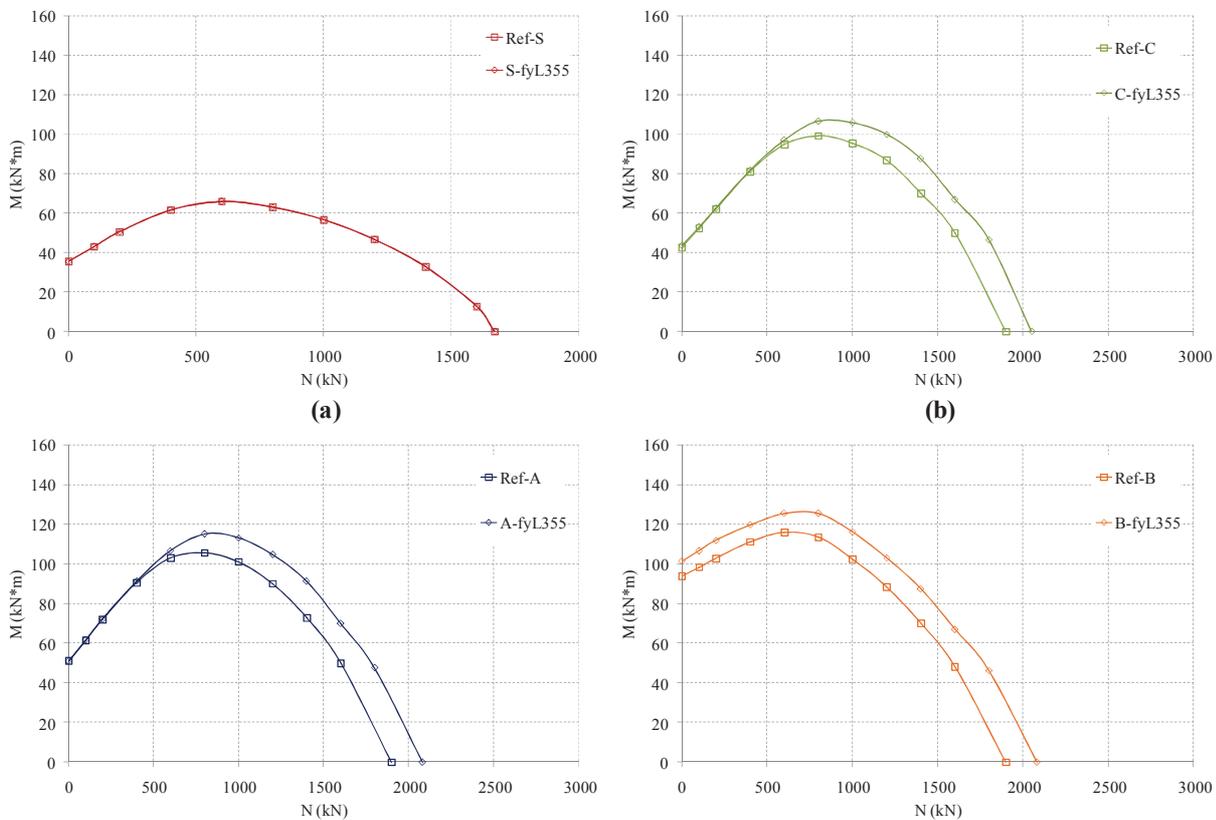


Fig. 4.24. Estudio paramétrico. Influencia del límite elástico del acero del refuerzo: (a) Probetas tipo S; (b) Probetas tipo C; (c) Probetas tipo A; (d) Probetas tipo B.

4.5.2.3. Número de presillas

Como se observa en la Fig. 4.25, cuando se disminuye el número de presillas se experimenta un descenso en la resistencia a flexocompresión del soporte reforzado. Cabe señalar que esta reducción es casi inexistente o pequeña para valores de axil bajos.

En el caso de no disponer capiteles (probetas S), el descenso en la resistencia a flexocompresión es consecuencia de la reducción en el efecto de confinamiento que el refuerzo metálico provoca sobre el

hormigón del soporte. Al reducir el número de presillas, el confinamiento disminuye, por lo que la resistencia a compresión del hormigón es menor y, por tanto, la capacidad resistente también baja. Esto puede apreciarse en la Fig. 4.26, que muestra las tensiones de compresión en el hormigón en el momento de alcanzar la máxima carga vertical (perpendicular al eje del soporte) para las probetas S-Ref (con 5 presillas) y S-3strips (con 3 presillas). El valor máximo de la compresión en el caso de contar con 3 presillas está en torno a los 18 MPa. Sin embargo, si se disponen 5 presillas, lo que supone un mayor confinamiento, el valor de la tensión máxima en compresión es mayor, aproximadamente de unos 25 MPa.

Para el caso de las probetas con capiteles (probetas C, A y B), la disminución de la resistencia a flexocompresión es debido fundamentalmente al agotamiento y pandeo que sufren los angulares metálicos en compresión, consecuencia de existir una gran distancia entre presillas. En efecto, la colocación de presillas reduce la “luz libre” del angular, y por lo tanto su posibilidad de pandeo. Cuando se produce este fenómeno, la rotura no ocurre en el nudo. En su lugar, el fallo de los angulares supone un “fusible” en el comportamiento del soporte reforzado, y como consecuencia de ello, no se llega a movilizar totalmente la resistencia del nudo viga-soporte. Este fenómeno puede apreciarse en la Fig. 4.27, y ocurre en las tres tipologías de probetas con capitel cuando el número de presillas se reduce a 3.

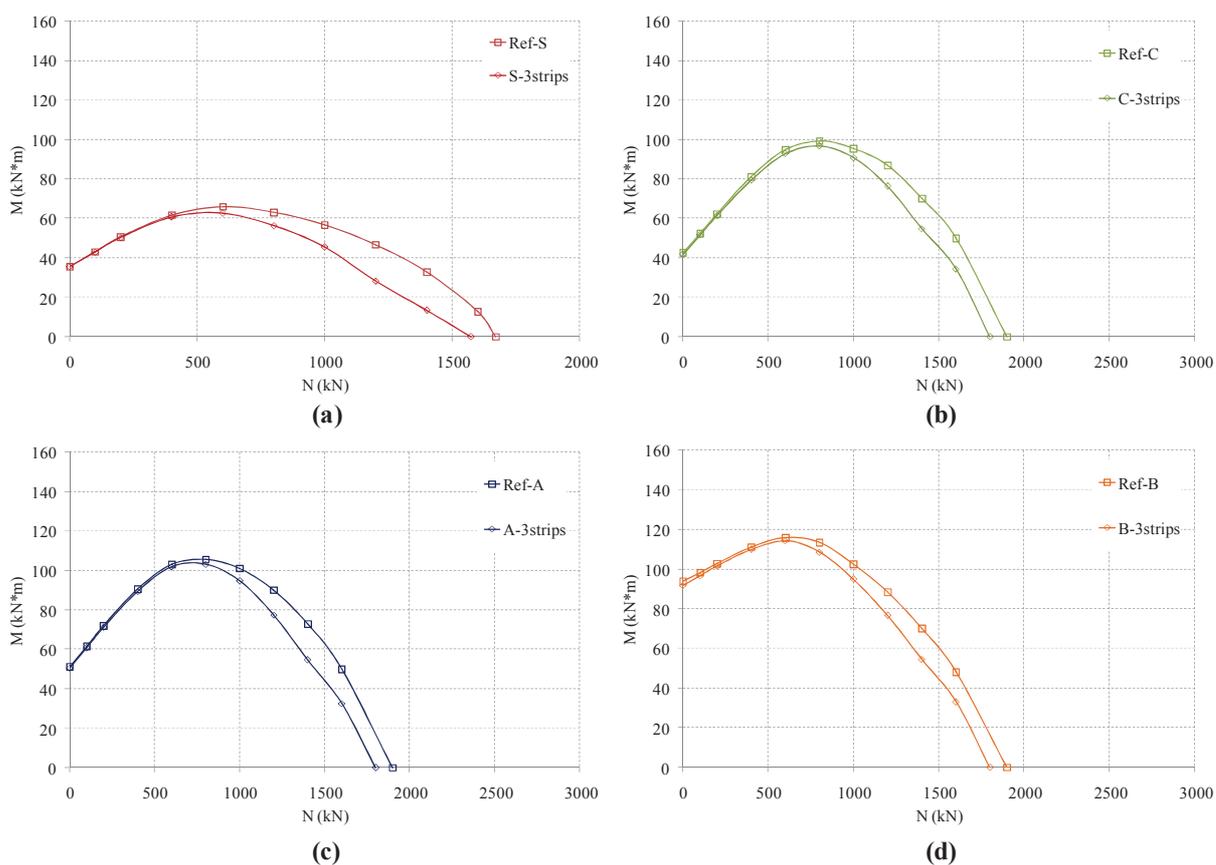


Fig. 4.25. Estudio paramétrico. Influencia del número de presillas dispuestas en el refuerzo metálico: (a) Probetas tipo S; (b) Probetas tipo C; (c) Probetas tipo A; (d) Probetas tipo B.

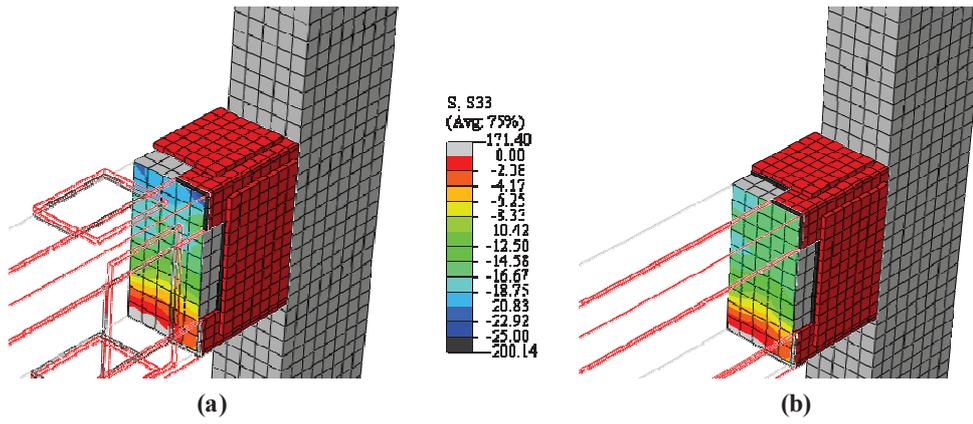


Fig. 4.26. Estudio paramétrico. Nivel tensional máximo en el hormigón del soporte reforzado en la zona cercana al nudo viga-soporte, para las probetas sin capitel (tipo S): (a) Probeta con 5 presillas (S-Ref); (b) Probeta con 3 presillas (S-3strips).

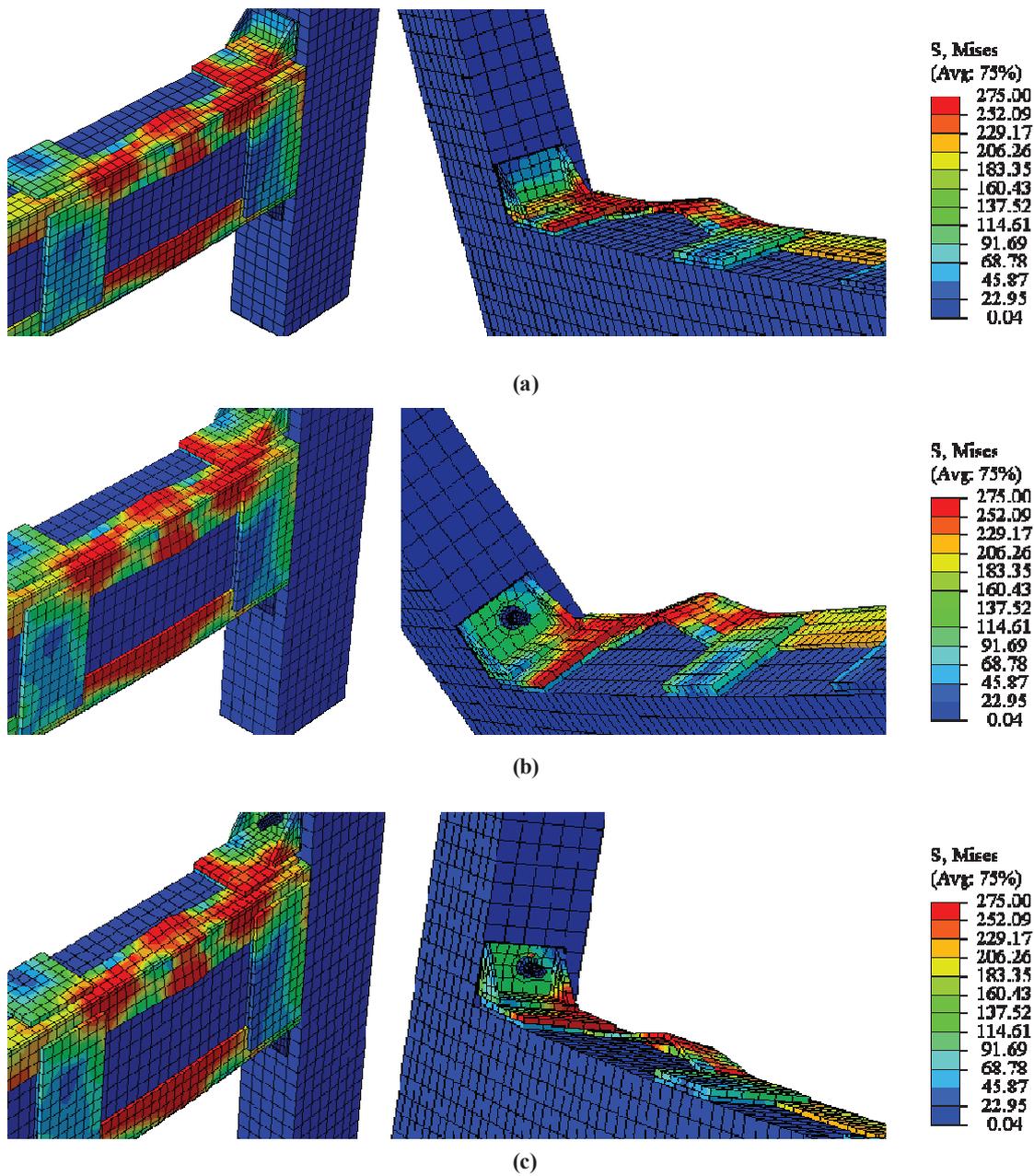


Fig. 4.27. Estudio paramétrico. Inestabilidad de los angulares metálicos en las probetas con capiteles y 3 presillas: (a) Probeta tipo C (C-3strips); (b) Probeta con tipo A (A-3strips); (c) Probeta con tipo B (A-3strips).

4.5.2.4. Dimensión del capitel

La Fig. 4.28 muestra que al variar la dimensión del capitel no se produce una variación considerable en la resistencia a flexocompresión del SHARAPM. Así, por ejemplo, el aumento en la resistencia que se produce en una probeta tipo C entre la disposición de un perfil L50.5 (probeta C-C50) como capitel y un perfil L70.7 (probeta C-Ref) es de aproximadamente el 3%. El mismo porcentaje de incremento es el que se consigue al pasar de un perfil L70.7 (probeta C-Ref) a un perfil L90.9 (probeta C-C90).

No obstante, sí se observa que para el caso de las probetas con barras pasantes (probetas B) y para valores bajos de axil, la dimensión del capitel tiene un efecto mayor. Por ejemplo, para un axil de 400 kN, la diferencia entre emplear como capitel un angular L50.5 o un L70.7 es del 10%; la diferencia entre un capitel L70.7 y un L90.9 es del 8%. Este fenómeno puede deberse a que en estas probetas la transmisión de esfuerzos de tracción a través del nudo está asegurada por la existencia de las barras de acero pasantes. Por tanto, el valor del esfuerzo de tracción será similar en los tres casos estudiados (B-Ref, B-C50, B-C90). Fijado el valor de la tracción, cuanto mayor sea el brazo mecánico, mayor momento flector será capaz de resistir la probeta. Precisamente, cuanto mayor es el tamaño del capitel, mayor es el área de reparto en la zona comprimida, lo que implica mayor brazo mecánico, y por tanto, un mayor momento flector resistido.

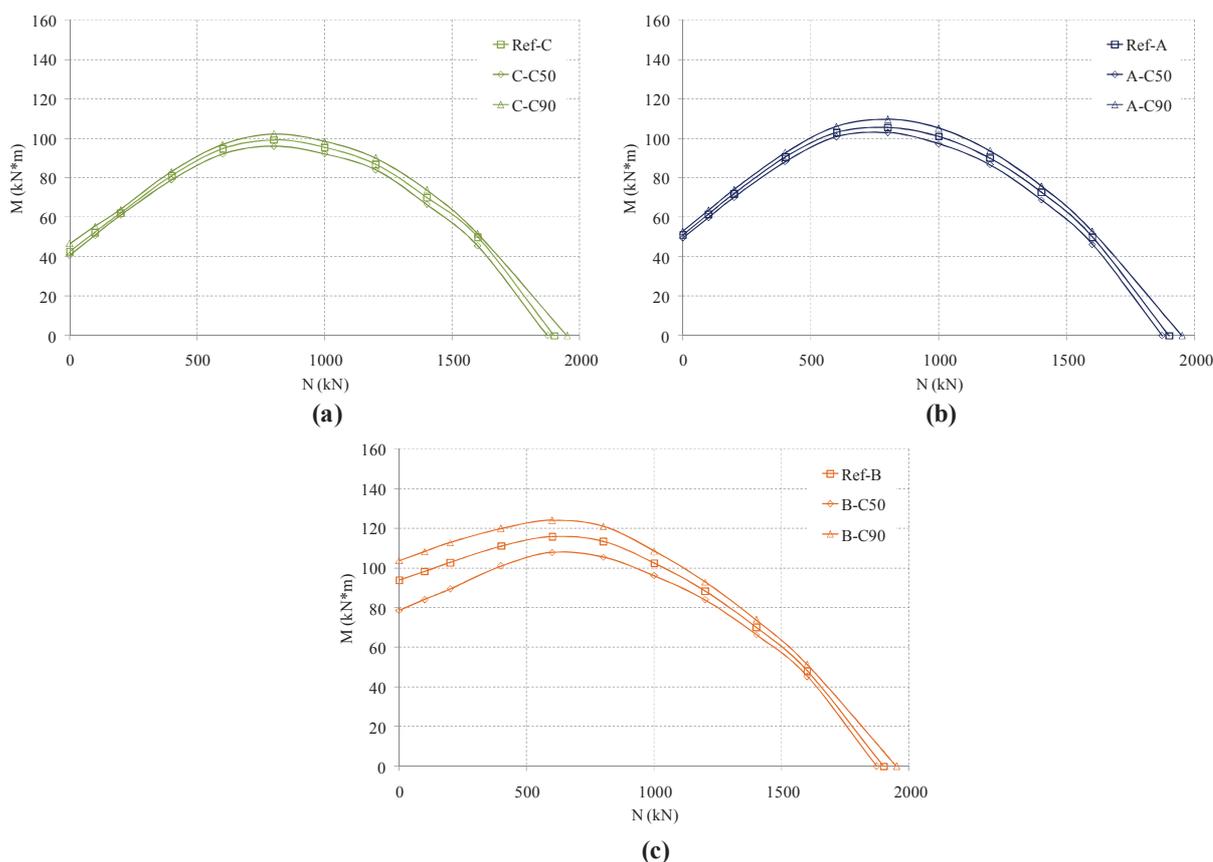


Fig. 4.28. Estudio paramétrico. Influencia de la dimensión del capitel: (a) Probetas tipo C; (b) Probetas tipo A; (c) Probetas tipo B.

4.5.2.5. Resistencia a compresión simple del hormigón del soporte original

Como se desprende de los diagramas N-M de la Fig. 4.29, la resistencia del hormigón que forma el soporte a reforzar es un parámetro que tiene una influencia considerable en la resistencia a

flexocompresión del soporte reforzado. Incrementar la resistencia del hormigón supone ampliar el rango del diagrama N-M, aunque no se produce un cambio significativo en el comportamiento, ya que todos los diagramas de la misma tipología son similares.

En todos los casos, una mayor resistencia del hormigón implica un momento resistente mayor, así como un mayor axil máximo resistido. No obstante, se aprecia que para valores de axil reducidos la influencia de este parámetro es menor. En efecto, el incremento en la resistencia a flexocompresión del soporte que ocasiona la resistencia a compresión del hormigón, es mayor cuanto mayor es el axil aplicado al soporte.

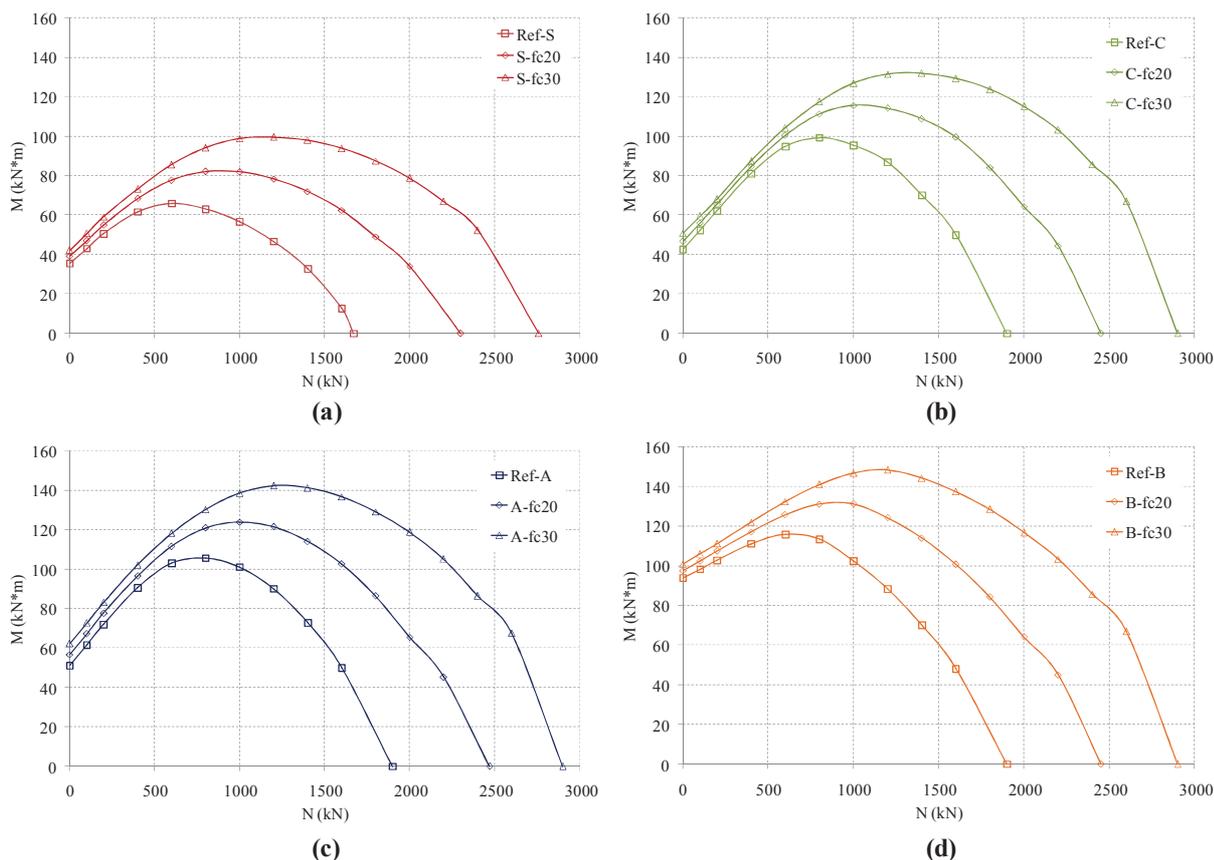


Fig. 4.29. Estudio paramétrico. Influencia de la resistencia a compresión simple del hormigón del soporte original: (a) Probetas tipo S; (b) Probetas tipo C; (c) Probetas tipo A; (d) Probetas tipo B.

4.5.2.6. Cuantía de armadura del soporte original

Tal y como puede verse en la Fig. 4.30, la cuantía de armadura tiene una influencia muy significativa en la resistencia a flexocompresión del soporte reforzado. Cuanto mayor es la cuantía de armadura, mayor es el momento resistido. Dicho incremento es aproximadamente constante en todo el diagrama N-M, y por tanto independiente del nivel de axil aplicado.

Puesto que las probetas están sometidas a una carga axil y un esfuerzo flector, a menos que el esfuerzo axil sea muy elevado, siempre será necesario resistir esfuerzos de tracción y compresión. Se ha observado que la tensión a la que trabajan los angulares traccionados es reducida. Por tanto, gran parte del esfuerzo de tracción debe ser resistido por las armaduras. Por ello, es esperable que cuanto mayor sea la cuantía de armadura, mayor sea la tracción resistida y por tanto, mayor sea la resistencia a flexocompresión del soporte reforzado.

Por otra parte, en el caso de tener una compresión elevada debido a la cual no existan esfuerzos de tracción, cuanto mayor es la armadura también es posible resistir esfuerzos mayores de compresión. Así pues, la mejora en la resistencia que se obtiene al aumentar la cuantía de armadura es similar en todo el diagrama N-M.

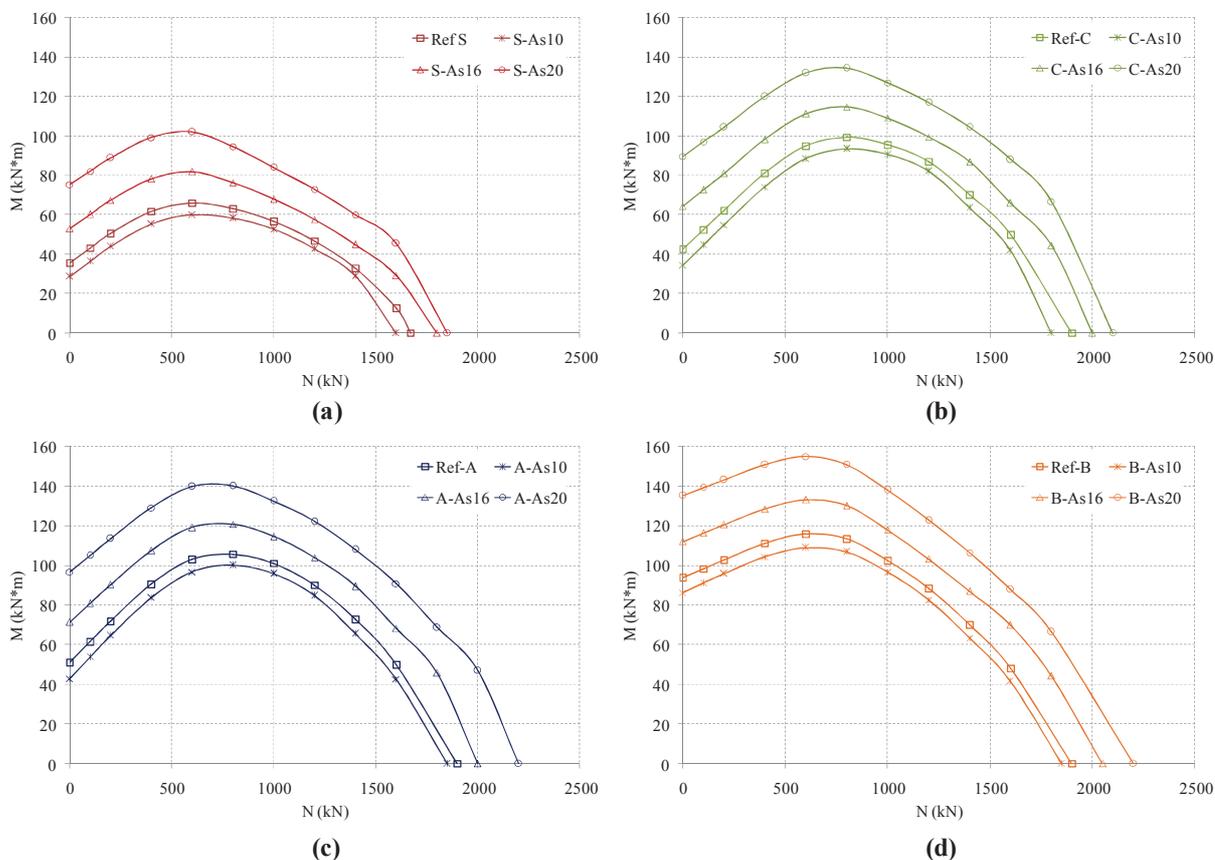


Fig. 4.30. Estudio paramétrico. Influencia de la cuantía de armadura del soporte original: (a) Probetas tipo S; (b) Probetas tipo C; (c) Probetas tipo A; (d) Probetas tipo B.

4.6. Conclusiones relativas al estudio numérico

Partiendo de los resultados del estudio experimental, ha sido posible calibrar y validar un modelo de elementos finitos que permite reproducir de forma adecuada el comportamiento de un SHARAPM sometido a flexocompresión. Dicho modelo es capaz de reproducir de forma suficientemente aproximada el comportamiento general y los modos de rotura de las probetas ensayadas, así como la deformación registrada en los angulares del refuerzo.

El modelo numérico se ha empleado para obtener los diagramas N-M de un SHARAPM sometido a flexocompresión, empleando como elementos de conexión con el nudo: ningún elemento, capitel, capitel y tacos químicos, y capitel y barras pasantes a través de nudo. Dichos diagramas N-M muestran claramente que el refuerzo con angulares y presillas incrementa la capacidad resistente del soporte reforzado y que la efectividad del refuerzo depende del valor de la carga axial aplicada al soporte.

Se ha llevado a cabo un estudio paramétrico en el que se ha estudiado distintos factores: calibre del angular metálico de refuerzo, límite elástico del acero del refuerzo, número de presillas a disponer, dimensión del capitel, resistencia característica del hormigón y cuantía de armadura del soporte original. Realizado este estudio, se ha observado que la forma de resolver la conexión del refuerzo con

el nudo viga-soporte tiene una influencia notable, pudiéndose diferenciar dos tipos de comportamientos: probetas sin capiteles y probetas con capiteles.

En el caso de las probetas sin capiteles, la dimensión del angular tiene poca influencia en la resistencia a flexocompresión, sea cual sea el axil que acompañe al esfuerzo flector. Asimismo, el límite elástico del acero del refuerzo apenas influye. Ambos fenómenos son consecuencia del bajo grado de aprovechamiento que tienen los angulares en este tipo de refuerzo, que reciben muy poca carga. En cuanto a las presillas, su número influye fundamentalmente en el nivel de confinamiento que puede alcanzar el hormigón; a mayor número de presillas, mayor confinamiento. En consecuencia, la resistencia a compresión del hormigón es mayor, y por tanto, la capacidad resistente del soporte reforzado aumenta.

En las probetas con capiteles, un aumento en la dimensión del angular supone un incremento en la resistencia a flexocompresión; no obstante, la influencia es menor si el nivel de axil es bajo. El mismo fenómeno ocurre con el límite elástico del acero del refuerzo: cuanto mayor es el límite elástico, mayor resistencia a la flexión se obtiene, pero este efecto es reducido en el caso de tener niveles de axil bajos. En las probetas con capiteles los angulares situados en la zona comprimida alcanzan valores de tensión altos, llegando a plastificar para valores de axil medios y altos. No obstante, como resultado de estar sometidos a una compresión elevada, es posible el pandeo de los angulares. Así pues, el número de presillas a disponer debe ser tal que evite la ocurrencia de este fenómeno. Por otra parte, en lo que respecta al capitel, la dimensión de este elemento apenas afecta a la resistencia a flexocompresión del conjunto.

Respecto a los materiales que forman el soporte original a reforzar (hormigón y acero de las armaduras), se ha observado que la influencia de la resistencia del hormigón es mayor cuanto mayor es el axil aplicado. A mayor resistencia del hormigón, mayor capacidad portante. Por su parte, la cuantía de la armadura es un parámetro fundamental, ya que influye de forma considerable en la resistencia. Cuanto mayor es la cuantía de armadura, mayores tracciones pueden ser absorbidas por el conjunto soporte reforzado – nudo viga-soporte. Para el caso de tener una compresión elevada, cuanto más armadura tengamos, mayor capacidad de absorber compresiones se tiene disponible. Así pues, en cualquier situación, a mayor armadura, mayor momento flector resistido.

CAPÍTULO 5. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON DIVERSAS PROPUESTAS DE CÁLCULO

5.1. Introducción

Tras determinar la idoneidad de estudiar el comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM, se llevó a cabo un estudio experimental en el que se ensayaron 20 probetas reforzadas. A continuación, los resultados experimentales sirvieron como base para la calibración y verificación de un modelo de elementos finitos que permitió reproducir, de forma suficientemente aproximada, el comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM. Dicho modelo se empleó para obtener los diagramas N-M de un SHARAPM con cuatro tipologías de conexión con el nudo viga-soporte: sin elemento adicional, con capiteles, con capiteles y tacos químicos, y con capiteles y barras pasantes a través de nudo.

Posteriormente, el modelo también fue utilizado para realizar un estudio paramétrico en el que se estudiaron la influencia de: el calibre del angular metálico de refuerzo, el límite elástico del acero del refuerzo, el número de presillas a disponer, la dimensión del capitel, la resistencia característica del hormigón y la cuantía de armadura del soporte original. En total, para la elaboración del estudio numérico (que incluye la definición del modelo, los diagramas N-M y el estudio paramétrico) se ejecutaron más de 700 simulaciones de elementos finitos.

En el presente *Capítulo* se lleva a cabo una comparación de los resultados obtenidos a lo largo de la esta Tesis Doctoral con tres propuestas de diseño: Li et al. (2009), Montuori y Piluso (2009) y Eurocódigo 4 (CEN, 2004b). En primer lugar, se definen las diferentes propuestas y se indica la forma en que se han aplicado. A continuación, se pasa a realizar la comparación entre los resultados de las propuestas y el de las probetas ensayadas en la parte experimental. Más tarde, se comparan las propuestas de diseño con los diagramas N-M obtenidos de forma numérica. Finalmente, se realiza la comparación con los resultados del estudio paramétrico.

Las diferentes comparaciones realizadas en este *Capítulo* permiten obtener un rango dentro del cual es posible emplear cada una de las propuestas de cálculo presentadas, sin que ello suponga un gran grado de error apreciable. Es importante destacar aquí que ninguna propuesta de las analizadas es perfecta, al observarse que quedan del lado de la seguridad o inseguridad según el nivel de axil y la forma de conexión del refuerzo con el nudo viga-soporte.

5.2. Propuestas de cálculo

Los resultados experimentales y numéricos se compararán con tres propuestas de diseño: Li et al. (2009), Montuori y Piluso (2009) y Eurocódigo 4 (CEN 2004b). En este apartado se definen dichas propuestas, y se exponen las ecuaciones necesarias para su aplicación. Asimismo, también se recogen diversos aspectos y consideraciones necesarias para poder aplicar las propuestas de cálculo a las diferentes probetas estudiadas.

5.2.1. Li et al. (2009)

Como ya se vio en el *Capítulo 2*, estos autores ensayaron experimentalmente, bajo una carga cíclica, una serie de soportes de hormigón armado reforzados. A partir de sus resultados, Li et al. (2009) proponen un método de cálculo que permite obtener el diagrama N-M de un soporte reforzado con FRP, con angulares y presillas o con ambos materiales a la vez. En este apartado se considera únicamente la formulación para un refuerzo con angulares y presillas.

5.2.1.1. Ecuación constitutiva del hormigón

El modelo constitutivo para el hormigón está basado en un modelo para hormigón confinado con FRP propuesto por Teng et al. (2002), y queda definido con la siguiente expresión:

$$\begin{cases} \sigma = f_{c0} \left[\frac{2 \cdot \varepsilon}{\varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] & ; \quad \varepsilon \leq \varepsilon_{c0} \\ \sigma = f_{c0} + \frac{f_{cc} - f_{c0}}{\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{c0}} (\varepsilon - \varepsilon_{c0}) & ; \quad \varepsilon > \varepsilon_{c0} \end{cases} \quad (5.1)$$

siendo ε el valor de deformación a introducir en la expresión y σ la tensión resultante; f_{c0} la resistencia a compresión uniaxial del hormigón y ε_{c0} la deformación del hormigón correspondiente a dicha tensión; f_{cc} y ε_{cc} la resistencia a compresión del hormigón confinado y su deformación correspondiente a dicha tensión; estos dos últimos parámetros se obtienen como:

$$f_{cc} = f_{c0} \left(1 + 2.15 \frac{f_l}{f_{c0}} \right) \quad (5.2)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left(1 + 15 \frac{f_l}{f_{c0}} \right) \quad (5.3)$$

En estas dos expresiones, el parámetro f_l representa la presión de confinamiento lateral efectiva que ejerce el refuerzo con angulares y presillas; este factor, para el caso de un soporte rectangular, tienen el siguiente valor:

$$f_l = k_s \frac{2 \cdot \left(f_{bp} \frac{w_{bp} \cdot t_{bp}}{s_{bp}} \right)}{0.5 \cdot (b + h)} \quad (5.4)$$

donde b y h son el ancho y altura de la sección; w_{bp} y t_{bp} el ancho y espesor de las presillas; s_{bp} el espaciamiento entre presillas; f_{bp} la tensión en la presillas para la cual se considera la rotura del SHARAPM, y que se considera igual al 35% del límite elástico del acero que forma las presillas; y k_s un factor de forma definido como:

$$k_s = \left[1 - \frac{(b - 2R_c)^2 + (h - 2R_c)^2}{3 \cdot b \cdot h} - \rho_s \right] \cdot \frac{1}{(1 - \rho_s)} \quad (5.5)$$

siendo R_c el radio de la esquina del soporte y ρ_s la suma de las cuantías geométricas del acero de las armaduras y el refuerzo:

$$\rho_s = \frac{A_s}{b \cdot h} + \frac{4 \cdot A_L}{b \cdot h} = \frac{A_s + 4 \cdot A_L}{b \cdot h} \quad (5.6)$$

donde A_s es el área total de las armaduras y A_L el área de un angular del refuerzo.

5.2.1.2. Ecuación constitutiva del acero

Los autores proponen un modelo elástico lineal con endurecimiento por deformación para caracterizar el acero del SHARAPM, tanto para el acero de las armaduras, como para el acero que forma el refuerzo metálico.

No obstante, a lo largo de toda esta Tesis Doctoral se ha venido considerando un comportamiento elástico lineal perfectamente plástico para este material. Además, no se tienen los datos experimentales sobre los aceros empleados en las probetas ensayadas. Asimismo, cabe destacar que la diferencia entre aplicar un modelo u otro va a ser reducida. Por todo ello, parece razonable seguir considerando un comportamiento elástico lineal perfectamente plástico para el acero.

Para su aplicación, se ha escogido los mismo parámetros empleados en la modelización numérica por elementos finitos del *Capítulo 4*: módulo de elasticidad 200 GPa y límite elástico 500 MPa para el acero de las armaduras, y módulo de elasticidad 210 GPa y límite elástico 275 MPa, para el acero que forma el refuerzo metálico.

5.2.1.3. Obtención de un punto del diagrama N-M

De acuerdo con Li et al. (2009), cada pareja axil-momento del diagrama N-M puede obtenerse mediante las siguientes expresiones:

$$N = N_c + k_1 \cdot N_s + k_2 \cdot N_a \quad (5.7)$$

$$M = M_c + k_1 \cdot M_s + k_2 \cdot M_a \quad (5.8)$$

donde k_1 es un factor de reducción que tiene en cuenta la posible degradación de la adherencia de las armaduras debido a la corrosión; si no existe corrosión (como es el caso de las probetas estudiadas en esta Tesis Doctoral), el valor de k_1 es igual a la unidad; k_2 es un factor que considera el deslizamiento entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte, y que los autores recomiendan tomar igual a 0.7. N_c , N_s y N_a son la contribución al axil total, del hormigón, armaduras y refuerzo metálico, respectivamente. Asimismo, M_c , M_s y M_a son la contribución al momento flector total, del hormigón, armaduras y refuerzo metálico, respectivamente.

5.2.1.4. Obtención de los valores N_c , N_s , N_a , M_c , M_s y M_a

La aplicación de la propuesta de Li et al (2009) se lleva a cabo dividiendo la sección a estudiar en bandas y resolviendo el equilibrio planteado en la Fig. 5.1. Sin embargo, para poder resolver esta situación es preciso conocer el valor de la profundidad de la fibra neutra, x . Por encima de este valor se tendrán compresiones y por debajo tracciones.

Para obtener el valor de la fibra neutra debe fijarse un valor para el axil; por cada valor de axil, se obtendrá un valor de la profundidad de la fibra neutra y con ello, el momento concomitante. Por tanto, para representar el diagrama N-M completo será necesario fijar diferentes niveles de axil. Establecido el valor del axil, se aplica el siguiente procedimiento:

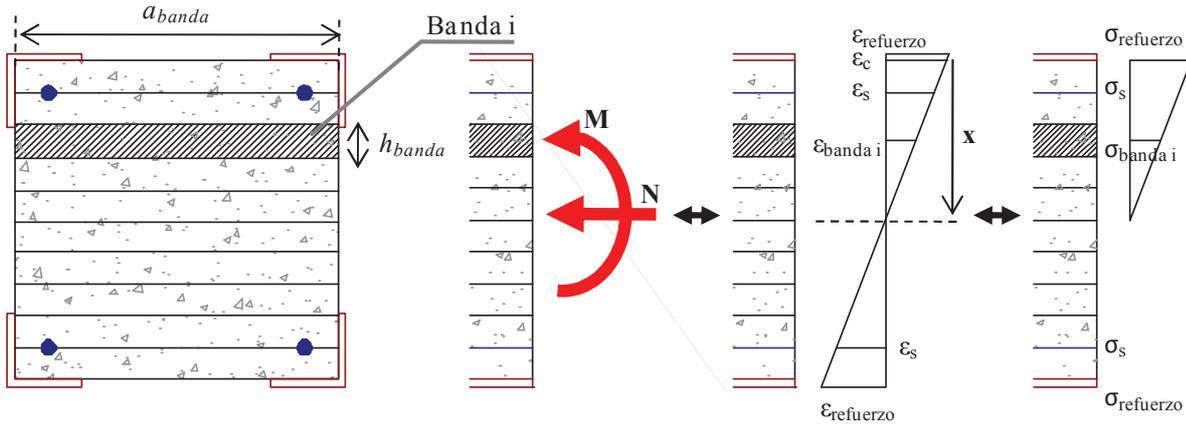


Fig. 5.1. Aplicación de la propuesta Li et al. (2009), división de la sección en bandas y equilibrio a resolver.

- a) Se transforma la profundidad de la fibra neutra, x , a una variable discreta, múltiplo de la altura de cada banda (h_{banda}). De esta forma, en lugar de obtener x , lo que obtendremos será el número de banda (n) en la que se sitúa la fibra neutra. Por tanto, las bandas por debajo de ese número estarán traccionadas.

$$x = n \cdot h_{banda} \quad (5.9)$$

- b) Se escoge un valor para n y se resuelve el equilibrio planteado en la Fig. 5.1 con esa condición. Como n es conocido, entonces se puede obtener el valor de la deformación media en la banda i de la forma siguiente:

$$\frac{\varepsilon}{h_{banda}n - h_{banda}i} = \frac{\varepsilon_c}{n \cdot h_{banda}} \rightarrow \varepsilon = \frac{\varepsilon_c}{n \cdot h_{banda}} (h_{banda}n - h_{banda}i) \rightarrow \varepsilon = \varepsilon_c \frac{n - i}{n} \quad (5.10)$$

Siendo ε_c la deformación máxima admisible por el hormigón sometido a flexocompresión.

- c) Conocido el valor de la deformación media en la banda, para obtener la tensión se aplica la ecuación constitutiva correspondiente (hormigón, acero de armaduras o acero de refuerzo).
- d) A partir de las tensiones, se obtienen los factores N_c , N_s y N_a ; para ello, se suman las tensiones de cada material (por ejemplo, para obtener N_c se suman todas las tensiones registradas en el hormigón).
- e) Finalmente, se aplica la Ec. (5.7) y se compara el valor del axil obtenido con el axil supuesto. Si los valores son muy cercanos, puede darse por válido el valor de x , y el proceso termina. En caso contrario es necesario volver a empezar la iteración en el paso “b”: si el axil obtenido es mayor que el supuesto, se aumenta el valor de n ; en cambio, si el axil obtenido es menor que el supuesto, se disminuye el valor de n .

Una vez que se tiene el valor de x , se calculan los “momentos”. Para ello, las tensiones deben multiplicarse por el brazo mecánico correspondiente. Así, por ejemplo, como aparece en la Fig. 5.2, para una banda de hormigón cualquiera (i), el “momento” se obtendría de la siguiente forma:

$$m_{banda} = \sigma_{banda} \cdot a_{banda} \cdot h_{banda} \cdot (0.5 \cdot h - 0.5 \cdot h_{banda} \cdot i) \quad (5.11)$$

Sumando los “momentos” en cada material se obtendrán los factores M_c , M_s y M_a . Con ello, se aplica la Ec (5.8) y se obtiene el valor del momento concomitante al axil escogido.

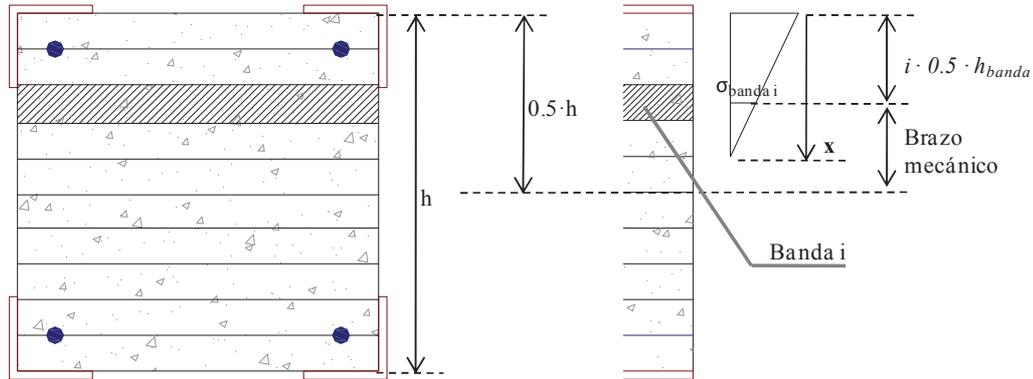


Fig. 5.2. Obtención del momento para una banda i .

5.2.2. Montuori y Piluso (2009)

En el *Capítulo 2* ya se presentó la investigación de Montuori y Piluso (2009), quienes ensayaron experimentalmente una serie de tramos aislados de SHARAPM bajo cargas de compresión excéntrica. Estos autores también proponen un modelo de cálculo que permitire diseñar frente a flexocompresión un SHARAPM.

5.2.2.1. Ecuación constitutiva del hormigón

El comportamiento a compresión del hormigón se representa con un modelo de confinamiento basado en el desarrollado por Mander et al. (1988a, 1988b) para el confinamiento del hormigón por parte de los estribos. De acuerdo con Montuori y Piluso (2009), la curva tensión-deformación que representa el comportamiento del hormigón se define con la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{r \cdot f_{cc} \cdot \chi}{r - 1 + \chi^r} \quad (5.12)$$

con:

$$\chi = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.13)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (5.14)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (5.15)$$

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{f_{c0}} \quad (5.16)$$

siendo ε el valor de deformación a introducir en la expresión, σ la tensión resultante, f_{c0} la resistencia a compresión uniaxial del hormigón, y f_{cc} y ε_{cc} la resistencia a compresión del hormigón confinado y su deformación correspondiente a esa tensión; estos dos últimos parámetros se obtienen como:

$$f_{cc} = f_{c0} \cdot \left(2.254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7.94 \cdot f_l}{f_{c0}}} - 2 \cdot \frac{f_l}{f_{c0}} - 1.254 \right) \quad (5.17)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (5.18)$$

donde f_l corresponde a la presión de confinamiento efectiva, que, para el caso de una sección rectangular, se obtiene empleando el ábaco de la Fig. 5.3, entrando con los valores siguientes:

$$f_{lx} = k_e \cdot f_y \cdot \rho_x \quad (5.19)$$

$$f_{ly} = k_e \cdot f_x \cdot \rho_y \quad (5.20)$$

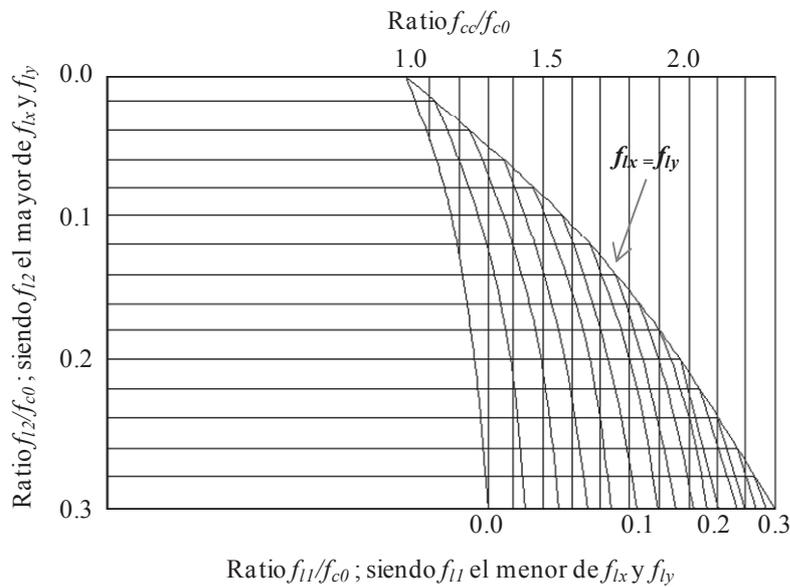


Fig. 5.3. Propuesta de Montuori y Piluso (2009); ábaco de Mander et al. (1988a, 1988b) para la obtención de f_l .

con:

$$k_e = \left(1 - \frac{s - \phi_{st}}{2 \cdot (b - 2 \cdot c)} \right) \cdot \left(1 - \frac{s - \phi_{st}}{2 \cdot (h - 2 \cdot c)} \right) \quad (5.21)$$

$$\rho_x = \frac{n_{bx} \cdot A_{st} \cdot (b - 2 \cdot c)}{s \cdot (b - 2 \cdot c) \cdot (h - 2 \cdot c)} + \frac{2 \cdot A_{sb,e} \cdot b}{s_b \cdot b \cdot h} \quad (5.22)$$

$$\rho_y = \frac{n_{by} \cdot A_{st} \cdot (h - 2 \cdot c)}{s \cdot (b - 2 \cdot c) \cdot (h - 2 \cdot c)} + \frac{2 \cdot A_{sb,e} \cdot h}{s_b \cdot b \cdot h} \quad (5.23)$$

siendo ϕ_{st} el diámetro de la armadura del estribo, A_{st} el área de los estribos, s el espaciamiento entre estribos, b y h el ancho y la altura de la sección, c el recubrimiento geométrico a los estribos, n_{bx} y n_{by} el número de estribos en dirección “x” e “y” respectivamente, s_b la separación entre las presillas del refuerzo y $A_{sb,e}$ el área de la presilla mecánicamente equivalente respecto al acero de los estribos, definida como:

$$A_{sb,e} = A_{sb} \frac{f_{y,b}}{f_y} \quad (5.24)$$

donde A_{sb} es el área de la presilla, $f_{y,b}$ el límite elástico del acero que forma las presillas y f_y el límite elástico de las armaduras que forman los estribos.

5.2.2.2. Ecuación constitutiva del acero

De acuerdo con los autores, si el refuerzo no es continuo a lo largo del nudo, como es el caso de las probetas ensayadas tipo C, A y B, en las que el nudo viga-soporte no está reforzado, los angulares sólo dotan de confinamiento al soporte reforzado. En esta situación, por tanto, sólo se considera la existencia del refuerzo a la hora de determinar el confinamiento en el soporte de hormigón armado.

Sin embargo, en el caso de las probetas tipo T, el refuerzo sí es continuo a través del nudo. Por ello, para el caso de comparar con los resultados experimentales, el refuerzo se considera que trabaja también resistiendo los esfuerzos. En ese caso, se adopta un comportamiento elástico lineal – perfectamente plástico, con un módulo de elasticidad de 210 GPa y un límite elástico de 275 MPa.

En lo que respecta al acero que forma las armaduras, Montuori y Piluso (2009) también consideran, al igual que Li et al. (2009), un comportamiento elasto-plástico del acero. No obstante, siguiendo el mismo razonamiento que el expuesto anteriormente, se ha asumido un comportamiento elástico lineal – perfectamente plástico, con los mismo valores para el módulo de elasticidad (200 GPa) y el límite elástico (500 MPa).

5.2.2.3. Obtención de una pareja de valores axil-momento

La propuesta de Montuori y Piluso (2009) diferencia cuatro posibles estados en los que se puede encontrar un punto del hormigón en una sección de un SHARAPM, tal y como se aprecia en la Fig. 5.4: sin confinar, confinado por los estribos, confinado por los angulares del refuerzo y confinado tanto por los estribos como por los angulares del refuerzo. A cada una de estas zonas le corresponden por tanto una ecuación constitutiva obtenida con la Ec. (5.20) que será diferente.

Por tanto, para obtener un punto del diagrama N-M procederemos de forma similar a cómo se explicó para la propuesta de Li et al. (2009), pero teniendo en cuenta que ahora cada banda estará a su vez dividida en diferentes casillas que pueden encontrarse en uno de los cuatro estados anteriores. Así pues, el proceso a seguir para calcular una pareja axil-momento será:

- a) Se divide la sección en las dos direcciones, de la forma que aparece en la Fig. 5.4. Llamaremos banda a la división a lo largo de un eje paralelo al ancho de la sección.
- b) Se toma un valor de axil.
- c) Se transforma la profundidad de la fibra neutra, x , a una variable discreta, múltiplo de la altura de cada banda, siguiendo la Ec. (5.9).
- d) Se escoge un valor para n y se obtiene la deformación en cada banda de acuerdo con a la Ec. (5.10).
- e) Con esa deformación, se obtiene la tensión en cada casilla de la banda, aplicando la ecuación constitutiva correspondiente.

- f) A partir de las tensiones, se obtiene el axil total, sumando (con su signo) todas las tensiones obtenidas en el hormigón y armaduras.
- g) Se compara el valor del axil obtenido con el axil supuesto. Si los valores son muy cercanos, puede darse por válido el valor de x , y se puede ir al paso siguiente. En caso contrario es necesario volver al paso “d”: si el axil obtenido es mayor que el supuesto, se aumenta el valor de n ; en cambio, si el axil obtenido es menor que el supuesto, se disminuye el valor de n .
- h) Conocido el valor de x , se calculan los “momentos” correspondientes. Para ello, las tensiones deben multiplicarse por el brazo mecánico correspondiente.
- i) Sumando (con su signo) todos los “momentos” de la sección se obtiene el momento concomitante al axil escogido.

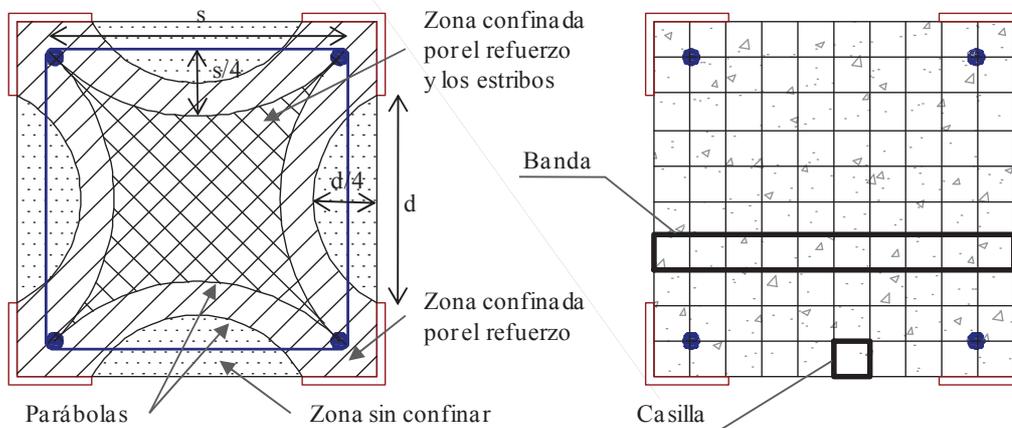


Fig. 5.4. Aplicación de la propuesta de Montuori y Piluso (2009), nivel de confinamiento a considerar en cada zona y división en casillas de la sección del soporte.

5.2.3. Eurocódigo 4

Aunque la normativa europea Eurocódigo 4 (CEN 2004b) no incluye, de forma directa, una propuesta de cálculo para el diseño de un refuerzo con angulares y presillas metálicos, Adam (2007) y Adam et al. (2008b, 2009a) demostraron que esta norma puede emplearse para obtener el máximo esfuerzo axil resistido por un SHARAPM que disponga de capiteles en los extremos del refuerzo, en contacto con el nudo viga-soporte. Aplicando el Eurocódigo 4, se asumen que el soporte reforzado se comporta como una sección mixta de hormigón y acero.

De acuerdo con esta norma, para obtener el diagrama de interacción N-M del soporte es necesario determinar los cuatro puntos que aparecen en la Fig. 5.5:

5.2.3.1. Punto A

El punto A, corresponde a la situación de compresión simple, es decir, momento flector nulo y axil máximo. Este punto se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$N_A = A_c f_c + A_s f_s + 4 A_L f_L \tag{5.25}$$

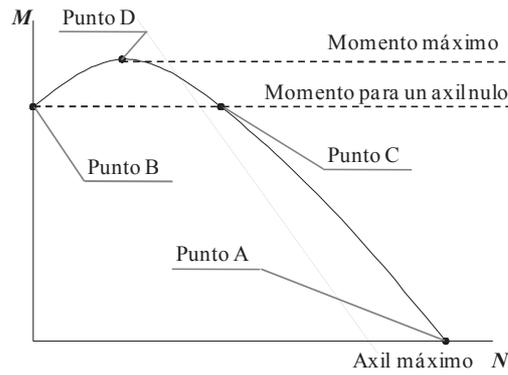


Fig. 5.5. Diagrama teórico axil – momento según el Eurocódigo 4 (CEN, 2004b).

donde A_c , A_s y A_L son respectivamente el área total de hormigón, armaduras y angular metálico empleado (por tanto $4 \cdot A_L$ representa el área total del refuerzo metálico) y f_c , f_s y f_L la resistencia a compresión del hormigón del soporte, el límite elástico del acero de las armaduras y el límite elástico del acero del refuerzo respectivamente.

5.2.3.2. Punto B

Este punto corresponde con la condición de axil nulo. Para definir este punto planteamos el equilibrio que aparece en la Fig. 5.6, teniendo en cuenta que, de acuerdo con el Eurocódigo 4, en la situación de agotamiento todos los materiales estarán plastificados:

$$N_B = f_c \cdot b \cdot (0.5 \cdot h - hn) - A_{s1} \cdot f_s + A_{s2} \cdot f_s + 2 \cdot A_L \cdot f_L - 2 \cdot A_L \cdot f_L \quad (5.26)$$

$$M_B = f_c \cdot b \cdot (0.5 \cdot h - hn) \cdot \left(hn + \frac{0.5 \cdot h - hn}{2} \right) + A_{s1} \cdot f_s \cdot (h - r) + A_{s2} \cdot f_s \cdot (h - r) + 4 \cdot A_L \cdot f_L \cdot h \quad (5.27)$$

siendo b y h el ancho y altura de la sección, hn la distancia desde la fibra neutra al centro de gravedad de la sección, A_{s1} y A_{s2} el área de las armaduras en tracción y compresión respectivamente (en el caso estudiado, como el armado es simétrico, $A_{s1} = A_{s2}$), y r el recubrimiento mecánico de las armaduras.

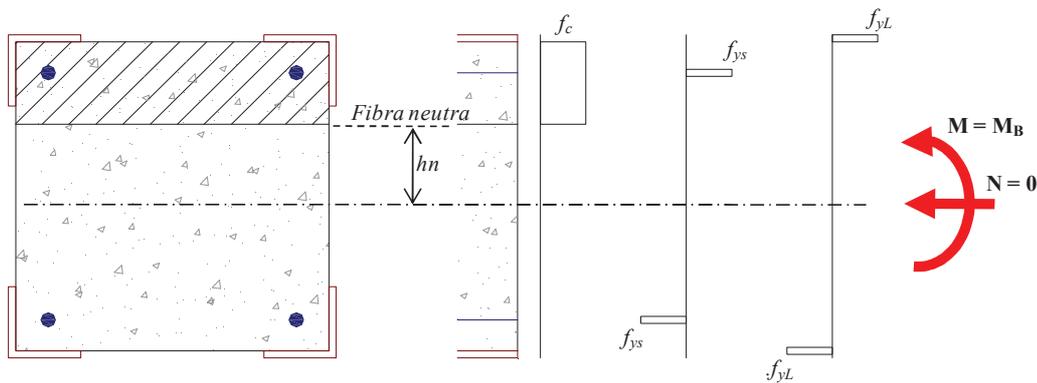


Fig. 5.6. Obtención del punto B para el diagrama N-M del Eurocódigo 4 (CEN, 2004b).

Como sabemos que N_B tiene que ser cero y el armado es simétrico, entonces igualando a cero la Ec. (5.26) se tiene:

$$f_c \cdot b \cdot (0.5 \cdot h - hn) = 0 \rightarrow hn = 0.5 \cdot h \quad (5.28)$$

Obtenido el valor de hn , es posible entrar en la Ec. (5.27) y obtener el valor correspondiente al momento en ese punto.

5.2.3.3. Punto C

El punto *C* se define como la pareja axil-momento tal que el momento flector es el mismo que el del punto *B*, pero con un esfuerzo axil concomitante no nulo. Gráficamente, la situación es la que se muestra en la Fig. 5.7, pudiéndose obtener los valores del axil y el flector de este punto con las siguientes expresiones:

$$N_C = f_c \cdot b \cdot (0.5 \cdot h - hn + 2 \cdot hn) - A_{s1} \cdot f_s + A_{s2} \cdot f_s + 2 \cdot A_L \cdot f_L - 2 \cdot A_L \cdot f_L \quad (5.29)$$

$$M_C = M_B \quad (5.30)$$

siendo hn el valor que se obtuvo para este parámetro en el punto *B*.

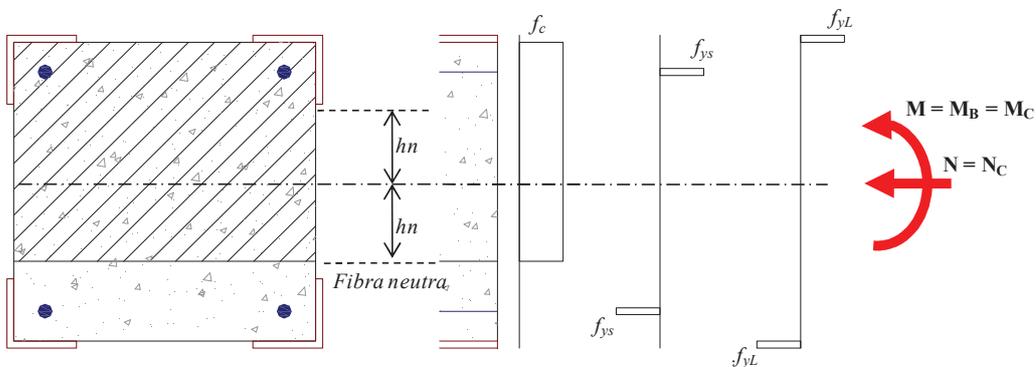


Fig. 5.7. Obtención del punto C para el diagrama N-M del Eurocódigo 4 (CEN, 2004b).

5.2.3.4. Punto D

El punto *D* representa el máximo momento flector que es capaz de resistir la sección. De acuerdo con la propuesta del Eurocódigo 4, la situación a resolver es la indicada en la Fig. 5.8, es decir, para un valor de hn nulo, lo que supone situar la fibra neutra en el centro de gravedad de la sección. Con estas premisas, el valor del axil y el momento en este punto se puede obtener fácilmente como:

$$N_D = f_c \cdot b \cdot 0.5 \cdot h - A_{s1} \cdot f_s + A_{s2} \cdot f_s + 2 \cdot A_L \cdot f_L - 2 \cdot A_L \cdot f_L \quad (5.31)$$

$$M_D = f_c \cdot b \cdot 0.5 \cdot h \cdot (0.25 \cdot h) + A_{s1} \cdot f_s \cdot (h - r) + A_{s2} \cdot f_s \cdot (h - r) + 4 \cdot A_L \cdot f_L \cdot h \quad (5.32)$$

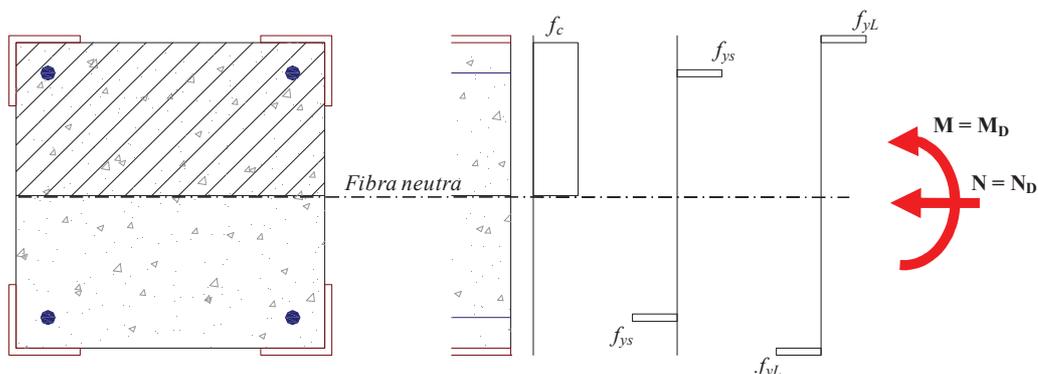


Fig. 5.8. Obtención del punto D para el diagrama N-M del Eurocódigo 4 (CEN, 2004b).

5.3. Comparación con los resultados experimentales

Los diagramas obtenidos a partir de las propuestas de cálculo estudiadas se muestran en la Fig. 5.9, junto a las parejas axil-momento ensayadas de forma experimental. Los resultados se presentan en más de un gráfico debido a la heterogeneidad presente en las probetas en cuanto a la resistencia a compresión del hormigón y a la forma de conexión con el nudo viga-soporte.

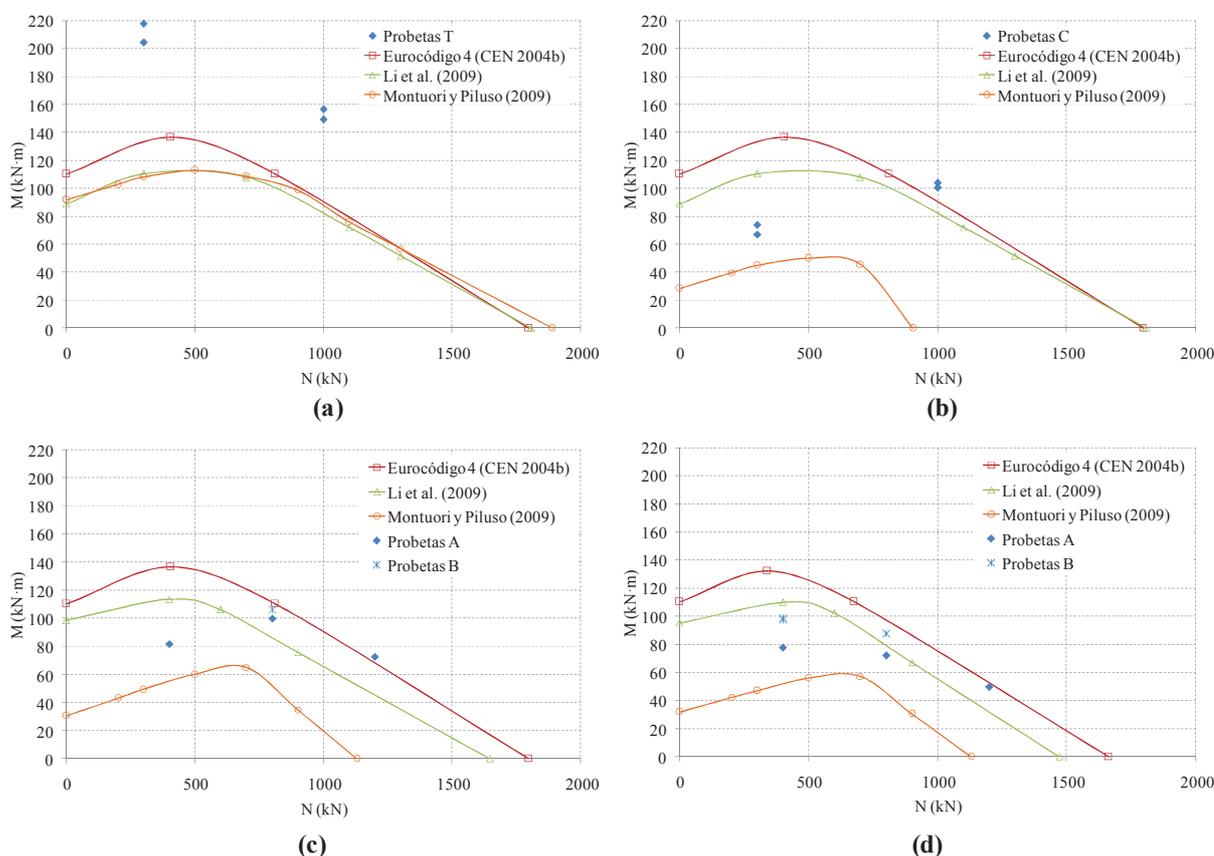


Fig. 5.9. Comparación entre los resultados experimentales y las propuestas de cálculo; (a) Probetas tipo T; (b) Probetas C-300-a, C-300-b, C-1000-a y C-1000-b; (c) Probetas A-400-b, A-800-a, A-1200-b y B-800-a ; (d) Probetas A-400-a, A-800-b, A-1200-a, B-400-b, B-400-c y B-800-b.

La Fig. 5.9a recoge las probetas ensayadas tipo T, en las que el diagrama correspondiente a la propuesta de Montuori y Piluso (2009) considera que los angulares del refuerzo absorben esfuerzos de flexocompresión.

En la Fig. 5.9b se tienen los puntos N-M correspondientes a las probetas tipo C; las probetas de la segunda fase de ensayos A-400-b, A-800-a, A-1200-b y B-800-a, en las que la resistencia a compresión del hormigón fue de 12 MPa aproximadamente se recogen en la Fig. 5.9c. Por último, la Fig. 5.9d muestra los resultados experimentales de las probetas A-400-a, A-800-b, A-1200-a, B-400-b, B-400-c y B-800-b, en las que la resistencia a compresión del hormigón fue de 10 MPa aproximadamente. En estas tres últimas comparaciones (Figs. 5.9b, 5.9c y 5.9d) la propuesta de Montuori y Piluso (2009) no considera que los angulares metálicos absorban esfuerzos de flexocompresión.

Como se puede observar en la Fig. 5.9, el diagrama de interacción N-M obtenido del Eurocódigo 4 presenta valores de momento flector, en general, superiores a los de Li et al. (2009) y Montuori y

Piluso (2009). No obstante, para valores altos de carga axial (en torno a 1300 kN) la propuesta de Montuori y Piluso (2009) considerando que los angulares absorben carga (Fig. 5.9a) obtiene unos valores de momento flector mayores que el Eurocódigo 4 (CEN 2004b). La aplicación de la propuesta de Montuori y Piluso (2009) con esta premisa (Fig. 5.9a) da de hecho unos resultados muy similares a los que se obtienen con la propuesta de Li et al. (2009).

Si la propuesta de Montuori y Piluso (2009) sólo tienen en cuenta el acero del refuerzo como efecto de confinamiento (Figs. 5.9b, 5.9c y 5.9d), esta propuesta es la que presenta un diagrama N-M de menor resistencia, quedando bastante alejado de las propuestas de Li et al. (2009) y del Eurocódigo 4.

5.3.1. Probetas con tubos (tipo T)

Para estas probetas, todas las propuestas de diseño analizadas dan diagramas muy conservadores en comparación con los resultados obtenidos experimentalmente. La propuesta que más se acerca es la del Eurocódigo 4, infravalorando en un 50% aproximadamente la resistencia del soporte reforzado.

La razón de la alta resistencia mostrada por las probetas tipo T, se debe al hecho de que, con el tubo se asegura la transmisión de cargas entre los angulares de los dos semitramos de soporte y, además, el refuerzo metálico impone un efecto de confinamiento que aumenta la resistencia a compresión del hormigón que forma el soporte. Sin embargo, aunque la propuesta del Eurocódigo 4 está diseñada para una sección mixta hormigón-acero, caso más similar al comportamiento observado en una probeta tipo T, esta propuesta no tiene en cuenta la existencia de confinamiento. Ese es el motivo por el cual las probetas ensayadas muestran un valor de la resistencia a flexocompresión mucho mayor al estimado por el Eurocódigo 4.

5.3.2. Probetas con capiteles (tipo C, A y B)

La propuesta de Montuori y Piluso (2009), que sólo considera que el refuerzo metálico provee de confinamiento, da unos valores muy conservadores, sobre todo cuando la carga axial es elevada. Las propuestas de Li et al. (2009) y del Eurocódigo 4 quedan muy del lado de la inseguridad en el caso de axiles bajos. Sin embargo, para cargas axiales elevadas, estas dos propuestas proporcionan un valor estimado de la resistencia a flexocompresión del soporte aceptable.

En especial, la propuesta del Eurocódigo 4 es satisfactoria para las probetas C-1000-a, C-1000-b, A-800-a, A-1200-a, A-1200-b, B-800-a y B-800-b. En el *Capítulo 3 (apartado 3.5.3)*, se observó que en estas probetas el desplazamiento relativo entre el acero y el hormigón no aparecía hasta que se alcanzaba la carga máxima. Esto significa que estas probetas presentan un comportamiento similar al de una sección mixta hormigón – acero, que es precisamente el modelo asumido por el Eurocódigo 4.

Asimismo, cabe destacar que la propuesta que mejor se adapta al comportamiento de las probetas tipo B es la de Li et al. (2009). Esta propuesta también es satisfactoria para los casos de las probetas A-1200-a y A-1200-b. Sin embargo, la propuesta de Li et al. (2009) no es adecuada para las probetas A-400-a y A-400-b, donde el valor estimado de la resistencia es mucho mayor que el obtenido experimentalmente.

5.4. Comparación con los resultados numéricos

Los diagramas N-M obtenidos con las propuestas de cálculo se comparan en este apartado con los diagramas axial-momento obtenidos con el modelo de elementos finitos desarrollado en el *Capítulo 4*, y

que ha demostrado ser capaz de reproducir adecuadamente el comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM. Para ello, se lleva a cabo una comparación de las propuestas frente a cada uno de los tipos de probetas estudiadas (sin capitel, con capitel, con capitel más taco químico y con capitel más barras pasantes).

La Fig. 5.10 recoge los diagramas N-M de las tres propuestas de diseño estudiadas (Eurocódigo 4, Li et al., 2009 y Montuori y Piluso, 2009), junto con los diagramas obtenidos de forma numérica con el modelo de elementos finitos en el *Capítulo 4*. Cabe señalar que, la propuesta de Montuori y Piluso (2009) mostrada aquí, se corresponde con el caso de que los angulares metálicos del refuerzo sólo dotan de confinamiento al hormigón del soporte, no recibiendo esfuerzos de flexocompresión. En todos los casos, para el hormigón de los soportes se adoptó un valor de 12 MPa como resistencia a compresión.

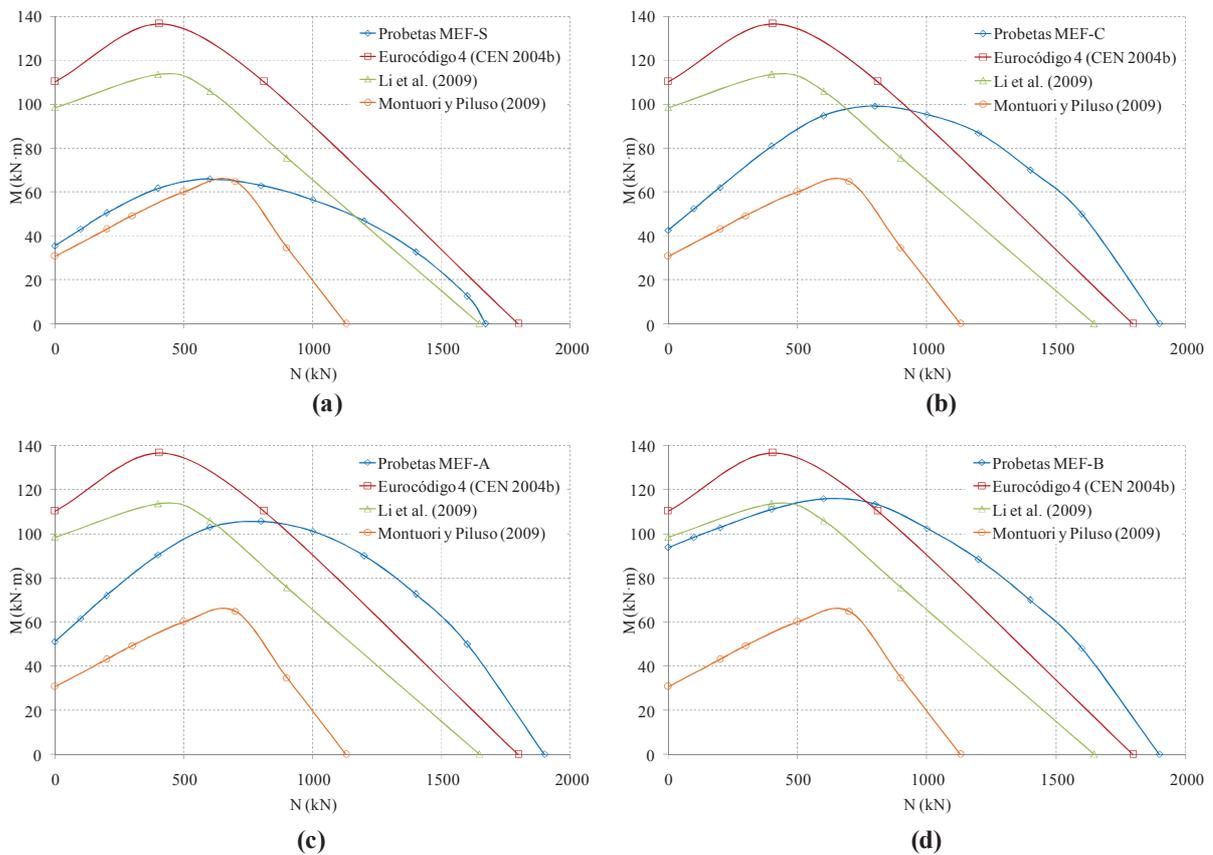


Fig. 5.10. Comparación entre los diagramas N-M numéricos y las propuestas de cálculo; (a) Probetas sin capiteles (MEF-S); (b) Probetas con capiteles (MEF-C); (c) Probetas con capiteles y tacos químicos (MEF-A); (d) Probetas con capiteles y barras pasantes (MEF-B).

5.4.1. MEF-S

Al comparar el diagrama obtenido de los modelos numérico para la probeta MEF-S (Fig. 5.10a), con los obtenidos con las diferentes propuestas de cálculo, se observa que la propuesta de Montuori y Piluso (2009) es la que mejor se aproxima al comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM sin capiteles.

No obstante, cuando el valor de axil es alto, por encima de los 1000 kN, la propuesta de Montuori y Piluso (2009) infravalora la resistencia, quedando muy del lado de la seguridad. En esta situación, la propuesta de Li et al. (2009) es más adecuada.

De cualquier forma, la propuesta del Eurocódigo 4 sobreestima mucho la resistencia a flexocompresión del soporte reforzado, siendo por tanto no aplicable, sea cual sea el nivel de axil. En caso de aplicarla, estaríamos quedando muy del lado de la inseguridad. En lo que respecta a la propuesta de Li et al. (2009), salvo en la zona comentada (axil mayor a 1000 kN), el valor estimado es bastante mayor al valor obtenido numéricamente, por lo que de aplicarla estaríamos también quedando del lado de la inseguridad.

5.4.2. MEF-C

Para estas probetas (Fig. 5.10b) se observa que ninguna de las propuestas se adapta especialmente bien al comportamiento exhibido numéricamente. Cuando el nivel de axil es reducido, la propuesta que mejor se ajusta es la de Montuori y Piluso (2009). Sin embargo, cuando el nivel de axil crece esta propuesta infravalora en más de un 50% la resistencia del soporte.

Por otro lado, la propuesta de Li et al. (2009) es válida para valores de axil intermedios, entre 500 kN y 1000 kN. Por debajo de dicho valor, la propuesta queda claramente del lado de la inseguridad, no siendo por tanto aconsejable su aplicación. Por encima de los 1000 kN de carga axil, la propuesta queda del lado de la seguridad, pero infravalora la resistencia del soporte reforzado en cerca del 50%.

En lo que respecta al Eurocódigo 4, la propuesta es válida a partir de un nivel axil de 800 kN. Por debajo de dicho valor, la propuesta sobrestima en gran medida la resistencia a flexocompresión del soporte, quedando del lado de la inseguridad.

5.4.3. MEF-A

El caso de las probetas MEF-A (Fig. 5.10c) es similar al de las probetas MEF-C. Ninguna propuesta se adapta adecuadamente al comportamiento exhibido. La propuesta de Montuori y Piluso (2009) infravalora en todos los casos la resistencia del soporte; no obstante, podría usarse para estimar la resistencia a flexocompresión de un soporte con las características de las probetas MEF-A con un nivel de axil reducido (en torno a los 200 kN).

De manera similar al caso de las probetas MEF-C, la propuesta de Li et al. (2009) es válida para valores de axil intermedios, entre 500 kN y 1000 kN. En este caso, la propuesta del Eurocódigo 4 ya es aceptable para axiles de unos 700 kN. Ambas propuestas sobrestiman la resistencia a flexocompresión del soporte si se utilizan para valores de axil inferiores a los indicados, quedando del lado de la inseguridad.

5.4.4. MEF-B

En las probetas MEF-B (Fig. 5.10d) se observa que la propuesta de Li et al. (2009) ajusta perfectamente el comportamiento, hasta un nivel de axil de 600 kN. A partir de ese momento, la propuesta infravalora la resistencia del soporte reforzado, alcanzándose diferencias de más del 50%. Para esos niveles de axil, es mejor emplear la propuesta del Eurocódigo 4, la cual se ajusta mejor a los resultados numéricos. Por debajo de los 600 kN de carga axil, sin embargo, el diagrama del

Eurocódigo 4 queda del lado de la inseguridad, aunque con una diferencia de entre un 20% y un 40%, valores mucho menores que en los casos anteriores, donde las diferencias eran de más del 60%.

Los aspectos anteriores comentados ya se apreciaron en la comparación con los resultados experimentales (*apartado 5.3.3*) en la que se vio que eran precisamente las probetas tipo B las que mejor eran representadas por la propuesta de Li et al. (2009), así como por el Eurocódigo 4.

Para este tipo de probetas la propuesta de Montuori y Piluso (2009) no es adecuada pues infravalora completamente la resistencia del soporte reforzado. La diferencia entre esta propuesta y el diagrama numérico llega a ser de más del 150%.

5.5. Comparación con los resultados del estudio paramétrico

Para comprobar las tendencias observadas en los apartados anteriores en cuanto a la concordancia entre las tres propuestas de cálculo estudiadas y los resultados experimentales y numéricos, se lleva a cabo una comparación con los resultados del estudio paramétrico desarrollado en el *Capítulo 4*. Como se ha venido observando, existen claramente dos zonas diferenciadas: axiles bajos y axiles elevados. Por tanto, y para facilitar las comparaciones y simplificar casos, se realiza la comparación entre las propuestas y las probetas del estudio paramétrico únicamente en dos puntos del diagrama N-M: el primer punto corresponde a un axil de 400 kN, lo que representa una situación con axil de valor reducido; el segundo punto corresponde a un axil de 1200 kN, representando una situación con un valor de axil elevado.

Las probetas a comparar corresponden con las estudiadas en el *Capítulo 4*, a excepción de las probetas en las que se estudia la influencia del tamaño del capitel (probetas x-C50 y x-C90, con x el elemento de conexión C, A o B), ya que no es posible compararlas, pues ninguna de las propuestas de diseño que se estudian tiene en cuenta el calibre del capitel.

Para realizar estas comparaciones se emplearán gráficos en donde se representará mediante una nube de puntos el grado de ajuste entre cada propuesta y el resultado numérico; con esta forma de proceder, un punto que caiga justo encima de la línea de 45° indicará que el resultado numérico y la propuesta de cálculo coinciden.

5.5.1. Nivel axil $N = 400 \text{ kN}$

La Fig. 5.11 recoge la comparación entre las probetas estudiadas en el estudio paramétrico y su correspondiente valor estimado con las propuestas de cálculo, para un valor de carga axil de 400 kN.

Como puede observarse, la propuesta de Montuori y Piluso (2009) queda en todos los casos del lado de la seguridad (puntos por encima de la línea de 45°). El grado de ajuste de esta propuesta, en la que el refuerzo sólo dota de confinamiento a la columna de hormigón, es mayor con las probetas sin capitel (probetas tipo S), confirmándose de esta forma la tendencia observada en el apartado anterior 5.4.1.

De igual forma que se vio anteriormente (*apartado 5.4.4*), la propuesta de Li et al. (2009) ajusta bastante bien el comportamiento de las probetas con capitel y barras pasantes (probetas tipo B), quedando los puntos cerca de la línea de 45°. Sin embargo, para el resto de probetas, esta propuesta queda claramente del lado de la inseguridad (puntos bajo la línea de 45°), tal y como también se observó en los *apartados 5.4.1 – 5.4.3*.

En el caso de la propuesta del Eurocódigo 4, esta propuesta queda, en general, del lado de la inseguridad para todas las probetas estudiadas a este nivel de carga axial. Este hecho confirma también lo observado en el apartado 5.4, en el que se pudo comprobar que con el diagrama N-M siguiendo el Eurocódigo 4 se obtenían unos valores de resistencia a flexocompresión muy elevados. Por tanto, se vuelve a indicar que no debe emplearse esta propuesta en casos con reducido axial, pues el grado de inseguridad es muy alto.

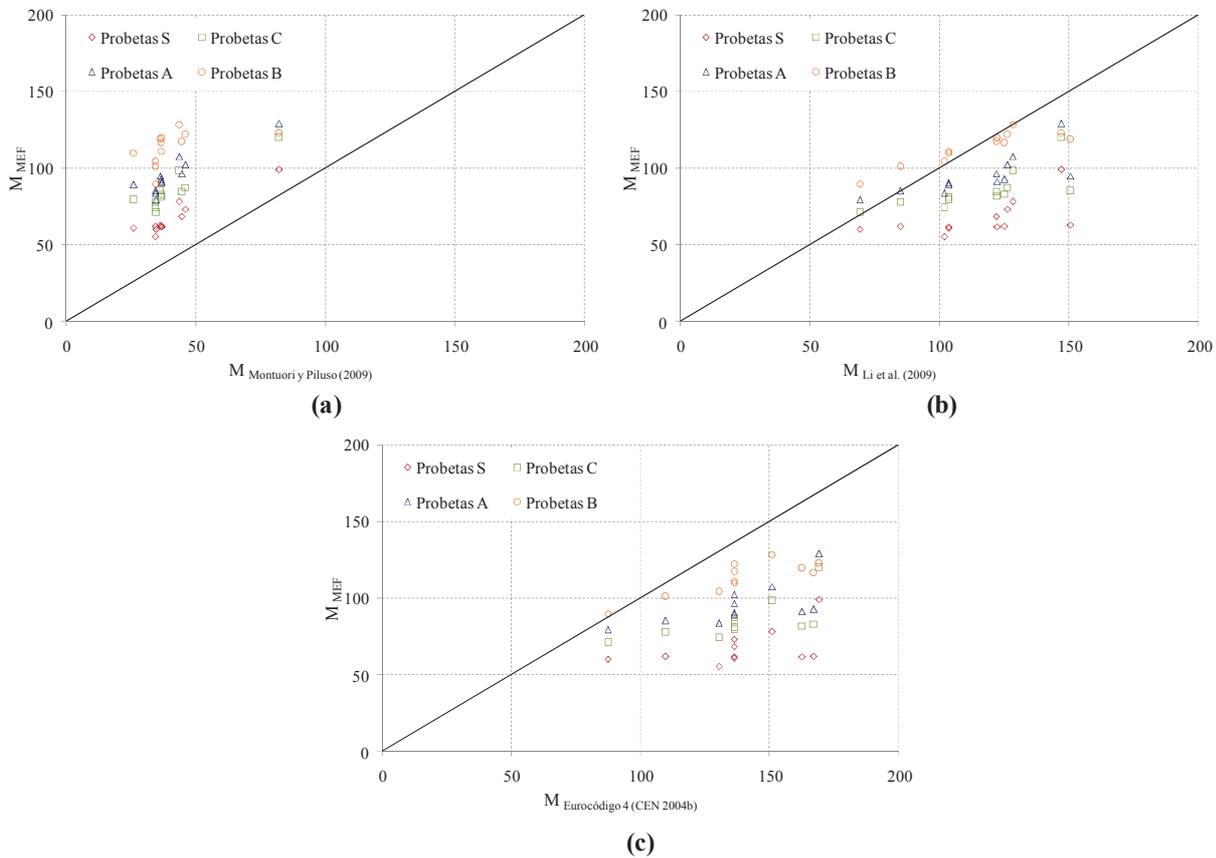


Fig. 5.11. Comparación entre los resultados del estudio paramétrico y las propuestas de cálculo para un nivel axial de 400 kN; (a) Li et al (2009); (b) Montuori y Piluso (2009); (c) Eurocódigo 4 (CEN, 2004b).

5.5.2. Nivel axial $N = 1200 \text{ kN}$

En la Fig. 5.12 se tienen las gráficas con la comparación entre las probetas analizadas en el estudio paramétrico y su correspondiente valor estimado con las propuestas de cálculo, para un valor de carga axial de 1200 kN.

En primer lugar, es fácil apreciar que la propuesta de Montuori y Piluso (2009) queda claramente del lado de la seguridad, al encontrarse todos los puntos por encima y alejados de la línea de 45°. Esto era de esperar, de acuerdo a los resultados obtenidos en el apartado 5.4. Esta propuesta, sin embargo, no sería recomendable para un nivel de carga elevado como el estudiado, ya que estaríamos infravalorando en gran cuantía la resistencia a flexocompresión del soporte. Esto supondría disponer un refuerzo con un coste económico muy elevado, cuando en realidad no sería necesario.

La propuesta de Li et al. (2009) queda del lado de la seguridad en cualquier refuerzo que cuente con capitel, es decir, para las probetas tipo C, A y B, hecho ya observado también en el apartado 5.4.

Igualmente, esta propuesta sigue sin ser completamente adecuada para las probetas sin capitel (probetas tipo S), pues en algunos casos queda del lado de la inseguridad.

Finalmente, la propuesta del Eurocódigo 4 queda en general del lado de la seguridad para los refuerzos con capitel (probetas tipo C, A o B). Sin embargo, y tal y como se indicó en el apartado 5.4, el Eurocódigo 4 no debe ser aplicado para las probetas sin capitel (probetas tipo S), ya que en ese caso estaríamos del lado de la inseguridad.

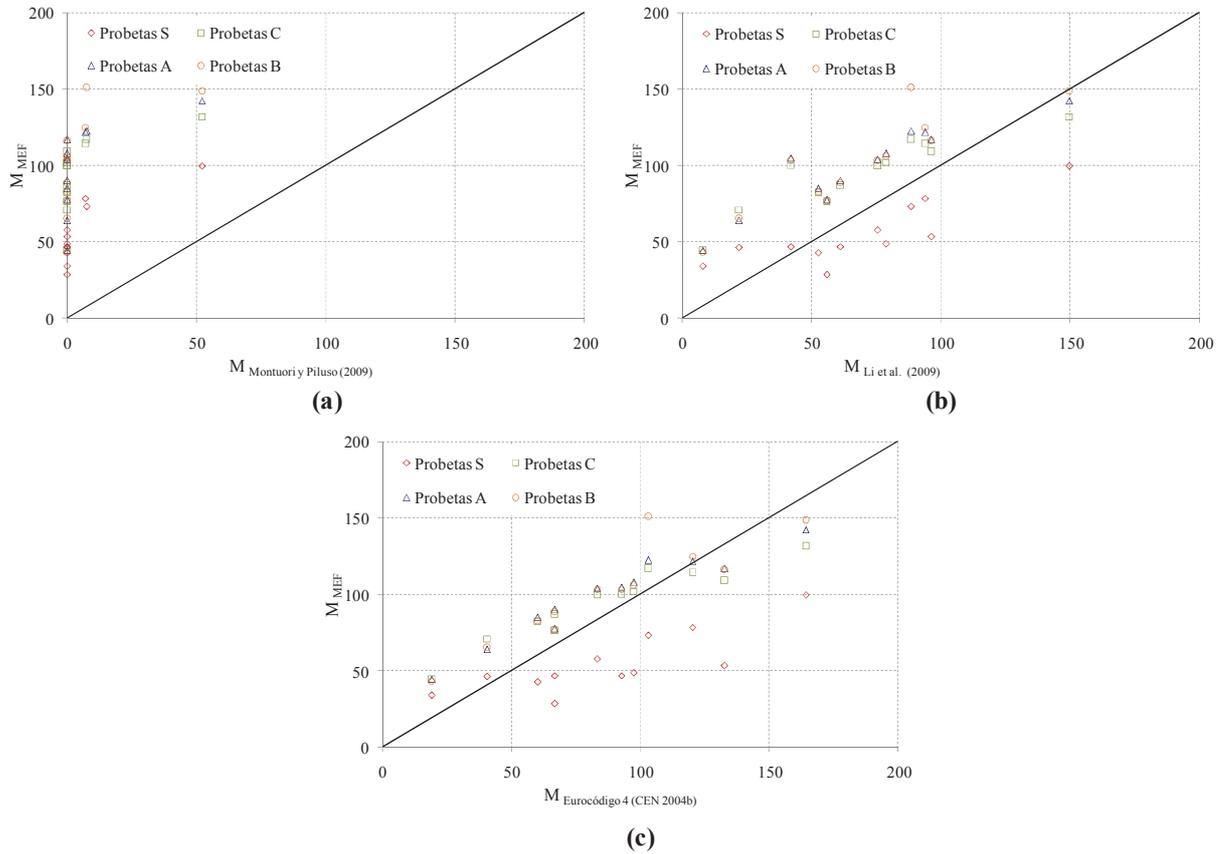


Fig. 5.12. Comparación entre los resultados del estudio paramétrico y las propuestas de cálculo para un nivel axial de 1200 kN; (a) Li et al (2009); (b) Montuori y Piluso (2009); (c) Eurocódigo 4 (CEN, 2004b).

5.6. Conclusiones relativas a la comparación de los resultados obtenidos con diversas propuestas de cálculo

Los resultados obtenidos en la parte experimental y numérica de la presente Tesis Doctoral se han comparado con las propuestas de diseño de Li et al. (2009), Montuori y Piluso (2009) y el Eurocódigo 4 (CEN 2004b). Se ha observado que ninguna propuesta predice completamente el comportamiento frente a flexocompresión de un SHARAPM, presentando situaciones en que una misma propuesta, según el nivel de axial considerado, queda del lado de la seguridad o de la inseguridad.

De las tres propuestas estudiadas, para el caso de un refuerzo con angulares y presillas sin capiteles, es posible aplicar la propuesta de Montuori y Piluso (2009). No obstante, hay que señalar que si el nivel de axial es muy elevado, cercano al máximo resistido por el SHARAPM, esta propuesta quedará muy del lado de la seguridad y por tanto supondrá un incremento notable del coste del refuerzo. En esa situación, será recomendable emplear la propuesta de Li et al. (2009).

Si el SHARAPM dispone de capiteles o capiteles más tacos químicos, puede emplearse la propuesta de Li et al. (2009) para estimar la resistencia a flexocompresión con valores de axil medios y altos. Asimismo, la propuesta del Eurocódigo 4 puede ser empleada tanto para determinar el axil máximo resistido, como para obtener los puntos del diagrama N-M con un axil muy elevado. Sin embargo, cuando un refuerzo de estas características se encuentra solicitado a un nivel axil reducido, ninguna propuesta provee de un resultado satisfactorio. En todo caso, se debería emplear la propuesta de Montuori y Piluso (2009), ya que al menos queda del lado de la seguridad.

En el caso de que además de capiteles se dispongan barras pasantes, la propuesta de Li et al. (2009) reproduce bastante bien el comportamiento a flexocompresión del SHARAPM, pudiéndose emplear la propuestas del Eurocódigo 4 para determinar con más precisión los casos de axiles muy elevados.

Finalmente, en lo que respecta a la colocación de unos perfiles tubulares uniendo el refuerzo a ambos lado del nudo viga-soporte, todas las propuestas analizadas quedan del lado de la seguridad. La más aproximada sería la propuesta de cálculo del Eurocódigo 4 (CEN 2004b).

A la vista de los resultados exhibidos por las diferentes propuestas de cálculo analizadas al ser comparadas con los resultados experimentales y numéricos obtenidos en este Trabajo, queda patente la necesidad de una nueva propuesta de cálculo para SHARAPM sometidos a flexocompresión, dado que las existentes propuestas tienen muchas limitaciones.

CAPÍTULO 6. NUEVA PROPUESTA DE CÁLCULO BASADA EN REDES NEURONALES

6.1. Introducción

A lo largo de la presente Tesis Doctoral se ha determinado la idoneidad, necesidad y conveniencia de estudiar el comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM. Un aspecto fundamental de dicho estudio ha sido contemplar la existencia e influencia del nudo viga-soporte, lo que se ha traducido en diferentes formas de resolver la conexión del refuerzo en dicha zona. Para alcanzar el objetivo se planteó y ejecutó en primer lugar un programa experimental. Posteriormente, se desarrolló un modelo de elementos finitos capaz de reproducir el comportamiento de un SHARAPM bajo cargas normales, esto es, esfuerzos axiales y momentos flectores. Dicho modelo se calibró y validó en base a los resultados experimentales, y sirvió para llevar a cabo un estudio paramétrico, el cual permitió determinar la importancia e influencia de diferentes factores (calibre del angular, límite elástico del acero del refuerzo, número de presillas, dimensión del capitel, resistencia característica del hormigón y cuantía de armadura del soporte original) en el comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM.

Tanto los resultados experimentales como los resultados numéricos fueron comparados con tres propuestas de cálculo existentes (Li et al., 2009; Montuori y Piluso, 2009; Eurocódigo 4 – CEN, 2004b), con el fin de determinar su grado de ajuste y la posibilidad de que estas propuestas pudieran, asumiendo cierto grado de seguridad, ser empleadas por profesionales. Dichas comparaciones, analizadas en el *Capítulo* anterior, mostraron, no obstante, que ninguna de estas propuestas es capaz de representar satisfactoriamente el comportamiento de un SHARAPM a flexocompresión. En concreto, los principales problemas aparecen cuando se presentan diferentes posibles configuraciones en lo referente a la forma de conexión con el nudo viga-soporte (sin capiteles, con capiteles, con capiteles más tacos químicos y con capiteles más barras pasantes a través del nudo). Así pues, propuestas que podrían ser útiles en algunos casos, son totalmente inseguras en otros casos. Otras, si bien siempre seguras, suponen un sobredimensionamiento excesivo del refuerzo en la mayoría de casos.

Este *Capítulo* aborda el desarrollo de una nueva propuesta para el diseño y comprobación de un SHARAPM sometido a flexocompresión. A lo largo de esta Tesis se ha podido observar que el comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM es altamente complejo y depende fuertemente del tipo de conexión del refuerzo en el nudo viga-soporte. El estudio paramétrico mostró que los diferentes parámetros que afectan al SHARAPM tienen una influencia variable según el tipo de conexión, así como del nivel de carga axial concomitante con el momento flector. Asimismo, las soluciones analíticas empleadas en las propuestas de cálculo analizadas en el *Capítulo 5*, demostraron no ser completamente adecuadas para representar el comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM.

Tras este razonamiento se llegó a la conclusión de que la complejidad del problema imposibilita obtener una propuesta analítica, similar a la que obtuvieron Calderón et al. (2009) para el caso de SHARAPM sometidos a compresión simple. Como alternativa, se decidió recurrir al empleo de Redes Neuronales, una herramienta matemática que ha demostrado recientemente su utilidad en la ingeniería

y para la aplicación de la cual no es necesario conocer en profundidad el fenómeno estudiado, tan sólo se necesitan una serie de resultados conocidos.

Dado que la influencia del nudo viga-soporte ha demostrado ser de gran importancia, se ha decidido construir 4 Redes Neuronales diferentes, una para cada forma de resolver el nudo (sin capiteles, con capiteles, con capiteles más tacos químicos y con capiteles más barras pasantes a través del nudo). Las Redes son entrenadas (calibración) y testeadas (validación) empleando como patrón el modelo numérico del *Capítulo 4*. Para facilitar la aplicación de la propuesta de cálculo por parte de profesionales, se ha obtenido una expresión matemática equivalente que resulta más fácil de usar. Finalmente, el grado de ajuste de la nueva propuesta desarrollada se ha comparado con las tres propuestas de diseño estudiadas en el *Capítulo 5*.

6.2. Aspectos básicos de las Redes Neuronales

Las Redes Neuronales son una herramienta matemática inspirada en el funcionamiento del sistema nervioso del ser humano. Los orígenes de las Redes Neuronales se remontan a los años 40, cuando el neurobiólogo Warren McCulloch y el estadístico Walter Pitts desarrollaron la “neurona artificial”, lo que sentaría las bases entre otras, de lo que sería la futura Inteligencia Artificial (McCulloch y Pitts, 1943).

A finales de los años 50, Frank Rosenblatt desarrolló el “Perceptron” (Rosenblatt, 1958), un elemento que empleaba la idea de las neuronas artificiales para identificar y clasificar patrones geométricos o abstractos. Sin embargo, desde mediados de los 60 el Perceptron y la Computación Neuronal fueron temas que la comunidad científica relegarían a un segundo plano. Esto fue debido, entre otras causas, a las severas críticas recibidas por parte de los pioneros de la Inteligencia Artificial, Minsky y Papert, quienes tras un profundo análisis matemático (Minsky y Papert, 1969), consideraron que no eran temas interesantes de estudiar y desarrollar.

Aunque algunos investigadores seguirían investigando y encontrado utilidad a las Redes Neuronales durante los siguientes años, sería la aplicación del algoritmo “Backpropagation” en los años 80 (Rumelhart et al., 1986) el que devolvería el interés en la Computación Neuronal. Desde entonces, las Redes Neuronales se han empleado en multitud de campos de la ciencia y la ingeniería para el reconocimiento de patrones o la simulación de procesos.

Recientemente, en el campo de la Ingeniería Civil, las Redes Neuronales han tenido un gran uso para solucionar diferentes problemas (Adeli 2001), incluido la modelización del comportamiento de elementos de hormigón. Por ejemplo, sobre esfuerzo cortante se tienen varios trabajos como el de Kumar y Barai (2010), quienes desarrollan una Red Neuronal para obtener el esfuerzo cortante máximo resistido por una ménsula corta de hormigón con fibras de acero, con o sin armadura de cortante; Cladera y Mari (2004a, 2004b), quienes usaron las Redes Neuronales como base para una propuesta de cálculo para el diseño de vigas de HA de alta resistencia con o sin estribos; Caglar (2009), a quien las redes neuronales le sirven de base para determinar el cortante máximo resistido por una sección circular de HA; o, Mansour et al. (2004) y Oreta (2004), que estudian la aplicación de las Redes Neuronales para predecir el esfuerzo cortante máximo en vigas de HA sin armadura transversal. En otros campos de la ingeniería del hormigón se tienen trabajos como el de Dahou et al. (2009), quienes utilizan las Redes Neuronales para obtener un modelo de adherencia hormigón-acero, o Alshihri et al. (2009), quienes emplearon esta técnica para predecir la resistencia a compresión del hormigón ligero según el tiempo de curado. Asimismo, las Redes Neuronales también se han aplicado con éxito a temas complejos de la ingeniería estructural, como la determinación de la resistencia a

compresión simple de un elemento de mampostería (Garzón-Roca et al. 2013a) o el diseño de muros de fábrica sometido a una carga axil excéntrica (Garzón-Roca et al. 2013b).

6.2.1. Funcionamiento de una neurona artificial

Una neurona artificial (en adelante neurona) es en esencia un elemento que recibe una serie de “estimulos” o datos de entrada y, tras realizar una serie de procesos en su interior, entrega un valor de salida.

La Fig. 6.1 muestra el funcionamiento habitual de una neurona. Los datos de entrada recibidos por la neurona son en primer lugar combinados linealmente siguiendo una expresión de la forma:

$$NET = \sum_{i=0}^m D_i \cdot w_i + b \tag{6.1}$$

En esta expresión, D_i representa el valor del dato de entrada i , w_i el coeficiente de combinación lineal correspondiente a ese dato de entrada, también llamado *peso*, y b es el termino independiente de la combinación, denominado *bias*. Al resultado de esta combinación suele denominarse *NET*.

Realizada esta operación, el siguiente proceso a realizar dentro de la neurona es la aplicación de una función al valor *NET*. Esta función se denomina función de transferencia y puede tomar cualquier forma, aunque lo habitual es emplear funciones lineales o sigmoideas. El resultado de aplicar la función de transferencia al valor *NET* es el valor de salida de la neurona.

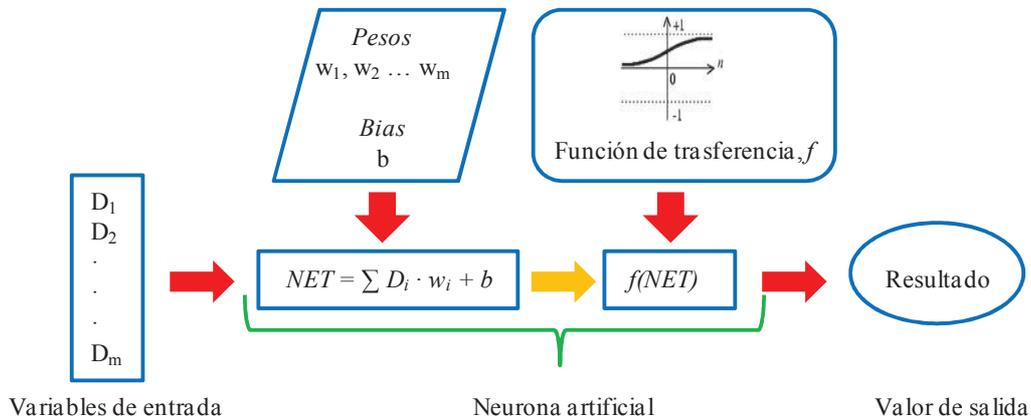


Fig. 6.1. Funcionamiento de una neurona artificial.

6.2.2. Unión de varias neuronas

En general, cuando se presenta un problema complejo, como es el caso de un problema ingenieril, una neurona por sí sola no es capaz de resolver o encontrar la solución. Es por ello que, de igual forma que en el cerebro humano, lo habitual es que se combinen varias neuronas formando lo que se conoce como Red Neuronal. Así pues, una Red Neuronal es un conjunto de neuronas trabajando de acuerdo con una organización establecida.

Cabe señalar ahora la distinción entre los datos de entrada/salida de una neurona y los correspondientes a toda la red. Los primeros están relacionados con el funcionamiento descrito antes para una neurona. Los segundos se refieren al sistema completo de la Red Neuronal, siendo por tanto

los inputs y outputs del sistema. Para evitar dicha confusión, de aquí en adelante se entenderá por inputs y outputs únicamente a los datos de entrada y salida de la Red Neuronal.

6.2.3. Feedforward multilayer perceptron networks

Una de las formas más habituales de organizar y disponer las neuronas de una Red Neuronal es por capas. Normalmente se define una primera capa con el mismo número de neuronas que datos de entrada o inputs tiene la Red; una última capa con el número de neuronas igual al número de datos de salida u outputs de la Red; y, una o varias capas intermedias, situadas entre la capa de inputs y la capa de outputs, denominadas capas ocultas. Por extensión, a las neuronas localizadas en las capas ocultas se las conoce como neuronas ocultas.

El número de capas ocultas y el número de neuronas a disponer en estas capas depende del tipo de problema que la Red Neuronal esté modelizando. Normalmente se utiliza una única capa oculta, con un número de neuronas que suele oscilar entre el número de inputs y el número de outputs.

Un tipo de Red Neuronal muy empleado es la tipología *Feedforward multilayer perceptron network*, ilustrada en la Fig. 6.2. En esta tipología todas las neuronas de una capa están conectadas con todas las neuronas de la capa siguiente, pero no existe conexión entre las neuronas de una misma capa. Con ello se consigue que la información fluya siempre hacia adelante, desde la capa de inputs hasta la capa de outputs, a través de las capas ocultas. Al definir de esta forma la red, las neuronas de la capa input no realizan ningún proceso especial, tan sólo contienen la información del input correspondiente.

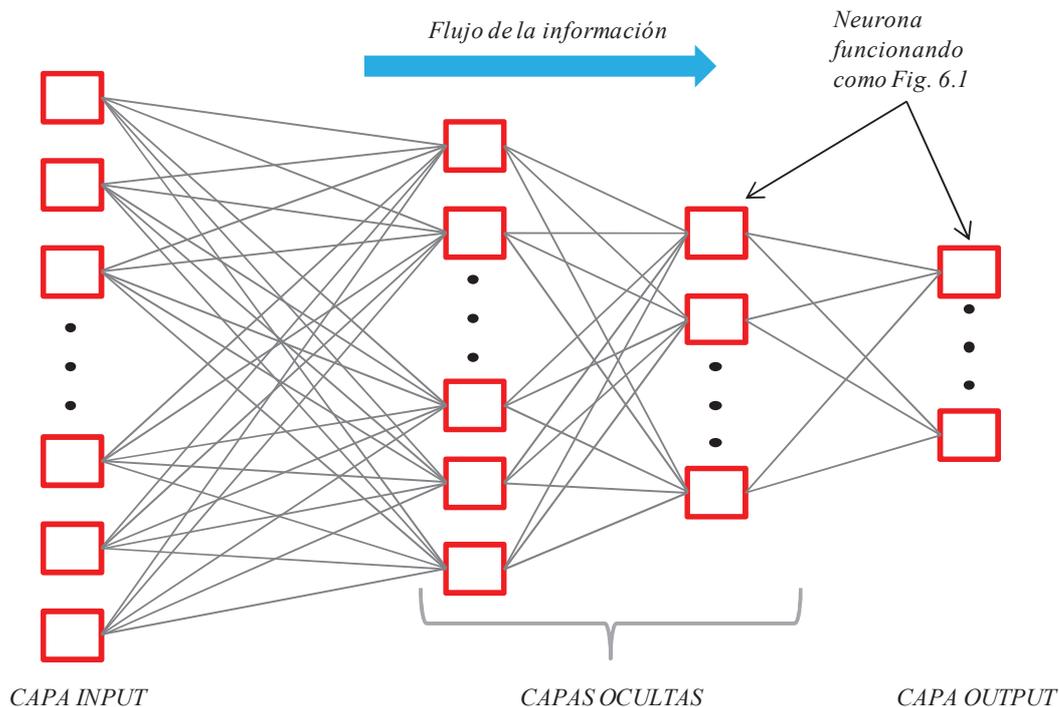


Fig. 6.2. Tipología de Red Neuronal *Feedforward multilayer perceptron network*.

Se denomina “arquitectura de la red” a la estructura de la Red, es decir, el número de capas y el número de neuronas en cada capa. Así por ejemplo, la Red de la Fig. 6.3 podría definirse como una Red Neuronal 2-2-1, esto es, una Red con 3 capas, 2 neuronas en la primera y segunda capa (capas inputs y oculta respectivamente), y 1 neurona en la tercera capa (output). La definición de la estructura

de la Red Neuronal suele hacerse conjuntamente con las funciones de transferencia que emplean las neuronas. Lo habitual es que todas las neuronas de una misma capa presenten la misma función de transferencia.

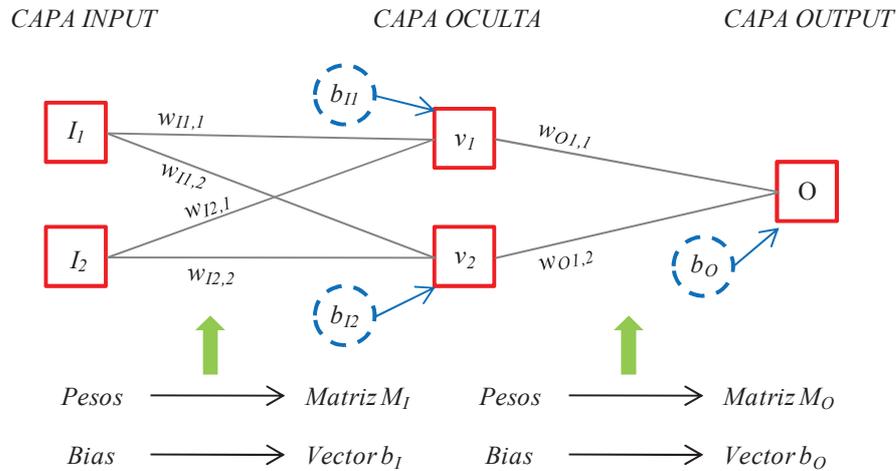


Fig. 6.3. Ejemplo de Red Neuronal *Feedforward multilayer perceptron network* con arquitectura 2-2-1.

La relación entre cada una de las capas que integran la Red queda concretada a través de los pesos y bias que se definen entre las neuronas. Normalmente estos pesos se agrupan de forma matricial, con lo que las diferentes filas o columnas de estas “matrices de pesos” recogen los pesos correspondientes a una neurona determinada. De igual forma, los bias pueden escribirse en forma de vector. Con ello, la Red de la Fig. 6.3 podría escribirse de forma matricial como:

$$O = f_1(M_O \cdot v + b_O) \quad ; \quad v = f_2(M_I \cdot I + b_I) \tag{6.2}$$

Donde M_I , b_I y M_O , b_O son las matrices de pesos y vectores de bias que relacionan los inputs (I) con la capa oculta y la capa oculta con los outputs, respectivamente; f_1 y f_2 las funciones de transferencia de la capa output y la capa oculta (suponiendo que todas las neuronas de una capa comporten la misma función de transferencia, como es usual); O el output de la Red, y v el vector resultante que se obtiene como “salida” de la capa oculta.

Así pues, una Red Neuronal *Feedforward multilayer perceptron network* queda definida completamente si se conoce su arquitectura (incluyendo las funciones de transferencia) y las matrices de pesos y vectores de bias que relacionan las diferentes capas entre sí.

6.2.4. Entrenamiento de una Red Neuronal. Algoritmo Backpropagation

Un aspecto que hace muy interesante a las Redes Neuronales es su capacidad de aprendizaje. Esto quiere decir que dado un problema podemos definir una Red Neuronal con sólo su arquitectura, y proporcionándole una serie de parejas input/output de ejemplo, la Red será capaz de adaptarse y aprender. De esta forma, cuando en el futuro usemos esa Red, ésta será capaz de proporcionar outputs consistentes. A este proceso se le denomina entrenamiento de la Red.

Una de las peculiaridades que presenta una Red Neuronal, es que no es necesario conocer el fenómeno modelizado en profundidad ni las leyes físicas que lo gobiernan para entrenar la Red. Tan sólo es necesario tener parejas de inputs y outputs conocidos. El entrenamiento de una Red Neuronal del tipo

Feedforward multilayer perceptron network se centra en determinar el valor que pesos y bias de las diferentes neuronas de la Red deben tener para ser capaces de reproducir adecuadamente el fenómeno estudiado. El algoritmo actualmente más empleado para entrenar una red de este tipo se denomina *Backpropagation* (Rumelhart et al., 1986) y su forma de operar, dada una serie de inputs y outputs conocidos, es la siguiente (MATLAB 7.0, 2002):

- a) Se establecen como pesos y bias iniciales unos valores aleatorios.
- b) Se ejecuta la red con los inputs proporcionados, obteniéndose un valor para el output.
- c) Se obtiene el error de la Red, es decir la diferencia en valor que existe entre el output obtenido por la Red y el output real conocido. El error suele cuantificarse con el “error cuadrático medio” (en inglés *mean squared error*, *MSE* a partir de ahora), el cual se define como:

$$MSE = \frac{1}{m} \sum_{i=0}^m (T_i - O_i)^2 \quad (6.3)$$

donde T_i es el output real (output objetivo o *target*) y O_i el output obtenido por la red

- d) Ese error se propaga hacia atrás en la Red, corrigiéndose los pesos y bias de las diferentes neuronas
- e) El proceso vuelve al punto (b), hasta que el valor del *MSE* se considera suficientemente pequeño.

Terminada la secuencia anterior, la Red se considera que es adecuada para reproducir el fenómeno estudiado, quedando los valores de los pesos y bias fijos. A partir de entonces, la Red se podrá utilizar para realizar predicciones.

6.2.5. Testeo de la red

Uno de los problemas que pueden surgir al entrenar una Red Neuronal es que, si bien la Red ajusta perfectamente para las parejas inputs/outputs proporcionados, cuando la Red es utilizada para su uso “real”, es decir, predecir un output (desconocido) a partir de los inputs dados, los resultados que se obtienen son malos y/o inconsistentes. Lo que ha ocurrido es que la Red Neuronal desarrollada ha sido “sobreentrenada” y no es capaz de generalizar.

Por ello, para detectar que la Red que estamos construyendo es válida, lo habitual es reservar una pequeña parte de los datos inputs/outputs conocidos para, una vez entrenada la red (y por tanto fijados sus pesos y bias), testarla. Este proceso consiste simplemente en comprobar que los outputs obtenidos por la Red son similares a los outputs conocidos. De esta forma validamos la funcionalidad de la Red Neuronal desarrollada, observando que es capaz de predecir con cierta precisión valores de output a partir de una serie de valores inputs dados.

6.3. Datos para la red. Inputs y outputs

Como se ha explicado previamente, para que una Red Neuronal sea funcional es necesario contar con una serie de parejas de inputs/outputs que sirvan para entrenar la Red y comprobar su capacidad para generalizar y reproducir adecuadamente el fenómeno que se está estudiando. En el caso concreto de esta Tesis Doctoral, el fenómeno que se desea reproducir con la realización de una Red Neuronal es el comportamiento frente a flexocompresión de SHARAPM. Como se ha desarrollado un modelo de elementos finitos capaz de reproducir el comportamiento de estos elementos (ver *Capítulo 4*), es

posible emplear dicho modelo como fuente para la obtención de parejas de valores inputs/outputs que permitan calibrar (entrenar) y validar (testear) la Red.

6.3.1. Datos de salida - outputs

El objetivo final de la Red Neuronal a desarrollar es predecir el comportamiento a flexocompresión de un SHARAPM. Más concretamente, se persigue tener una herramienta sencilla para determinar el diagrama N-M de un SHARAPM, de forma que ésta pueda ser utilizada por cualquier proyectista que tenga la necesidad de diseñar un refuerzo con angulares y presillas, sin la necesidad de llevar a cabo procedimientos más complejos como la ejecución de un modelo de elementos finitos.

Así pues, en principio, el output del problema es el diagrama N-M, esto es las parejas de valores axil – momento que definen la frontera más allá de la cual se considera que el SHARAPM supera el Estado Límite Último frente a esfuerzos normales (axil y momento). Sin embargo, en realidad estos dos valores no son completamente independientes, sino que existe una relación entre ellos: resulta evidente que dado un axil aplicado al soporte reforzado, su valor va a determinar el máximo momento que el SHARAPM es capaz de resistir.

Este hecho hace que en realidad podamos (o incluso debamos) considerar que no habrá dos outputs de la Red (N y M) sino uno, siendo el otro valor concomitante un input. Siguiendo la práctica habitual en Ingeniería, se ha optado por tomar como input el valor del axil, y considerar por tanto como el output de la Red Neuronal a desarrollar únicamente el valor del momento flector.

Para mejorar la funcionalidad y entrenamiento de la Red Neuronal, el momento flector se adimensionaliza dividiéndolo entre la sección transversal del soporte (A_c), la resistencia del hormigón (f_c) y el canto del soporte (h). Así pues, el output de la Red será el valor $M / A_c f_c h$.

6.3.2. Datos de entrada - inputs

Definido el output de la Red Neuronal, el siguiente paso es elegir los parámetros inputs del sistema. En este aspecto, se han tenido en cuenta los diferentes factores implicados en el *Estudio Paramétrico* llevado a cabo en la presente Tesis Doctoral (*Capítulo 4*).

De forma similar a lo que ocurre con el caso de los modelos de comportamiento de los materiales o cuando se utilizan otras herramientas matemáticas, interesa no tener una gran cantidad de parámetros de entrada (inputs) en una Red Neuronal. Se reducen así los posibles errores numéricos, siendo asimismo mucho más fácil y rápido obtener buenos resultados.

Otro aspecto a considerar es que en una Red Neuronal como la definida en la *sección 6.2* de este *Capítulo*, todos los datos de entrada deben ser cuantitativos. Es decir, no podemos introducir por ejemplo, que el refuerzo está constituido por perfiles L60.6. En lugar de ello, debemos dar otro dato, por ejemplo su área. Operando así, también permitimos que en el futuro la Red pueda ser utilizada por cualquier persona sin necesidad de tener que emplear una serie de perfiles normalizados determinado.

Además, y siguiendo la directriz de posibilitar abarcar una gran cantidad de casos futuros, es interesante que gran parte de los parámetros de input sean adimensionales.

Cabe señalar que se ha decidido no incluir como un input el tipo de conexión en el nudo viga-soporte. A lo largo de este trabajo, se ha visto que en el comportamiento de un SHARAPM a flexocompresión, la forma de resolver el nudo viga-soporte tiene una influencia fundamental. Sin embargo, esto es muy

difícil de convertir en algo cuantitativo, numérico. En lugar de ello, se ha optado por ejecutar 4 Redes Neuronales independientes, una para cada tipo de conexión: sin capiteles, con capiteles, con capiteles y tacos químicos, y con capiteles y barras pasantes a través del nudo. Así pues, se entrenarán y testearán 4 Redes Neuronales.

Teniendo en cuenta todo este razonamiento, y recordando que el axil debe ser un input de acuerdo con lo comentado en la sección anterior, como datos de entrada de las 4 Redes Neuronales a desarrollar se han escogido los siguientes parámetros:

- Resistencia característica a compresión simple del hormigón, f_c , en MPa.
- Cuantía mecánica de armadura, es decir el ratio $A_s \cdot f_{ys} / A_c \cdot f_c$, siendo A_s y f_{ys} el área total de armadura longitudinal dispuesta en el soporte y su límite elástico respectivamente, y A_c el área bruta de hormigón del soporte.
- Cuantía mecánica de acero de refuerzo, definido como el ratio $4 \cdot A_L \cdot f_{yL} / A_c \cdot f_c$, donde A_L es el área de un angular de acero de refuerzo y f_{yL} su límite elástico.
- Relación H/h , siendo H el canto del soporte reforzado más la dimensión del capitel comprimido, y h el canto del soporte de HA (ver Fig. 6.4a).
- Influencia de la concentración de presillas en la zona del nudo viga-soporte, definida a través de ratio $n \cdot s / 2 \cdot d$, siendo d el canto útil de la sección, y n y s el número de presillas y su dimensión (ancho de la presilla) existentes en un radio igual a dos veces el canto útil (d) desde el nudo viga-soporte, tal y como muestra la Fig. 6.4b. Cabe señalar el valor de n no es igual al total de presillas situadas a ambos lados del nudo, sino a al número de presillas que “diríamos” que situamos cerca del nudo viga-soporte; es decir, en casos generales, n será “el número de presillas en sólo un lado del nudo”.
- Axil adimensionalizado, obtenido como $N / A_c \cdot f_c$.

Como se puede apreciar, tan sólo la resistencia a compresión del hormigón (f_c) tiene unidades. El resto de los parámetros son adimensionales.

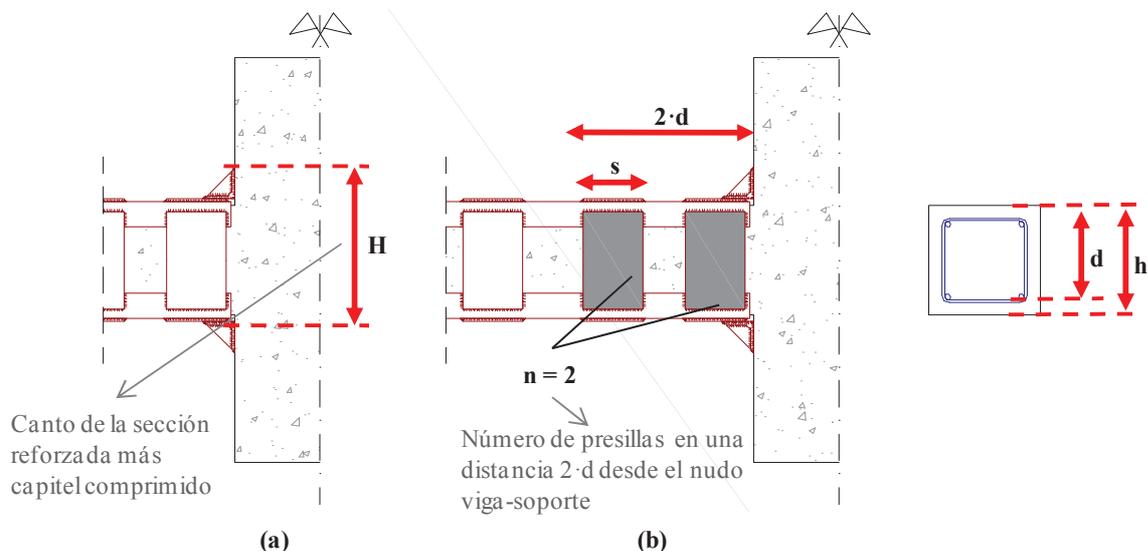


Fig. 6.4. Parámetros input de la Red Neuronal: (a) Ratio H/h ; (b) Ratio $n \cdot s / 2 \cdot d$.

Es importante destacar que no se considera el diámetro de los tacos químicos o barras pasantes, en el caso de que estos elementos estén presentes en el refuerzo. Esto es así porque se asume, por una parte, que en el caso del taco químico, en el instante de la rotura del SHARAPM siempre se va a producir el cono de arrancamiento descrito en los *Capítulos* anteriores de esta Tesis Doctoral, y por tanto, el comportamiento de la unión refuerzo-taco-nudo es similar en todos los casos. Por otro lado, en el caso de disponerse barras pasantes, se asume que estos elementos no condicionan el fallo del SHARAPM, es decir son capaces de asumir el axil máximo que podrían transmitir los angulares del refuerzo. Asimismo, esta propuesta también considera que los capiteles no condicionan a rotura y son suficientemente rígidos.

6.3.3. Nuevas simulaciones numéricas

Para la obtención de parejas input/output que sirvan para el entrenamiento y testeo de las 4 Redes Neuronales a desarrollar, se empleó el modelo numérico de elementos finitos desarrollado en el *Capítulo 4*. En dicho *Capítulo*, ya se procedió a realizar un estudio paramétrico en el que se variaron gran cantidad de parámetros, y del que se tienen alrededor de 660 puntos del diagrama N-M, o lo que es lo mismo, parejas de valores input/output.

No obstante, en estos modelos tan sólo se modifica el valor de un parámetro, manteniendo el resto constantes. Dado que esto no cubre la realidad, donde evidentemente “variarán” diferentes parámetros de forma simultánea, se han llevado a cabo nuevas simulaciones numéricas con el fin de abarcar más casos. La variación de parámetros fue totalmente aleatoria, y el total de estas nuevas simulaciones numéricas fue de 24 diagramas N-M, 6 para cada tipología de probeta estudiada (probetas sin capiteles, con capiteles, con capiteles más tacos químicos y con capiteles más barras pasantes a través del nudo), lo que supone aproximadamente unas 290 nuevas parejas de valores. La Tabla 6.1 resume los nuevos diagramas N-M ejecutados, lo cuales quedan representados en la Fig. 6.5.

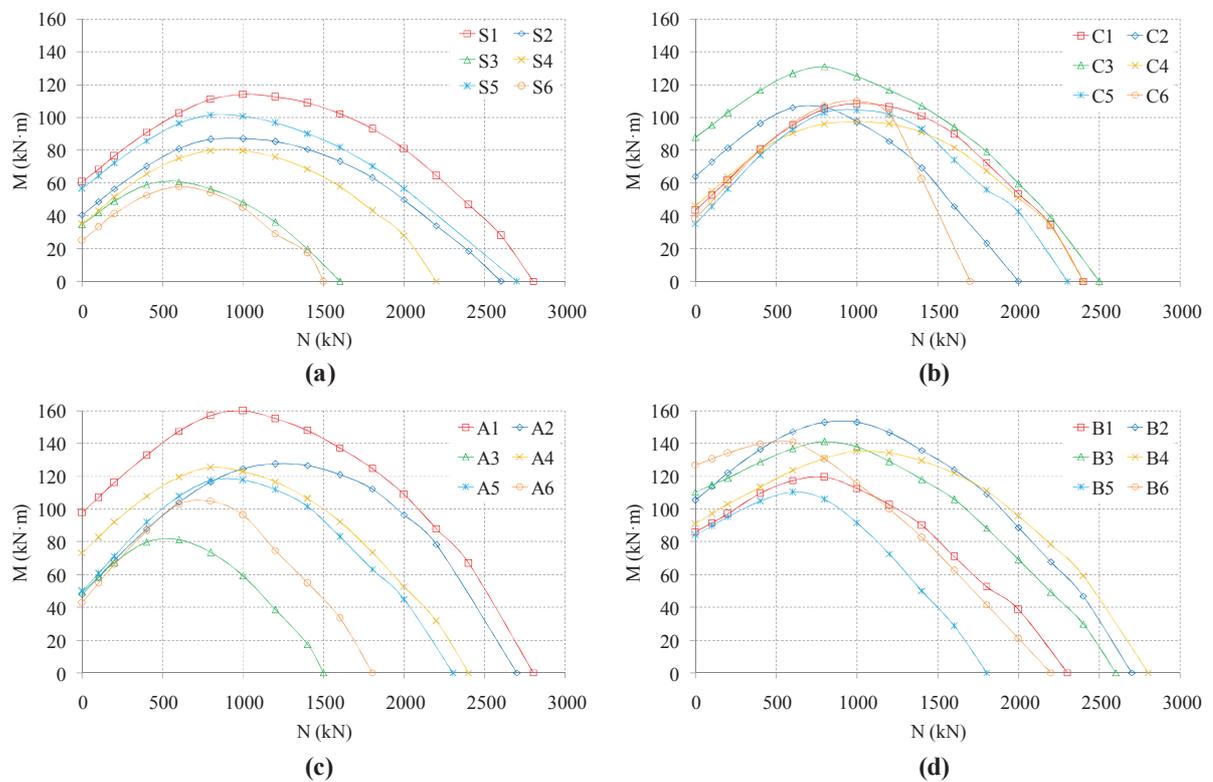


Fig. 6.5. Diagramas N-M de las nuevas simulaciones numéricas: (a) Probetas tipo S; (b) Probetas tipo C; (c) Probetas tipo A; (d) Probetas tipo B.

Tabla 6.1

Probetas ensayadas con el objetivo completar los datos para entrenar la Red Neuronal.

Probeta	Refuerzo		Presillas		Conexión nudo*	Materiales			Armadura longitudinal soporte
	Capitel	Angular	Nº	Dimensión		f_c (MPa)	f_{ys} (MPa)	f_{yL} (MPa)	
S1	-	L60.6	3	140	-	30	500	275	4φ16
S2	-	L40.4	3	100	-	30	500	275	4φ12
S3	-	L50.5	5	100	-	12	500	275	4φ12
S4	-	L50.5	5	140	-	20	400	275	4φ12
S5	-	L70.7	5	140	-	20	500	355	4φ16
S6	-	L80.8	3	140	-	12	400	275	4φ10
C1	L50.5	L60.6	5	100	C	20	500	275	4φ12
C2	L90.9	L50.5	5	140	C	12	500	275	4φ16
C3	L70.7	L40.4	5	140	C	20	500	275	4φ20
C4	L70.7	L40.4	3	140	C	30	500	275	4φ12
C5	L70.7	L70.7	5	140	C	12	500	355	4φ10
C6	L70.7	L80.8	3	140	C	12	400	275	4φ12
A1	L50.5	L60.6	5	140	C+A	20	500	275	4φ20
A2	L70.7	L60.6	3	140	C+A	30	500	275	4φ10
A3	L90.9	L40.4	5	100	C+A	12	500	275	4φ12
A4	L70.7	L50.5	5	140	C+A	20	500	275	4φ16
A5	L70.7	L70.7	5	100	C+A	12	500	355	4φ12
A6	L70.7	L80.8	3	140	C+A	12	500	275	4φ10
B1	L70.7	L50.5	5	140	C+B	12	500	355	4φ12
B2	L90.9	L60.6	5	140	C+B	20	500	355	4φ12
B3	L70.7	L60.6	5	100	C+B	20	500	275	4φ16
B4	L70.7	L60.6	3	140	C+B	30	500	275	4φ10
B5	L70.7	L60.6	3	140	C+B	12	400	355	4φ12
B6	L70.7	L50.5	5	100	C+B	12	500	275	4φ20

* C: Capitel; A: Taco químico; B: Barra pasante

6.3.4. Total de datos para la red

En total, al sumar los 290 nuevos datos obtenidos numéricamente a los 660 que se tenían del *Capítulo 4*, el total de parejas inputs/output asciende a 950 datos. Aproximadamente, para cada una de las 4 Redes Neuronales a desarrollar se tienen unos 237 datos. De ellos, el 80% (unos 190 datos) se emplearon para entrenar la Red, y el 20% restante (47 datos) se reservaron para el testeado de la Red. La elección de qué datos se utilizaron para entrenar la Red, y cuales para sus testeado fue completamente aleatoria.

6.4. Diseño de la Red Neuronal

Una vez determinado que serían necesarias 4 Redes Neuronales, y vistos quiénes iban a ser los inputs y outputs de estas Redes, quedaba definir la arquitectura de las Redes, entrenarlas y testearlas. Para la configuración y entrenamiento de las Redes Neuronales se empleó el programa Matlab versión 7.0, en concreto su módulo *Neural Network Toolbox* (MATLAB 7.0, 2002). Este módulo permite definir fácilmente una Red Neuronal del tipo *Feedforward multilayer perceptron network* así como ejecutar el algoritmo *Backpropagation* para el entrenamiento de la Red.

6.4.1. Arquitectura de la red

Como arquitectura común a las 4 Redes Neuronales a desarrollar, se definió una Red del tipo *Feedforward multilayer perceptron network* de tres capas con la estructura 6- k -1, es decir, 6 neuronas en la capa input, 1 neurona en la capa output y una sola capa oculta de un número de neuronas k a determinar. Dicho número óptimo de neuronas ocultas podía ser diferente en cada una de las Redes a desarrollar, y se fijó a partir de un procedimiento de prueba y error.

Como funciones de transferencia, se escogió una función lineal para la neurona output, y en el caso de las neuronas ocultas, una función sigmoideal de la forma:

$$g(x) = \frac{1}{\sqrt{1 + e^{-x}}} \quad (6.4)$$

El uso conjunto de dichas funciones de transferencia (sigmoideal y lineal), garantiza que la Red Neuronal diseñada es capaz de aprender y reproducir tanto fenómenos lineales como fenómenos no lineales (MATLAB 7.0, 2002).

El entrenamiento de la Red se llevó a cabo con el algoritmo *Backpropagation*, siendo el máximo de iteraciones o épocas igual a 1000. Adicionalmente se empleó el algoritmo de *Levenberg-Marquardt* (MATLAB 7.0, 2002) que permite acelerar el proceso de entrenamiento.

6.4.2. Preparación de los datos

La Tabla 6.2 recoge para cada uno de los parámetros inputs y output, el valor máximo y mínimo, la media, la desviación típica y su covarianza. Esto nos da una idea del rango de valores utilizados para el diseño de la Red Neuronal. Es necesario destacar que una Red Neuronal sólo será válida dentro del rango para el que fue diseñada. Por ello, cuanto más amplio sea el rango de valores con que se entrena y testea una Red, es de suponer que su utilidad potencial será mayor.

Tabla 6.2
Parámetros estadísticos de los inputs y output.

Variable	Mínimo	Máximo	Media*	Desviación típica*	Covarianza (%)
f_c (MPa)	12.0	30.0	16.0	6.49	40.5
$(A_s f_{ys}) / (A_c f_c)$	0.08	0.80	0.29	0.16	56.3
$(A_L f_{yL}) / (A_c f_c)$	0.15	1.70	0.85	0.42	48.9
H/h	1.00	1.40	1.25	0.12	9.30
$(n \cdot s) / (2 \cdot d)$	0.20	0.70	0.58	0.13	22.3
$N / (A_c f_c)$	0.00	2.85	0.96	0.72	75.3
$M / (h \cdot A_c f_c)$	0.00	0.75	0.29	0.16	55.1

Para acelerar el proceso de entrenamiento, conseguir resultados más precisos y al mismo tiempo minimizar los posibles problemas numéricos (por ejemplo, mal condicionamiento de las matrices de pesos), es habitual escalar los datos de inputs y outputs. Dado que la función de transferencia en la capa oculta es un sigmoide, que por definición tiene su resultado acotado entre 0 y 1, es habitual en este caso escalar precisamente los datos a dicho rango de valores.

Aunque es posible emplear métodos más o menos complejos para realizar el escalado de los datos, en la presente Tesis Doctoral se ha optado por una simple relación lineal definida como:

$$X_{i,RN} = \frac{X_i}{X_{i,max}} \tag{6.5}$$

donde X_i es el valor “real” del input/output, $X_{i,max}$ el valor máximo que puede tomar dicho dato (ver Tabla 6.2), y $X_{i,RN}$ el valor del input/output que se introduce en la Red.

6.4.3. Simulación de la Red

Definida la estructura de las 4 Redes Neuronales a desarrollar y escogidos y escalados los datos, se llevaron a cabo diferentes simulaciones para obtener el número óptimo de neuronas a disponer en la capa oculta. Para cada una de las Redes, el procedimiento seguido consistió en disponer una sola neurona en la capa oculta, observar los resultados del entrenamiento y testeo, e ir incrementando paulatinamente el número de neuronas hasta alcanzar un resultado aceptable.

Como indicadores de los resultados de cada Red, se emplean dos parámetros estadísticos: el error cuadrático medio, MSE , definido antes en la Ec. (6.3), y el coeficiente de determinación R^2 , el cual se define, para el caso que nos ocupa, como:

$$R^2 = \frac{s_{RN,REAL}^2}{s_{RN}^2 \cdot s_{REAL}^2} \tag{6.6}$$

siendo s_{RN}^2 y s_{REAL}^2 las varianzas muestrales relativas a los valores output de la Red y de los datos reales respectivamente, y $s_{RN,REAL}^2$ el cuadrado de la covarianza entre ambas variables. El coeficiente R^2 mide el nivel de correlación existente entre ambas variables, es decir la correspondencia que habrá entre el momento flector output obtenido por la Red y el valor real del momento flector. Un valor de 1 indica una correlación perfecta, ideal, siendo por tanto en la práctica el valor de R^2 siempre inferior a la unidad.

En esta Tesis, se consideró que el número óptimo de neuronas era alcanzado cuando, tanto al entrenar como al testear la Red, el valor del coeficiente R^2 era superior a 0.99 y el valor del MSE inferior a 0.0005. La Fig. 6.6 recoge la evolución con el número de neuronas de estos parámetros para las diferentes Redes desarrolladas. Como puede apreciarse, en el caso de las Redes que representan las probetas S y B, sólo son necesarias 3 neuronas en la capa oculta para que los valores de R^2 y MSE estén dentro del valor aceptable. En el caso de las Redes que representan las probetas C y A, son necesarias 4 neuronas. Así pues, dicho número es el óptimo en cada caso. La Tabla 6.3 recoge el valor numérico de estos parámetros para ese número de neuronas.

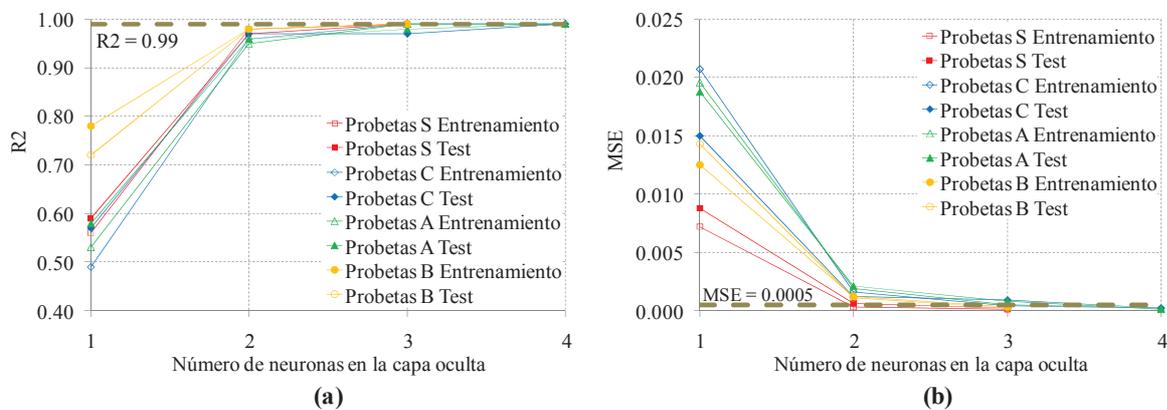


Fig. 6.6. Evolución del coeficiente R^2 (a) y del valor MSE (b) con el número de neuronas dispuestas en la capa oculta para cada tipo de probeta estudiado.

Tabla 6.3
Resultado de las Redes Neuronales.

Probeta	Neuronas en la capa oculta	R ²	MSE
S	3	0.99	0.00008
C	4	0.99	0.00023
A	4	0.99	0.00017
B	3	0.99	0.00026

6.4.4. Matrices de pesos y vectores de bias

Se muestran a continuación las matrices de pesos y los vectores de bias para cada una de las Redes Neuronales desarrolladas.

6.4.4.1. Probetas S

$$M_I = \begin{bmatrix} 3.8367 & -3.5455 & 1.4407 & -41.9729 & -3.1923 & -7.7669 \\ 0.3740 & -0.2837 & -0.0738 & -5.7687 & -0.0685 & 2.3298 \\ 0.2254 & 2.1011 & -0.1248 & -7.5014 & -0.1489 & 10.2871 \end{bmatrix} ; b_I = \begin{bmatrix} 37.0035 \\ -2.7109 \\ 4.6072 \end{bmatrix}$$

$$M_O = [-0.2345 \quad -210.5574 \quad 0.6207] ; b_O = [0.3761]$$

6.4.4.2. Probetas C

$$M_I = \begin{bmatrix} -2.3849 & -3.2058 & -9.8742 & 6.9346 & 13.9145 & 8.7816 \\ -1.3265 & -0.4320 & 0.6796 & 0.3909 & -0.2312 & -5.9757 \\ -3.8438 & 0.7204 & 0.2299 & 14.1346 & 4.3545 & -9.5473 \\ 1.9106 & -0.6668 & -0.9364 & -0.9760 & 0.3018 & 3.6659 \end{bmatrix} ; b_I = \begin{bmatrix} -18.7303 \\ 0.4811 \\ -8.1377 \\ 0.1534 \end{bmatrix}$$

$$M_O = [-0.4145 \quad -1.9533 \quad 0.6589 \quad -1.5512] ; b_O = [1.3424]$$

6.4.4.3. Probetas A

$$M_I = \begin{bmatrix} 2.1930 & 55.1900 & -7.6397 & -97.2188 & -4.7662 & -4.4884 \\ 2.0168 & 54.1839 & -7.6942 & -95.0984 & -4.6997 & -4.5118 \\ 0.0385 & -0.7637 & 0.8130 & -0.7404 & 0.1175 & -6.0218 \\ -0.2842 & 0.4081 & 0.8213 & -0.0208 & 0.1454 & -1.7112 \end{bmatrix} ; b_I = \begin{bmatrix} 89.9417 \\ 88.3122 \\ 0.6063 \\ 5.4056 \end{bmatrix}$$

$$M_O = [-15.1507 \quad 15.7487 \quad -1.5042 \quad 152.4826] ; b_O = [-151.5469]$$

6.4.4.4. Probetas B

$$M_I = \begin{bmatrix} -0.7102 & -0.9334 & -1.7336 & -0.9259 & -0.2209 & 3.5527 \\ -2.0868 & -2.2550 & -0.8701 & -6.7458 & 0.5266 & -9.0972 \\ -18.9460 & 4.2897 & -7.4478 & 7.0622 & 4.1876 & 0.3906 \end{bmatrix} ; b_I = \begin{bmatrix} -0.2303 \\ 9.0596 \\ 3.5632 \end{bmatrix}$$

$$M_O = [-2.1405 \quad -0.5585 \quad 0.3564] ; b_O = [0.7812]$$

6.5. Nueva propuesta de diseño

Como se acaba de ver, las Redes Neuronales obtenidas en el apartado anterior han demostrado que son capaces de obtener muy buenos resultados. Por tanto, dichas Redes podrían ser utilizadas por profesionales que requieran diseñar un SHARAPM sometido a flexocompresión. Sin embargo, la aplicación de una Red Neuronal en su forma “matricial” a veces puede resultar costosa y confusa. Es por ello que en este apartado, las 4 Redes Neuronales obtenidas son “traducidas” a expresiones matemáticas más aplicables.

Teniendo en cuenta que, para cada una de las Redes desarrolladas, las neuronas situadas en la capa oculta poseen una función de transferencia sigmoideal como la de la Ec. (6.4) y la neurona output es lineal, la transcripción matemática tendrá la siguiente forma:

$$M^* = \sum_{i=1}^k \frac{B_i}{1 + e^{-C_i}} + D \quad (6.7)$$

donde los coeficientes B_i se corresponderán con los coeficientes de la matriz M_O , y el valor de D con el único término del vector b_O . Los coeficientes C_i son el resultado de la combinación lineal llevada a cabo en el interior de cada neurona oculta, tendiendo por tanto como expresión:

$$C_i = \sum_{j=1}^6 w_{i,j} \cdot I_j + b_i \quad (6.8)$$

donde los valores de $w_{i,j}$ son los pesos correspondientes a cada input I_j , es decir, los coeficientes de la matriz M_I (i indica fila y j columna) y b_i los bias, iguales a los coeficientes del vector b_I .

Cabe recordar que para la obtención de las Redes Neuronales se llevó a cabo un escalado lineal de los datos, de acuerdo con la Ec. (6.5). Teniendo esto en cuenta, el valor M^* de la Ec. (6.7) se corresponde con dicho valor escalado. Asimismo, el valor del momento flector introducido en las Redes estaba adimensionalizado (ver *sección 6.3.1*). Así pues, considerando estos aspectos, para obtener el momento flector “real” debemos convertir la Ec. (6.7) a la siguiente expresión:

$$M = 0.75 \cdot \left[\sum_{i=1}^k \frac{B_i}{1 + e^{-C_i}} + D \right] \cdot A_c \cdot f_c \cdot h \geq 0 \quad (6.9)$$

De igual forma, en lo que respecta a los inputs de las Redes, valores I_j , éstos deberán estar escalados de acuerdo a la Ec. (6.5). Con ello se tiene:

$$I_1 = \frac{f_c}{30}; I_2 = \frac{A_s f_{ys} / A_c f_c}{0.80}; I_3 = \frac{A_L f_{yL} / A_c f_c}{1.70}; I_4 = \frac{H / h}{1.40}; I_5 = \frac{n \cdot s / 2 \cdot d}{0.70}; I_6 = \frac{N / A_c f_c}{2.85} \quad (6.10)$$

Se muestran a continuación las expresiones matemáticas que transcriben, para cada tipología de probeta estudiada, las expresiones matriciales de las Redes Neuronales desarrolladas, siendo una particularización de las ecuaciones anteriores.

6.5.1. Probetas S

$$M = 0.75 \cdot \left[0.3761 + \frac{-0.2345}{1 - e^{-C_1}} + \frac{-210.5574}{1 - e^{-C_2}} + \frac{0.6207}{1 - e^{-C_3}} \right] \cdot A_c \cdot f_c \cdot h \geq 0 \quad (6.11)$$

Siendo:

$$C_1 = 3.8367 \cdot I_1 - 3.5455 \cdot I_2 + 1.4407 \cdot I_3 - 41.9729 \cdot I_4 - 3.1923 \cdot I_5 - 7.7669 \cdot I_6 + 37.0035 \quad (6.12)$$

$$C_2 = 0.3740 \cdot I_1 - 0.2837 \cdot I_2 - 0.0738 \cdot I_3 - 5.7687 \cdot I_4 - 0.0685 \cdot I_5 + 2.3298 \cdot I_6 - 2.7109 \quad (6.13)$$

$$C_3 = 0.2254 \cdot I_1 + 2.1011 \cdot I_2 - 0.1248 \cdot I_3 - 7.5014 \cdot I_4 - 0.1489 \cdot I_5 + 10.2871 \cdot I_6 + 4.6072 \quad (6.14)$$

6.5.2. Probetas C

$$M = 0.75 \cdot \left[1.3424 + \frac{-0.4145}{1 - e^{-C_1}} + \frac{-1.9533}{1 - e^{-C_2}} + \frac{0.6589}{1 - e^{-C_3}} + \frac{-1.5512}{1 - e^{-C_4}} \right] \cdot A_c \cdot f_c \cdot h \geq 0 \quad (6.15)$$

Siendo:

$$C_1 = -2.3849 \cdot I_1 - 3.2058 \cdot I_2 - 9.8742 \cdot I_3 + 6.9346 \cdot I_4 + 13.9145 \cdot I_5 + 8.7816 \cdot I_6 - 18.7303 \quad (6.16)$$

$$C_2 = -1.3265 \cdot I_1 - 0.4320 \cdot I_2 + 0.6796 \cdot I_3 + 0.3909 \cdot I_4 - 0.2312 \cdot I_5 - 5.9757 \cdot I_6 + 0.4811 \quad (6.17)$$

$$C_3 = -3.8438 \cdot I_1 + 0.7204 \cdot I_2 + 0.2299 \cdot I_3 + 14.1346 \cdot I_4 + 4.3545 \cdot I_5 - 9.5473 \cdot I_6 - 8.1377 \quad (6.18)$$

$$C_4 = 1.9106 \cdot I_1 - 0.6668 \cdot I_2 - 0.9364 \cdot I_3 - 0.9760 \cdot I_4 + 0.3018 \cdot I_5 + 3.6659 \cdot I_6 + 0.1534 \quad (6.19)$$

6.5.3. Probetas A

$$M = 0.75 \cdot \left[-151.5469 + \frac{-15.1507}{1 - e^{-C_1}} + \frac{15.7487}{1 - e^{-C_2}} + \frac{-1.5042}{1 - e^{-C_3}} + \frac{152.4826}{1 - e^{-C_4}} \right] \cdot A_c \cdot f_c \cdot h \geq 0 \quad (6.20)$$

Siendo:

$$C_1 = 2.1930 \cdot I_1 + 55.1900 \cdot I_2 - 7.6397 \cdot I_3 - 97.2188 \cdot I_4 - 4.7662 \cdot I_5 - 4.4884 \cdot I_6 + 89.9417 \quad (6.21)$$

$$C_2 = 2.0168 \cdot I_1 + 54.1839 \cdot I_2 - 7.6942 \cdot I_3 - 95.0984 \cdot I_4 - 4.6997 \cdot I_5 - 4.5118 \cdot I_6 + 88.3122 \quad (6.22)$$

$$C_3 = 0.0385 \cdot I_1 - 0.7637 \cdot I_2 + 0.8130 \cdot I_3 - 0.7404 \cdot I_4 + 0.1174 \cdot I_5 - 6.0218 \cdot I_6 + 0.6063 \quad (6.23)$$

$$C_4 = -0.2842 \cdot I_1 + 0.4081 \cdot I_2 + 0.8213 \cdot I_3 - 0.0208 \cdot I_4 + 0.1454 \cdot I_5 - 1.7112 \cdot I_6 + 5.4056 \quad (6.24)$$

6.5.4. Probetas B

$$M = 0.75 \cdot \left[0.7812 + \frac{-2.1405}{1 - e^{-C_1}} + \frac{-0.5585}{1 - e^{-C_2}} + \frac{0.3564}{1 - e^{-C_3}} \right] \cdot A_c \cdot f_c \cdot h \geq 0 \quad (6.25)$$

Siendo:

$$C_1 = -0.7102 \cdot I_1 - 0.9334 \cdot I_2 - 1.7336 \cdot I_3 - 0.9259 \cdot I_4 - 0.2209 \cdot I_5 + 3.5527 \cdot I_6 - 0.2303 \quad (6.26)$$

$$C_2 = -2.0868 \cdot I_1 - 2.2550 \cdot I_2 - 0.8791 \cdot I_3 - 6.7458 \cdot I_4 + 0.5266 \cdot I_5 - 9.0972 \cdot I_6 + 9.0596 \quad (6.27)$$

$$C_3 = -18.9460 \cdot I_1 + 4.2897 \cdot I_2 - 7.4478 \cdot I_3 + 7.0622 \cdot I_4 + 4.1876 \cdot I_5 + 0.3906 \cdot I_6 + 3.5632 \quad (6.28)$$

6.5.5. Análisis de las nuevas propuestas de diseño

La Tabla 6.4 recoge para estas nuevas propuestas de diseño, además de los parámetros estadísticos R^2 y MSE : el valor del $RMSE$ (*root mean squared error*), raíz cuadrada del parámetro MSE , que sirve para medir el error absoluto medio que comentemos al aplicar las expresiones propuestas; el *máximo error cometido*, esto es la diferencia máxima (en valor absoluto) entre el resultado de la aplicación de las ecuaciones basadas en las Redes Neuronales desarrolladas (M_{RN}) y el momento real (M_{Real}) obtenido mediante el modelo de elementos finitos desarrollado en el *Capítulo 4*; y la media y la desviación típica del ratio M_{RN}/M_{Real} .

Tabla 6.4

Resultados de las nuevas propuestas de cálculo, Ecs. (11 – 28).

Probeta	R^2	MSE	RMSE (kNm)	Error máximo (kNm)	Media*	Desviación típica*
S	0.99	6.19	2.49	14.13	0.99	0.067
C	0.99	13.14	3.63	28.57	0.99	0.052
A	0.99	9.78	3.13	16.89	0.99	0.043
B	0.99	20.89	4.57	33.03	0.99	0.053

* Media y Desviación típica relativos al ratio M_{RN} / M_{Real}

Como se puede observar, la aplicación de estas propuestas arroja un valor del coeficiente R^2 muy buena, 0.99 en todos los casos; ello indica que existe una buena correlación entre los datos reales y los obtenidos mediante las expresiones propuestas. El valor del $RMSE$ es relativamente pequeño, no superándose en ningún caso los 5 kNm de error medio. En lo que respecta al máximo error cometido al aplicar las nuevas expresiones vemos que su valor es ligeramente elevado, llegando a los 33 kNm en el caso de las probetas B. Sin embargo, puesto que el valor del coeficiente R^2 y el del $RMSE$ son buenos, esta diferencia no es probable que se esté dando en lugares del diagrama N-M donde el momento flector es reducido (esto es, menor a 60 kNm). Si ello fuera así, significaría que la diferencia se estaría dando en un punto “crítico” que obligaría a que los otros parámetros estadísticos empeorasen. Así pues, es probable que dicha diferencia (33 kNm) se dé para valores de momento flector altos, del orden de 150 kNm, donde entonces este error supondrá en torno al 20%.

Finalmente, al observar los valores relativos a la media y desviación típica del ratio M_{RN}/M_{Real} podemos confirmar los buenos resultados de las nuevas propuestas de cálculo basadas en el desarrollo de Redes Neuronales. La media se sitúa en todos los casos en 0.99, muy próxima a la unidad, y por debajo de este valor, lo que indica que la propuesta de diseño queda muy ligeramente del lado de la seguridad. El valor de la desviación típica es asimismo muy favorable, en torno a 0.05, valor bastante reducido.

Con todo lo anterior se puede concluir que las nuevas propuestas de cálculo obtenidas en este Trabajo, y equivalentes a una serie de Redes Neuronales desarrolladas, son adecuadas y suficientemente precisas, y por ello pueden ser utilizadas por profesionales que requieran diseñar o comprobar un SHARAPM sometido a flexocompresión.

6.5.6. Comparación de la nueva propuesta de cálculo con las propuestas analizadas en el Capítulo 5

Para demostrar la idoneidad de la nueva propuesta desarrollada, es posible comparar los resultados de las nuevas propuestas de diseño con otras expresiones que pueden ser utilizadas para el diseño y comprobación de SHARAPM. En concreto, la nueva propuesta se puede comparar con las propuestas analizadas en el *Capítulo 5*. Para llevar a cabo esta comparación, se ha obtenido el valor del coeficiente R^2 , del $RMSE$ y de la media del ratio $M_{Propuesta}/M_{Real}$, resultado de aplicar dichas propuestas a los 950 datos empleados para entrenar y testear la Red (ver apartado 6.3). Los resultados se muestran en la Tabla 6.5.

Tabla 6.5

Rendimiento de las propuestas de diseño de Montuori y Piluso (2009), Li et al. (2009) y Eurocódigo 4 (CEN, 2004b).

Probeta	Montuori y Piluso (2009)			Li et al. (2009)			Eurocódigo 4 (CEN, 2004b)		
	R^2	RMSE (kNm)	Media*	R^2	RMSE (kNm)	Media*	R^2	RMSE (kNm)	Media*
S	0.41	41.17	0.42	0.64	44.63	1.51	0.52	64.64	1.89
C	0.13	62.48	0.34	0.43	34.07	1.02	0.38	46.83	1.33
A	0.17	69.41	0.30	0.55	31.53	0.94	0.50	42.55	1.22
B	0.35	79.49	0.25	0.79	23.59	0.76	0.79	26.28	1.01

* Media relativa al ratio $M_{Propuesta} / M_{Real}$

Tal y como se aprecia, estas propuestas no obtienen un valor del coeficiente R^2 alto, lo que indica que la correlación existente entre el valor de momento que se obtiene con estas propuestas y el valor que realmente es capaz de resistir el SHARAPM es bajo. Asimismo, el valor del $RMSE$ es bastante elevado, de entre 20 y 80 kNm, lo que supone cometer un error medio bastante elevado; en el caso “menos extremo” de que el momento real fuera de unos 150 kNm, estaríamos cometiendo un error medio de entre el 13% y el 53%.

En lo que respecta al valor de la media del ratio $M_{Propuesta}/M_{Real}$, este dato viene a confirmar lo observado en el *Capítulo 5*, complementando al mismo tiempo los resultados indicados por los otros dos indicadores estadísticos anteriores. Analizando cada propuesta por separado, podemos ver que la propuesta de Montuori y Piluso (2009) queda siempre del lado de la seguridad (ratio $M_{Propuesta} / M_{Real}$ inferior a 1) pero bastante alejada del valor real del momento, siendo para las probetas S para las que esta propuesta presenta mejores resultados. La propuesta de Li et al. (2009) ajusta bastante bien el caso de las probetas C y A (valores del ratio $M_{Propuesta} / M_{Real}$ cercanos a la unidad), queda del lado de la inseguridad (ratio mayor a 1) en el caso de las probetas S y del lado de la seguridad si se emplea para predecir el comportamiento de las probetas B. Finalmente, en el caso de la propuesta del Eurocódigo 4 (CEN, 2004b), se observa como el ratio $M_{Propuesta}/M_{Real}$ es superior a la unidad (inseguridad) para todas las tipologías de probetas, siendo muy cercano a 1 en el caso de las probetas B.

Al comparar los resultados de estas propuestas de diseño con los resultados obtenidos para el caso de las nuevas propuestas de diseño desarrolladas en esta Tesis Doctoral (ver Tabla 6.4), queda patente que las nuevas expresiones basadas en el desarrollo de un Red Neuronal son capaces de determinar con mayor precisión el comportamiento de un SHARAPM bajo la acción combinada de un esfuerzo axial y un momento flector: el valor del coeficiente R^2 es mayor y cercano a la unidad (0.99), el valor del parámetro estadístico $RMSE$ es mucho más reducido (de 20 – 80 kNm se pasa a unos 5 kNm), y el valor del ratio M_{RN}/M_{Real} es en todos los caso 0.99, valor muy cercano al valor ideal unidad.

6.6. Conclusiones relativas a la nueva propuesta de cálculo basada en redes neuronales

Complementando al estudio experimental y numérico llevado a cabo en la presente Tesis Doctoral, se ha desarrollado una propuesta de cálculo que permite el diseño y comprobación de un SHARAPM sometido a flexocompresión. En concreto se tienen 4 propuestas de cálculo, una para cada tipología de tratamiento del nudo viga-soporte estudiado: sin capiteles, con capiteles, con capiteles más tacos químicos y con capiteles más barras pasantes a través del nudo.

Para la obtención de dichas propuestas, se han desarrollado 4 Redes Neuronales (una para cada tipología). Las Redes Neuronales, herramientas matemáticas que simulan el funcionamiento del sistema nervioso humano, tienen una demostrada validez para el tratamiento de problemas ingenieriles complejos, y son especialmente útiles para la simulación de comportamientos en los que es difícil reproducir física y matemáticamente el fenómeno que se estudia. Tal es el caso del comportamiento de un SHARAPM, como se ha visto a lo largo de la presente Tesis Doctoral. Las Redes Neuronales desarrolladas han sido de la tipología *Feedforward multilayer perceptron network*, contando con una sola capa oculta de 3 o 4 neuronas según el tipo probeta modelizado. El output de dichas Redes ha sido el momento flector, siendo el axil concomitante junto con otros 5 factores (resistencia a compresión del hormigón, ratios mecánicos de la armadura y el acero del refuerzo, relación entre la distancia entre capiteles y el canto del soporte, y concentración de presillas en la zona del nudo viga-soporte) inputs.

Las Redes Neuronales obtenidas han demostrado su validez a la hora de determinar el máximo momento flector resistido por un SHARAPM. Con el objeto de facilitar la aplicación de las Redes desarrolladas por parte de profesionales, dichas Redes han sido transcritas a expresiones matemáticas sencillas, conformándose así las nuevas propuestas de diseño elaboradas.

Las expresiones desarrolladas en esta Tesis Doctoral, Ecs. (6.11 – 6.28), han sido comparadas con las propuestas de diseño estudiadas en el *Capítulo 5*. De dicha comparación se puede concluir que los resultados de las expresiones desarrolladas en este Trabajo son significativamente mejores, presentando una alta correlación entre los valores predichos por las expresiones y los valores reales, así como un menor error medio entre el valor predicho y el valor real. Es por ello que las expresiones propuestas en esta Tesis Doctoral pueden ser utilizadas por profesionales para obtener el diagrama N-M de un SHARAPM.

CHAPTER 7. CONCLUSIONS AND FUTURE WORK¹

7.1. Conclusions

Steel caging is a strengthen technique used widely around the world. It has shown to be effective in providing an increment in both the ultimate load and the ductility of the strengthening element. Nonetheless, there are not so many of studies in this field, and a great number of them have been focus on a steel-caged RC column under axial loads. The work developed by Adam (2007) and Adam et al. (2008a; 2008b) shows the importance of the beam-column joint on the behaviour of the steel-caged column, and these authors recommend taking this element into account when carrying out any research.

This PhD Thesis aims to study the behaviour of a steel-caged RC column subjected to an axial load and a bending moment, heeding the influence and existence of the beam-column joint. The work was divided in two parts: an experimental and a numerical study.

Regarding to the experimental part, a total of 23 specimens (20 of them strengthened) which simulated the beam-column joint area of a building frame were tested. Four possible solutions of connecting the steel cage and the beam-column joint were studied: welding tubes to the angles, adding capitals welded to the steel cage, adding capitals connected to the beam by means of chemical anchors, and adding capitals linked by steel bars. A series of conclusions can be deduced from this study:

- a) Steel caging improves both the ductility and the resistance of the strengthened column.
- b) Steel tubes welded to angles at both sides of the joint give very good results, show a high efficacy and move the failure from the joint to the column. However, fitting the tubes to an actual structure complicates the execution of the strengthening, and should the width of the beam is greater than that of the column, the tube solution is less viable or even impossible.
- c) Using capitals welded to the steel cage and in contact with the beam is a quite common practice. If chemical anchors or steel bars are added the efficacy is increased.
 - i. When using chemical anchors, a breakout cone appears in the tension area where the anchor is located, which reduce the amount of tension bearing by the joint.
 - ii. If steel bars are used, tension bearable by the beam-column joint significantly increases, which leads to achieve a high resistance.
 - iii. Fitting bars to the capitals is much more time-consuming and complex than fitting chemical anchors, since the former needs to make drills through the slab in an area with a

¹De acuerdo con la normativa referente a la obtención de la mención de “Doctor Internacional” (Artículo 22 del R.D. 1393/2007 de 29 de octubre) este capítulo está redactado en inglés. La traducción de su título al español sería “Conclusiones y trabajo posterior”.

large number of reinforcement bars. The same problem does not exist with chemical anchors as the length drilled required is much smaller, and is not necessary for the anchors on both sides of the joint to be on the same vertical line.

Regarding the numerical part, a finite element model was developed. This model was calibrated and validated based on the experimental tests, and thus, it can be considered that the model is able to represent the behaviour of a steel-caged RC column under axial loads and bending moments. The numerical model was used to obtain the axial-moment diagram (N-M diagram) of a steel-caged RC column taking into account several ways of dealing with the beam column joint: without any additional element, with capitals, with capitals and chemical anchors, and with capitals and steel bars.

Afterwards, the numerical model was used to carry out a parametric study in which it was analysed the influence of the following factors: angle-piece dimensions, number of strips, yield stress of the steel used in the strengthening, dimensions of the capitals, concrete strength and size of the reinforcement. From the numerical part of this Thesis, a series of conclusions can be deduced:

- a) The N-M diagrams show clearly that steel caging increased the bearing capacity of a RC column.
- b) Steel caging effectiveness highly depends on the axial load applied. When the axial load is low (about 30% of the maximum axial load a non-strengthened column can withstand) the increment in resistance is low, especially if capitals are not fitted. Nevertheless, that does not happen if steel bars are fitted along with capitals; in such case, the increment of resistance takes place for the whole axial range.
- c) The performance of the strengthening is higher when the strengthened columns have capitals, either having or not additional chemical anchors and steel bars. Not fitting capitals leads to a strengthening which barely works, with a stress level rather far from their yield stress.
- d) As long as the steel-caged RC column does not have capitals, angle dimension, as well as the steel yield stress of the steel used in the strengthening, has little influence in the resistance. In this case, the number of strips is related to the level of confinement reached by the concrete: the more strips fitted, the more the confinement is, and therefore, the more the resistance is.
- e) Providing that the steel-caged RC column does have capitals, an increment both in the angle dimensions and the steel yield stress results in an increment in the strengthened column resistance, yet this increment is scarce when axial load is low. Angles located in compression reach high stresses, which can lead to the buckling of these elements if the number and position of the strips is not the correct.
- f) The capital dimension barely affects the steel-caged RC column resistance.
- g) The more the concrete compression resistance is, the more the bearing capacity of the steel-caged RC column is. However, this influence also depends on the axial load, being greater when the axial load is high.
- h) The size of the reinforcement used in the columns has a major influence in the bearing capacity of the steel-caged RC column, and is independent of the axial load applied. The more the size of the reinforcement is, the higher the axial and bending loads bearable are.

Experimental and numerical results obtained were compared with three design proposals: Li et al. (2009), Montuori and Piluso (2009) and Eurocode 4 (CEN 2004b). From this comparison it may be stated:

- a) If the steel-caged RC column does not have capitals, Montuori and Piluso (2009) proposal can be used. However, for high axial loads, this proposal tends to be very conservative, being better to use Li et al. (2009) proposal.
- b) Supposing the steel-caged RC column does have capitals or capitals with chemical anchors, Li et al. (2009) proposal may be used for estimating the behaviour when axial loads are medium or high. Eurocode 4 (CEN 2004b) proposal is useful for calculating the maximum axial load. If the axial load is low, there is not a proposal which gives satisfactory results. Montuori and Piluso (2009) proposal should be used then, since at least is on the safe side.
- c) As long as the steel-caged RC column does have capitals and steel bars, Li et al. (2009) proposal fits fairly well the behaviour for every axial load value. In addition, Eurocode 4 (CEN 2004b) proposal can be used to set the maximum axial load.
- d) When steel tubes are attached to the steel caging, every proposal is on the safe side. Eurocode 4 (CEN 2004b) provides the most accurate estimation in this case.

As any of the analysed design proposals did not show a good agreement between the experimental and numerical results, a new design proposal was performed. This new one was obtained based on the application of a mathematical tool named Artificial Neural Network. The numerical model developed in this Thesis was used to calibrate and validate the new design proposal:

- a) Four Artificial Neural Networks were performed, according to the different ways considered for solving the beam-column joint: without an additional element, with capitals, with capitals and chemical anchors, and with capitals and steel bars. Each Network consisted of a 6-k-1 feedforward multilayer perceptron network, with six inputs (concrete compression strength, mechanical ratio between reinforcement and concrete, mechanical ratio between steel cage and concrete, ratio between the column depth and the distance between capitals, influence of the strips in the beam-column joint area, and axial load), an output (bending moment) and one hidden layer with a number k of neurons, equal to 3 or 4.
- b) Results showed that the Neural Networks developed were capable of simulating accurately the N-M diagram of a steel-caged RC column. With the aim of making easier the application of the new design proposal by practitioners, the Neural Networks were rewrite in simple mathematical expressions.
- c) When comparing the new expressions with the experimental and numerical results, as well as with the three design proposals analysed earlier (Li et al., 2009; Montuori and Piluso, 2009; y Eurocode 4 – CEN, 2004b), it can be observed that the new expressions present a good agreement and a high correlation with the experimental and numerical results. Hence, the new expressions developed in this Thesis can be use by practitioners who need to design a steel-caged RC column.

7.2. Original contribution of the Thesis

Even though steel caging is a common strengthening technique widely spread around the world, researches in this field are fairly scarce. This Thesis has tried to delve into the behaviour of a steel-caged RC column under axial loads and bending moments. It may be considered as original contributions of the Thesis:

- a) A series of full-scale steel-caged RC column under axial loads and bending moments taking into account the beam-column joint area has been tested for the first time.
- b) Four different ways of solving the connection between the steel cage and the beam-column joint has been experimentally tested: welding tubes, adding capitals, adding capitals with chemical anchors, and adding capitals with steel bars. Whereas welding tubes and adding capitals were previously studied and tested by Adam (2007) and Adam et al. (2008a; 2008b) for steel-caged RC columns under axial loads, the use of chemical anchors and steel bars has been totally novel.
- c) For the first time, a steel-caged RC column under axial loads and bending moments taking into account the beam-column joint area has been numerically simulated by means of a finite element model.
- d) Thanks to the finite element model developed, the N-M diagram of a steel-caged RC column has been obtained, considering four ways of dealing with the beam-column joint: without any additional element, with capitals, with capitals and chemical anchors, and with capitals and steel bars.
- e) For the first time, a parametric study has been carried out related to the behaviour of a steel-caged RC column under axial loads and bending moments taking into account the beam-column joint area.
- f) Results obtained experimentally and numerically have been compared with three design proposal (Li et al., 2009; Montuori and Piluso 2009; Eurocode 4 - CEN, 2004b), defining the range of use of each one.
- g) A new design proposal based on the use of Artificial Neural Networks has been performed. The new proposal has shown to perform accurately and suitably the behaviour of a steel-caged RC column under axial loads and bending moments taking into account the beam-column joint area.

7.3. Future Work

After the study conducted in this Thesis, it has been detected the need of carrying out further research in steel-caged RC columns:

- a) In previous work of Adam (2007) and Giménez (2007), the influence of the load history in the column prior to fit the strengthening was study. This issue has not been studied in this Thesis. Therefore, a new experimental and numerical research might be performed to study the influence that existing high loads (about 75% of the maximum axial load) in the non-

strengthened column could have in the behaviour of the strengthen column. In addition, that research might also study the influence of unloading or not the column whilst the strengthening is fitted.

- b) Sometimes it is not necessary to strengthen the column along the whole building, yet only some floors. Thus, it would be interesting to analyse the behaviour of the beam-column joint when a column is strengthened with steel caging, but in the floor above it is not.
- c) This Thesis has developed a design proposal for the case of a steel-caged RC column under axial loads and bending moments. Hence, a future research might be led to obtain the maximum shear load bearable by a steel-caged RC column. Despite the fact that this load is not hope to be determinant in the majority of cases, sometimes knowing the maximum shear load might be highly interesting, such as the case of dynamic loads.
- d) Steel caging is a strengthening technique which enables to increase both the ductility and the resistance of a RC column. Therefore, a new experimental and numerical research might be carried out so as to study the efficacy and effectiveness of this strengthening technique, should the strengthened column and the beam-column joint be under the effect of seismic loads. That research might be similar to Li et al. (2009) work, and it may study several ways of dealing with the beam column joint, as it was done in this Thesis.

REFERENCIAS

- ABAQUS 6.8 (2008). *Abaqus Analysis User's Manual*. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI.
- ADAM, J. M. (2004). *Comportamiento estructural de pilares de hormigón armado reforzados mediante elementos metálicos*. Departamento de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras, Universitat Politècnica de València, Valencia.
- ADAM J. M. (2007). *Contribución al estudio de soportes de hormigón armado reforzados con angulares y presillas metálicas. Análisis del soporte y del nudo viga-soporte sometidos a compresión centrada*. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de València, Valencia.
- ADAM, J.M., CALDERÓN, P.A., GIMÉNEZ, E., HIDALGO, C., IVORRA, S. (2006). A study of the behavior of the cement mortar interface in reinforced concrete columns strengthened by means of steel angles and strips. *Structural Faults and Repair 2006*, Engineering Technics Press, Edinburgh.
- ADAM, J.M., IVORRA, S., GIMÉNEZ, E., MORAGUES, J.J., MIGUEL, P., MIRAGALL, C., CALDERÓN, P.A. (2007). Behaviour of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips. *Steel and Composite Structures*, 7(5), 405-419.
- ADAM, J.M., IVORRA, S., PALLARÉS, F.J., GIMÉNEZ, E., CALDERÓN, P.A. (2008a). Column-joint assembly in RC columns strengthened by steel caging. *Proc. ICE - Structures & Buildings*, 161(6), 337-348.
- ADAM, J.M., GIMÉNEZ, E., CALDERÓN, P.A., PALLARÉS, F.J., IVORRA, S. (2008b). Experimental study of beam-column joints axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips. *Steel and Composite Structures*, 8(4), 329-342.
- ADAM, J.M., IVORRA, S., PALLARÉS, F.J., GIMÉNEZ, E., CALDERÓN, P.A. (2009a). Axially loaded RC columns strengthened by steel cages. *Proc. ICE - Structures & Buildings*, 162(3), 199-208.
- ADAM, J.M., IVORRA, S., PALLARÉS, F.J., GIMÉNEZ, E., CALDERÓN, P.A. (2009b). Axially loaded RC columns strengthened by steel caging. Finite element modeling. *Construction and Building Materials*, 23(6), 2265-2276.
- ADELI, H. (2001). Neural Networks in Civil Engineering: 1989 – 2000. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 16, 126-142.
- AENOR (2003). *UNE-EN 12390-3:2003. Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas*. Madrid.
- ALSHIHRI, M.M., AZMY, A.M., EL-BISY, M.S. (2009). Neural networks for predicting compressive strength of structural light weight concrete. *Construction and Building Materials*, 23(6), 2214-2219.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2008). *Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-08)*. ACI Committee 318, Farmington Hills, MI.

- ANSARI, F., LI, Q. (1998). High-strength concrete subjected to triaxial compression. *ACI Materials Journal*, 95(6), 745–755.
- BADALAMENTI, V., CAMPIONE, G., MANGIAVILLANO, L. (2010). Simplified Model for Compressive Behavior of Concrete Columns Strengthened by Steel Angles and Strips. *Journal of Engineering Mechanics*, 2(1), 230–238.
- BALTAY, P., GJELSVIK, A. (1990). Coefficient of friction for steel on concrete at high normal stress. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2(1), 46–49.
- BARRERA, A. (2005). *Diseño de un modelo experimental para el estudio del comportamiento de la rótula plástica en soportes de hormigón convencional y de alta resistencia*. Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universitat Politècnica de València, Valencia.
- BARTH, K.E., HAIYONG, W. (2006). Efficient nonlinear finite element modeling of slab on steel stringer bridges. *Finite Elements in Analysis and Design*, 42(14-15), 1304–1313.
- BRESSON, J. (1971). Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures. Beton plaque. *Annales l'institute technique*, n° 278.
- BSISU, K. (2006). Retrofitting of square reinforced concrete columns subjected to concentric axial loading with steel jackets. *Fourth Jordanian Civil Engineering Conference*, Amman.
- CAGLAR N. (2009). Neural network based approach for determining the shear strength of circular reinforced concrete columns. *Construction and Building Materials*, 23(10), 686–691.
- CALAVERA, J. (1996). *Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado*. INTEMAC, Madrid.
- CALAVERA, J. (2005). *Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado*. INTEMAC, Madrid.
- CALDERÓN, P.A., ADAM, J.M., IVORRA, S., PALLARÉS, F.J., GIMÉNEZ, E. (2009). Design strength of axially loaded RC columns strengthened by steel caging. *Materials and Design*, 30(10), 4069–4080.
- CAMPIONE, G. (2012a). Load carrying capacity of RC compressed columns strengthened with steel angles and strips. *Engineering Structures*, 40, 457–465.
- CAMPIONE, G. (2012b). Strength and ductility of R.C. columns strengthened with steel angles and battens. *Construction and Building Materials*, 35, 800–807.
- CAMPIONE, G. (2013). RC Columns Strengthened with Steel Angles and Battens: Experimental Results and Design Procedure. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 18(1), 1–11.
- CANDAPPA, D.C., SANJAYAN, J.G., SETUNGE, S. (2001). Complete triaxial stress-strain curves of high-strength concrete. *Journal of Structural Engineering*, 13(3), 209–215.
- CEB (1983). *Assessment of concrete structures and design procedures for up-grading (Redesign)*. Bulletin no. 162, Comité Euro-International du Béton, Lausanne.
- CEB-FIB (1991). *Model Code 90*. Lausanne.

- CEB-FIB (2003). *Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings*. Bulletin no. 24, Task Group 7.1, Laussane.
- CEN (2003). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: strengthening and repair of buildings*. Bruselas.
- CEN (2004a). *Eurocode 2: design of concrete structures. Part 1: general rules and rules for buildings*. Bruselas.
- CEN (2004b). *Eurocode 4: design of composite steel and concrete structures. Part 1: general rules and rules for buildings*. Bruselas.
- CLADERA, A., MARÍ, A.R. (2004a). Shear design procedure for reinforced normal and high-strength concrete beams using artificial neural networks. Part I: beams without stirrups. *Engineering Structures*, 26(7), 917–926.
- CLADERA, A., MARÍ, A.R. (2004b). Shear design procedure for reinforced normal and high-strength concrete beams using artificial neural networks. Part II: beams with stirrups. *Engineering Structures*, 26(7), 927–936.
- CIRTEK, L. (2001a). RC columns strengthened with bandage – experimental programme and design recommendations. *Construction and Building Materials*, 15(8), 341–349.
- CIRTEK, L. (2001b). Mathematical model of RC banded column behavior. *Construction and Building Materials*, 15(8), 351–359.
- COBO, A., GONZÁLEZ, M., GONZÁLEZ, N. (1997). Sistemas de refuerzo de pilares de hormigón armado: Cálculo y puesta en obra. *XII Congreso Nacional de Ingeniería Mecánica*, 11(2), 89–96.
- DAHOU, Z., SBARTAÏ, Z.M., CASTEL, A., GHOMARI, F. (2009). Artificial neural network model for steel-concrete bond prediction. *Engineering Structures* 31(8), 1724–1733.
- DEL RÍO, A., ORTIZ, J. (1991). *Rehabilitación de estructuras de hormigón*. ANCOP, Madrid.
- DRITSOS, S., PILAKOUTAS, K. (1992). Composite technique for repair/strengthening of RC members. *Proc. of 2nd International Symposium on Composite Materials and Structures*, Beijing, China.
- DUSSEK, I.J. (1974). Strengthening of bridge beams and similar structures by means of epoxy-resin-bonded external reinforcement. *Transport and research record*, 785, 21–24.
- ELLOBODY, E., YOUNG, B. (2006a). Design and behaviour of concrete-filled cold-formed stainless steel tube columns. *Engineering Structures*, 28(5), 716–728.
- ELLOBODY, E., YOUNG, B. (2006b). Nonlinear analysis of concrete-filled steel SHS and RHS columns. *Thin-Walled Structures*, 44(8), 919–930.
- ELLOBODY, E., YOUNG, B., LAM, D. (2006). Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns. *Journal of Constructional Steel Research*, 62(7), 706–715.
- FERNÁNDEZ-CÁNOVAS, M. (1994). *Patología y Terapéutica del Hormigón Armado*. 3ª Edición, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid.

- FRANGOU, M., PILAKOUTAS, K., DRITSOS, S. (1995). Structural repair/strengthening of RC columns. *Construction and Building Materials*, 9(5), 259–266.
- FUCHS, W., ELIGEHAUSEN, R. (1995). Das CC-Verfahren für die Berechnung der Betonausbruchlast von Verankerungen (The CC-Method for calculating the failure load of anchorages). *Beton- und Stahlbetonbau*, 90, H. 1, S. 6 - 9; H.2, S. 38 - 44; H.3, S. 73 – 76.
- FUKUYAMA, H., SUGANO, S. (2000). Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake. *Cement & Concrete Composites*, 22(1), 59–79.
- GEHO (1994). *Reparación y refuerzo de estructuras hormigón. Guía FIP de buena práctica*. Boletín GEHO nº 14, Madrid.
- GARZÓN-ROCA, J., OBRER-MARCO, C., ADAM, J.M. (2013a). Compressive strength of masonry made of clay bricks and cement mortar: Estimation based on Neural Networks and Fuzzy Logic. *Engineering Structures*, 48, 21–27.
- GARZÓN-ROCA, J., ADAM, J.M., SANDOVAL, C., ROCA, P. (2013b). Estimation of the axial behaviour of masonry walls based on Artificial Neural Networks. *Computers and Structures*, 125, 145–152.
- GIMÉNEZ, E. (2007). *Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión simple*. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de València, Valencia.
- GIMÉNEZ, E., ADAM, J.M., IVORRA, S., CALDERÓN, P.A. (2009a). Influence of strips configuration on the behaviour of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips. *Materials and Design*, 30(10), 4103–4111.
- GIMÉNEZ, E., ADAM, J.M., IVORRA, S., MORAGUES, J.J., CALDERÓN, P.A. (2009b). Full-scale testing of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips. *Advance Structural Engineering*, 12(2), 169–181.
- GUPTA, P.K., SARDA, S.M., KUMAR, M.S. (2007). Experimental and computational study of concrete filled steel tubular columns under axial loads. *Journal of Constructional Steel Research*, 63(2), 182–193.
- HU, H.T., SCHNOBRICH, W.C. (1989). Constitutive modelling of concrete by using nonassociated plasticity. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 1(4), 199–216.
- HU, H.T., HUANG, C.S., WU, M.H., WU, Y.M. (2003). Nonlinear analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect. *Journal of Structural Engineering*, 129(10), 1322–1329.
- HU, H.T., HUANG, C.S., CHEN, Z.L. (2005). Finite element analysis of CFT columns subjected to an axial compressive force and bending moment in combination. *Journal of Constructional Steel Research*, 61(12), 1692–1712.
- HUANG, C.S., YEH, Y.K., LIU, G.Y., HU, H.T., TSAI, K.C., WENG, Y.T., WANG, S.H., WU, M.H. (2002). Axial load behaviour of stiffened concrete-filled steel columns. *Journal of Structural Engineering*, 128(9), 1222–1230.
- JOHANSSON, M., GYLLTOFT, K. (2002). Mechanical behaviour of circular steel-concrete composites stub columns. *Journal of Structural Engineering*, 128(8), 1073–1081.

- KARBHARI, V.M., GAO, Y. (1997). Composite jacketed concrete uniaxial compression-verification of simple design equations. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 9(4), 185–193.
- KENNEDY, S.J. (1984). *End connection effects on the strength of concrete filled HSS beam columns*. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Alberta.
- KUMAR, S., BARAI, S.V. (2010). Neural networks modeling of shear strength of SFRC corbels without stirrups. *Applied Soft Computing* 10(1), 135–148.
- L'HEMITE (1967). L'application des colles et resines dans la construction. *Annales l'institute technique*, n°239.
- LAM, L., TENG, J.G. (2001). Strength model for circular concrete columns confined by FRP composites. *Proceedings of the Fifth International Conference on Fiber-Reinforced Plastics for Reinforced Concrete Structures*, 2, 835–844, Cambridge.
- LEE, J., FENVES, G.L. (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8), 892–900.
- LI, J., GONG, J., WANG, L. (2009). Seismic behavior of corrosion-damaged reinforced concrete columns strengthened using combined carbon fiber-reinforced polymer and steel jacket. *Construction and Building Materials*, 23(7), 2653–2663.
- LI, J., SAMALI, B., YE, L., BAKOSS, S. (2002). Behaviour of concrete beam-column connections reinforced with hybrid FRP sheet. *Composite Structures*, 57(1-4), 357–365.
- LU, F.W., LI, S.P., LI, D.W., SUN, G. (2007). Flexural behaviour of filled non-uni-thickness walled rectangular steel tube. *Journal of Constructional Steel Research*, 63(8), 1051–1057.
- LUBLINER, J., OLIVER, J., OLLER, S., OÑATE, E. (1989). A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 25(3), 299–326.
- MCCULLOCH, W.S., PITTS, W.H. (1943). A logical calculus of Ideas Imminent in Nervous Activity. *Bulletin of Mathematical Biophysics*, 5, 115-133.
- MANDER, J.B., PRIESTLEY, M.J., PARK, R. (1988a). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826.
- MANDER, J.B., PRIESTLEY, M.J., PARK, R. (1988b). Observed stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1827–1849.
- MANSOUR M.Y., DICLELI M., LEE J.Y., ZHANG J. (2004). Predicting the shear strength of reinforced concrete beams using artificial neural networks. *Engineering Structures*, 26(6), 781–799.
- MATLAB 7.0 (2004). *User's Guide*. The MathWorks, Inc., Natick, MA.
- MINISTERIO DE FOMENTO (2008). *Instrucción de hormigón estructural. EHE-08*. Comisión Permanente del Hormigón, Madrid.
- MINSKY M., PAPERT S. (1969). *Perceptrons*. MIT Press, Cambridge, MA.
- MIYAUCHI, K., INOUE, S., KURODA, T., KOBAYASHI, A. (1999). Strengthening effects of concrete columns with carbon fiber sheet. *Transactions of the Japan Concrete Institute*, 21, 143–150.

MONTUORI, R., PILUSO, V. (2009). Reinforced concrete columns strengthened with angles and battens subjected to eccentric load. *Engineering Structures*, 31(2), 539–550.

NEWMAN, A. (2000). *Structural renovation of buildings: Methods, details and design examples*. McGraw-Hill Professional, New York.

OEY, H.S., ALDRETE, C.J. (1996). Simple Method for Upgrading an Existing Reinforced-Concrete Structure. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 1(1), 47–50.

OLOFSSON, U., HOLMGREN, M. (1994). Friction measurement at low sliding speed using a servohydraulic tension-torsion machine. *Experimental Mechanics*, 34(3), 202–207.

ORETA, A.W.C. (2004). Simulating size effect on shear strength of RC beams without stirrups using neural networks. *Engineering Structures*, 26(5), 681–691.

RABBAT, B.G., RUSSELL, H.G. (1985). Friction coefficient of steel on concrete or grout. *Journal of Structural Engineering*, 111(3), 505–515.

RAMIREZ, J.L. (1996). Ten concrete column repair methods. *Construction and Building Materials*, 10(3), 195–202.

RAMIREZ, J.L., BÁRCENA, J.M. (1975). Eficacia resistente de pilares de hormigón armado de baja calidad reforzados por dos mecanismos diferentes. *Informes de la Construcción*, 272, 89–98.

RAMIREZ, J.L., BÁRCENA, J.M., FEIJÓO, J.M. (1977). Comparación resistente de cuatro métodos de refuerzo de pilares de hormigón armado. *Informes de la Construcción*, 290, 59–68.

REALFONZO, R., NAPOLI, A. (2009). Cyclic Behavior of RC Columns Strengthened by FRP and Steel Devices. *Journal of Structural Engineering*, 135(10), 1164–1176.

REGALADO, F. (1999). *Los Pilares: Criterios para su Proyecto, Cálculo y Reparación*. Biblioteca técnica de CYPE Ingenieros, Alicante.

RICHART, F.E., BRANTZAE, A., BROWN, R.L. (1929). *The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression*. Bulletin No. 190, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, IL.

ROEDER, C.H., CAMERON, B., BROWN, C.B. (1999). Composite action in concrete filled tubes. *Journal of Structural Engineering*, 125(5), 477–484.

ROSENBLATT, F. (1958). The perceptron: A probabilistic model for information storage and organization in the brain. *Psychological Review* 65(6), 386–408.

RUMELHART, D. E., HINTON, G.E., WILLIAMS, RONALD J. (1986). Learning representations by back-propagating errors. *Nature* 323(6088), 533–536.

RUIZ, J., PINEDA, P., TORRECILLA, J.A., TROYANO, M., NIEVES, F.J., LÓPEZ, F., GARCÍA, M.J. (2000). Refuerzo de pilares de hormigón de sección rectangular mediante pilares metálicos empresillados. *Congreso Internacional de Ingeniería de Proyectos*, Lérida.

SAAFI, M., TOUTANJI, H.A., LI Z. (1999). Behavior of concrete columns confined with fiber reinforced polymer tubes. *ACI Materials Journal*, 96(4), 500–509.

- SAATCIOGLU, M., RAZVI, R. (1992). Strength and ductility of confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 118(6), 1591–1607.
- SAENZ, L.P. (1964). Discussion of “Equation for the stress-strain curve of concrete” by Desayi P, Krishnan S. *ACI Journal* 61, 1229–1235.
- SAMAAN, M., MIRMIRAN, A., SHAHAWY, M. (1998). Model of concrete confined by fiber composite. *Journal of Structural Engineering*, 124(9), 1025–1031.
- SCHNEIDER, S.P. (1998). Axially loaded concrete-filled steel tubes. *Journal of Structural Engineering*, 124(10), 1125–1138.
- TENG, J.G., CHEN, J.F., SMITH, S.T., LAM, L. (2002). *FRP-strengthened RC structures*. John Wiley & Sons, LTD, West Sussex.
- TOUTANJI, H.A. (1999). Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets. *ACI Materials Journal*, 96(3), 397–404.
- UY, B. (2002). Strength of reinforced concrete columns bonded with external steel plates. *Magazine of Concrete Research*, 54(1), 61–76.
- WATSON, S., PARK, R. (1994). Simulated seismic load tests on reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, 120(6), 1825–1849.
- WU, Y.F., GRIFFITH, M.C., OEHLERS, D.J. (2003). Improving the Strength and Ductility of Rectangular Reinforced Concrete Columns through Composite Partial Interaction: Tests. *Journal of Structural Engineering*, 129(9), 1183–1190.
- WU, Y.F., LIU T., OEHLERS, D.J. (2006). Fundamental principles that govern retrofitting of reinforced concrete columns by steel and FRP jacketing. *Advance Structural Engineering*, 9(4), 507–533.
- YAZZAR, S.A. (2000). *Estudio de la ductilidad de elementos comprimidos con hormigón de alta resistencia sometidos a cargas cíclicas de flexión*. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de València, Valencia.