

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

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



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

AUTOR:

Jose Miguel Adam Martinez

DIRGIDA POR:

Dr. Pedro A. Calderón García

Dr. Salvador Ivorra Chorro

Valencia, Diciembre de 2007

Jose Miguel Adam Martínez
ICITECH, Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil
Universidad Politécnica de Valencia, Camino de Vera s/n, 46071 Valencia, España
Tel.: +34 963877562; fax: +34 963877568
E-mail: joadmar@cst.upv.es

A mis padres, Pepita y Miguel

A Javier y a Mari

AGRADECIMIENTOS

Esta página refleja el “Capítulo” más importante de esta Tesis Doctoral, que pese a no tener ecuaciones ni gráficas de difícil interpretación, representa para mí la parte más complicada de este trabajo. Son muchos los sentimientos y recuerdos que me vienen a la mente, pero sobretodo me acuerdo de todas las personas que me han apoyado, a las cuales les deseo mostrar todo mi agradecimiento.

Mi más sincero agradecimiento a los directores de esta Tesis Doctoral por todo el tiempo que han dedicado a este trabajo. A Pedro Calderón por haber confiado en mí, ser mi maestro y mi amigo. A Salvador Ivorra por la amistad y el tiempo que compartimos, y por los excelentes consejos que me ha dado.

Muchísimas gracias a todos los compañeros que me han apoyado en este trabajo: Técnicos del laboratorio del Departamento de Ingeniería de la Construcción, compañeros de la Unidad Docente de Edificación y Prefabricación, y compañeros de los proyectos de investigación MAT 2003-08075 y BIA2004-02085.

Mi más profundo agradecimiento a toda mi familia por el continuo apoyo recibido en todos los aspectos de mi vida. Especial mención merecen mis padres Pepita y Miguel, que merecen todo mi respeto y admiración.

Todo el tiempo dedicado a esta Tesis Doctoral representa una deuda con las dos personas más importantes de mi vida: Mari y Javier. Perdonadme por el tiempo que os he robado.

RESUMEN

Cada vez son más frecuentes las situaciones en las que resulta necesario el refuerzo de estructuras existentes. Sin embargo, las investigaciones relacionadas con este tema son más bien escasas, sobre todo cuando se trata del refuerzo y reparación de soportes de hormigón armado (en adelante HA).

Los soportes de una estructura de edificación son los elementos que sustentan el conjunto de la estructura, por lo que los fallos en su comportamiento suponen un riesgo de colapso del edificio completo. Si a esto se une el hecho de que un porcentaje considerable de los daños detectados en estructuras de edificación se localiza en estos elementos, queda de manifiesto el problema que implica la falta de recomendaciones de diseño y cálculo, así como de investigaciones relacionadas con el refuerzo de soportes de HA.

Considerando que la técnica de reforzar soportes de HA mediante angulares y presillas metálicas es una de las más empleadas en la actualidad, coincidiendo además con que es una de las menos estudiadas hasta la fecha, queda de manifiesto la necesidad de estudiar el comportamiento de ésta técnica de refuerzo. Con este objeto, se plantea la investigación “Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión y flexo-compresión”, financiada por el Ministerio de Ciencia y Tecnología de España con cargo al proyecto de investigación MAT 2003-08075, cofinanciado con fondos FEDER. Esta investigación se desarrolla en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universidad Politécnica de Valencia.

La presente Tesis Doctoral, se engloba dentro del proyecto de investigación descrito en el párrafo anterior, y en ella se estudia el comportamiento de soportes de HA reforzados mediante angulares y presillas metálicas sometidos a compresión centrada.

Se efectúa también el estudio del comportamiento del nudo viga-soporte, analizando diversos modos de resolver dicho nudo.

A partir de los resultados obtenidos a través de un estudio experimental y numérico, se establece una propuesta de cálculo y una serie de recomendaciones de diseño y ejecución, cuyo objeto es poder abordar el diseño del refuerzo de un soporte de HA, mediante angulares y presillas metálicas.

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

RESUM

Cada vegada són més freqüents les situacions en què resulta necessari el reforç d'estructures existents. No obstant, les investigacions relacionades amb aquest tema són més prompte escasses, sobretot quan es tracta del reforç i reparació de suports de formigó armat (en avant FA).

Els suports d'una estructura d'edificació són els elements que sustenten el conjunt de l'estructura, per lo que les deficiències en el seu comportament suposen un risc de col·lapse de l'edifici complet. Si a açò s'uneix el fet que un percentatge considerable dels danys detectats en estructures d'edificació es localitza en aquestos elements, queda de manifest el problema que implica la falta de recomanacions de disseny i càlcul, així com d'investigacions relacionades amb el reforç de suports de FA.

Considerant que la tècnica de reforçar suports de FA per mitjà d'angulars i platabandes metàl·liques és una de les més empleades en l'actualitat, coincidint a més que és una de les menys estudiades fins a la data, queda de manifest la necessitat d'estudiar el comportament d'aquesta tècnica de reforç. Amb aquest objecte, es planteja la investigació "Estudi experimental i numèric de suports de formigó armat reforçats amb perfils metàl·lics sotmesos a esforços de compressió i flexo-compressió", finançada pel Ministeri de Ciència i Tecnologia d'Espanya a càrrec del projecte d'investigació MAT 2003-08075, cofinançat amb fons FEDER. Aquesta investigació es desenvolupa en l'Institut de Ciència i Tecnologia del Formigó (ICITECH) de la Universitat Politècnica de València.

La present Tesi Doctoral, s'engloba dins del projecte d'investigació descrit en el paràgraf anterior, i en ella s'estudia el comportament de suports de FA reforçats per mitjà d'angulars i platabandes metàl·liques sotmesos a compressió centrada.

S'efectua també l'estudi del comportament del nuc biga-suport, analitzant diversos modes de resoldre el dit nuc.

A partir dels resultats obtinguts a través d'un estudi experimental i numèric, s'estableix una proposta de càlcul i una sèrie de recomanacions de disseny i execució, l'objecte de la qual és poder abordar el disseny del reforç d'un suport de FA, per mitjà d'angulars i platabandes metàl·liques.

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

SUMMARY

The need to retrofit existing structures is becoming ever more frequent. However, research in this area is rather limited, especially in the field of strengthening and repairing reinforced (RC) columns.

Columns sustain the entire weight of a building structure, so any deficiency in their behaviour involves the risk of total collapse. Furthermore, considering that a high proportion of the defects in building structures are detected in the columns themselves, it is obvious the problem that involves the lack of recommendations for design and calculation, as well as research related to the strengthening of RC columns.

The technique of strengthening RC columns by steel angles and strips is widely used, and very little research has been carried out on the behaviour of RC columns strengthened by this technique. As can be seen, the importance of studying this strengthening technique is apparent. With this purpose, the research “Experimental and numerical study of axially and eccentrically loaded reinforced concrete columns strengthened by steel profiles” has been carried out. This research has been funded by the Ministry of Science and Technology of Spain from the research project MAT 2003-08075, co-financed with FEDER funds. This research has been carried out at the Institute of Science and Technology of Concrete (ICITECH) of the Technical University of Valencia.

This Thesis is included in the research project described in last paragraph, and the objective is to study the behaviour of axially loaded reinforced concrete columns strengthened by steel angles and strips.

It also studied the behaviour of the beam-column joint, analyzing different ways of solving the joint.

Based on the results obtained, a design rule is proposed to provide a means of estimating the ultimate load of columns strengthened by this technique and recommendations are given concerning the design of the strengthening.

Keywords: RC columns; Strengthening; Experimental study; Numerical study; Finite element method; Steel angles and strips

INDICE GENERAL

INDICE DE FIGURAS

INDICE DE TABLAS

NOTACION Y ABREVIATURAS

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

- 1.1. Introducción
- 1.2. Objetivos
- 1.3. Contenido

CAPITULO 2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

- 2.1. Introducción
- 2.2. Técnicas de refuerzo más empleadas
 - 2.2.1. *Refuerzo con FRP*
 - 2.2.2. *Refuerzo con recrecidos de hormigón*
 - 2.2.3. *Refuerzo con encamisados metálicos*
- 2.3. Una aproximación a la investigación y uso de las diferentes técnicas de refuerzo de soportes de HA
 - 2.3.1. *Uso de las diferentes técnicas de refuerzo en España*
 - 2.3.2. *Investigaciones relacionadas con el refuerzo de soportes de HA*
- 2.4. Estado del arte sobre los SHARAPM
 - 2.4.1. *Investigaciones llevadas a cabo*
 - 2.4.1.1. Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1996)
 - 2.4.1.2. Cirtek (2001a; 2001b)
 - 2.4.1.3. Otras investigaciones relacionadas
 - 2.4.2. *Propuestas de diseño y cálculo*
 - 2.4.2.1. Fernández (1994)
 - 2.4.2.2. Regalado (1999)

2.4.2.3. Cirtek (2001a; 2001b)

2.4.2.4. Giménez (2007)

2.5. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

2.5.1. Transmisión por tensiones rasantes

2.5.1.1. Adhesión

2.5.1.2. Fricción

2.5.2. Transmisión directa

2.5.3. Confinamiento impuesto por el refuerzo

2.5.3.1. Origen del confinamiento

2.5.3.2. Comportamiento del hormigón sometido a un estado de compresión triaxial

2.5.3.3. Modelos de comportamiento del hormigón confinado

2.5.4. Particularidades en un SHARAPM

2.5.4.1. Transmisión por tensiones rasantes

2.5.4.2. Determinación del valor de la presión de confinamiento lateral

2.5.4.3. Determinación de k_1

2.5.4.4. Modos de mejorar el confinamiento

2.6. Conclusiones relativas al estado del arte de los SHARAPM

CAPITULO 3. ESTUDIO EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO DE SHARAPM SOMETIDOS A COMPRESIÓN CENTRADA. VERIFICACIÓN DE LOS MODELOS DE EF

3.1. Introducción

3.2. Estudio experimental

3.2.1. Características de las probetas

3.2.2. Propiedades de los materiales

3.2.3. Instrumentación

3.2.4. Procedimiento de ensayo

3.2.5. Resultados obtenidos del estudio experimental

3.3. Planteamiento del estudio numérico

3.3.1. Generalidades

3.3.2. Tipos de elementos finitos y mallado empleado

3.3.3. Condiciones de contorno y aplicación de carga

3.3.4. Modelización del hormigón confinado

- 3.3.4.1. Modelos constitutivos en ANSYS 10.0 (2005)
- 3.3.4.2. Modelo constitutivo empleado
- 3.3.4.3. Parámetros mecánicos
- 3.3.5. *Modelización del acero*
- 3.3.6. *Modelización del contacto entre superficies*
- 3.3.7. *Modelización del hormigón de las cabezas, mortero y prensa*
- 3.3.8. *Aspectos relativos a la carga/descarga de los soportes*
- 3.4. Descripción de los modelos analizados
- 3.5. Verificación de los modelos
 - 3.5.1. *Carga de rotura*
 - 3.5.2. *Curva carga-acortamiento*
 - 3.5.3. *Pautas de comportamiento*
 - 3.5.3.1. Probetas ADb y AC
 - 3.5.3.2. Probetas BD y BC
 - 3.5.3.3. Probetas PAD y PAC
 - 3.5.3.4. Probetas PBD y PBC
 - 3.5.4. *Conclusiones relativas a la verificación de los modelos*

CAPITULO 4. ESTUDIO PARAMÉTRICO SOBRE SHARAPM SOMETIDOS A COMPRESIÓN CENTRADA

- 4.1. Introducción
- 4.2. Parámetros estudiados
 - 4.2.1. *Grupo Ref (probetas de referencia)*
 - 4.2.2. *Grupo sP*
 - 4.2.3. *Grupo L*
 - 4.2.4. *Grupo fy*
 - 4.2.5. *Grupo fc*
 - 4.2.6. *Grupo P100*
 - 4.2.7. *Grupo PA*
 - 4.2.8. *Grupo mu*
 - 4.2.9. *Grupo sep*
 - 4.2.10. *Grupo S*
 - 4.2.11. *Grupo sC*

4.3. Aspectos relativos a la modelización numérica

4.3.1. Generalidades

4.3.2. Descripción de los modelos de EF

4.4. Resultados obtenidos

4.4.1. Probetas de referencia (Grupo Ref)

4.4.1.1. Pautas de comportamiento

4.4.1.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

4.4.2. Grupo sP

4.4.2.1. Pautas de comportamiento

4.4.2.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

4.4.2.3. Conclusiones relativas al comportamiento de la probeta B-sP

4.4.3. Grupo L

4.4.3.1. Pautas de comportamiento

4.4.3.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

4.4.3.3. Conclusiones relativas al comportamiento de las probetas del “Grupo L”

4.4.4. Grupo fy

4.4.4.1. Pautas de comportamiento

4.4.4.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

4.4.4.3. Conclusiones relativas al comportamiento de las probetas del “Grupo fy”

4.4.5. Grupo fc

4.4.5.1. Pautas de comportamiento

4.4.5.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

4.4.5.3. Conclusiones relativas al comportamiento de las probetas del “Grupo fc”

4.4.6. Grupo P100

4.4.6.1. Pautas de comportamiento

4.4.6.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

4.4.6.3. Conclusiones relativas al comportamiento de las probetas del “Grupo P100”

4.4.7. Grupo PA

4.4.7.1. Pautas de comportamiento

4.4.7.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

4.4.7.3. Conclusiones relativas al comportamiento de las probetas del “Grupo P100”

4.4.8. *Grupo mu*

4.4.8.1. Pautas de comportamiento

4.4.8.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

4.4.8.3. Conclusiones relativas al comportamiento de las probetas del “Grupo mu”

4.4.9. *Grupo sep*

4.4.10. *Grupo S*

4.4.11. *Grupo sC*

4.5. Comparación entre la carga última obtenida a partir de los modelos de EF, con la establecida por diferentes propuestas de diseño

4.5.1. *Eurocode No. 4 (1992)*

4.5.2. *Regalado (1999)*

4.5.3. *Cirtek (2001b)*

4.5.4. *Giménez (2007)*

4.5.5. *Conclusiones relativas a las diversas propuestas de diseño*

CAPITULO 5. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DEL NUDO VIGA-SOPORTE EN SHARAPM SOMETIDOS A COMPRESIÓN CENTRADA

5.1. Introducción

5.2. Estudio experimental

5.2.1. *Características de las probetas*

5.2.1.1. Bases seguidas en el diseño de las probetas

5.2.1.2. Geometría

5.2.1.3. Armaduras

5.2.1.4. Tipo y número de probetas ensayadas

5.2.2. *Propiedades de los materiales*

5.2.3. *Instrumentación*

5.2.3.1. T1

5.2.3.2. AxL.C

5.2.3.3. AxL.T

5.2.4. *Procedimiento de ensayo*

5.3. Resultados de los ensayos

- 5.3.1. Comportamiento general y modo de rotura de las probetas*
- 5.3.2. Comportamiento del contacto entre el mortero y el acero del refuerzo*
- 5.3.3. Reparto de carga entre el refuerzo y el hormigón de los tramos de soporte*
- 5.3.4. Confinamiento impuesto por el refuerzo*
- 5.3.5. Transmisión directa de carga*
- 5.3.6. Conclusiones parciales*
- 5.4. Aspectos relativos a la modelización numérica
 - 5.4.1. Generalidades*
 - 5.4.2. Tipos de elementos finitos y mallado empleado*
 - 5.4.3. Condiciones de contorno y aplicación de carga*
 - 5.4.4. Modelización del hormigón confinado*
 - 5.4.5. Modelización del acero*
 - 5.4.6. Modelización del mortero de cemento y de la prensa*
 - 5.4.7. Modelización del contacto entre superficies*
- 5.5. Verificación de los modelos numéricos
 - 5.5.1. Descripción de los modelos*
 - 5.5.2. Carga de rotura*
 - 5.5.3. Curva carga acortamiento*
 - 5.5.4. Medidas en galgas extensométricas*
 - 5.5.5. Pautas de comportamiento*
 - 5.5.5.1. Probeta AxL.C*
 - 5.5.5.2. Probeta AxL.T*
 - 5.5.6. Conclusiones relativas a la verificación de los modelos*
- 5.6. Estudio paramétrico
 - 5.6.1. Parámetros estudiados*
 - 5.6.1.1. Grupo C*
 - 5.6.1.2. Grupo T*
 - 5.6.1.3. Grupo A*
 - 5.6.2. Modelos de EF*
 - 5.6.3. Resultados obtenidos a partir de los modelos numéricos*
 - 5.6.3.1. Grupo C*
 - 5.6.3.2. Grupo T*
 - 5.6.3.3. Grupo A*

5.7. Conclusiones relativas al comportamiento del nudo viga-soporte en SHARAPM

CAPITULO 6. PROPUESTA DE UN MÉTODO DE CÁLCULO. RECOMENDACIONES DE DISEÑO y EJECUCIÓN

6.1. Introducción

6.2. Carga última de un SHARAPM. Tramo de soporte

6.2.1. SHARAPM con capiteles

6.2.2. SHARAPM sin capiteles

6.2.2.1. Cálculo de P_L

6.2.2.2. Cálculo de P_P

6.2.2.3. Cálculo de P_M

6.2.2.4. Aplicación

6.3. Carga última de un SHARAPM. Nudo viga-soporte

6.3.1. Con capiteles en el nudo

6.3.2. Con tubos pasantes en el nudo

6.3.3. Sin elementos auxiliares en el nudo

6.4. Recomendaciones de diseño y ejecución

CAPITULO 7. CONCLUSIONES Y PROPUESTA DE NUEVAS INVESTIGACIONES

7.1. Conclusiones

7.2. Aportación original de la Tesis Doctoral

7.3. Propuesta de nuevas investigaciones

REFERENCIAS

APÉNDICES

Apéndice I. Modelos numéricos con 2 y 3 planos de simetría

Apéndice II. Verificación de los modelos numéricos planteados en el capítulo 3

Apéndice III. Figuras relativas al estudio paramétrico (capítulo 4)

Apéndice IV. Justificación del cálculo de: P_{EC4} , P_{Reg} , P_{Cir} , P_{Gim}

Apéndice V. Aspectos relativos al estudio experimental del nudo viga-soporte

Apéndice VI. Gráficos de resultados. Estudio experimental del nudo viga-soporte

Apéndice VII. Geometría del modelo de bielas y tirantes presentado en el Capítulo 6

Apéndice VIII. $P_{SHARAPM}$ de las probetas estudiadas en el Capítulo 5

INDICE DE FIGURAS

- Fig. 2.1. Ejecución de un refuerzo mediante FRP
- Fig. 2.2. Ferrallado dispuesto para el encofrado y hormigonado de un recrecido de hormigón
- Fig. 2.3. Ejemplo de un SHARAPM
- Fig. 2.4. Comunidades Autónomas estudiadas y número de entrevistas realizadas en cada una de ellas
- Fig. 2.5. Uso de las diferentes técnicas de refuerzo de soportes de HA en el territorio español
- Fig. 2.6. Porcentaje de las publicaciones científicas entre los años 1990 y 2006 sobre cada una de las técnicas de refuerzo. (a) Según datos de Elsevier; (b) Según datos de ASCE
- Fig. 2.7. Gráfico comparativo entre el porcentaje relativo que representa el uso de diferentes sistemas de refuerzo y las investigaciones desarrolladas sobre cada uno de ellos
- Fig. 2.8. Soporte original previo al refuerzo
- Fig. 2.9. SHARAPM ensayados (cotas en mm)
- Fig. 2.10. SHARAPM ensayados. (a) Angulares continuos; (b) Angulares discontinuos
- Fig. 2.11. Transmisión de carga a los angulares del refuerzo a través de las presillas (Giménez 2007)
- Fig. 2.12. Equilibrio de fuerzas en una rebanada diferencial del SHARAPM (Giménez 2007)
- Fig. 2.13. Relación entre q_h , f_l y M_p . Formación de 3 rótulas plásticas en los angulares ubicados entre las 2 primeras presillas (Giménez 2007)
- Fig. 2.13. (a) Transmisión directa y por tensiones rasantes; (b) Confinamiento impuesto por el refuerzo
- Fig. 2.14. (a) Transmisión directa y por tensiones rasantes; (b) Confinamiento impuesto por el refuerzo
- Fig. 2.15. Interfaces en las que se produce transmisión de cargas por tensiones rasantes
- Fig. 2.16. Fuerzas actuantes en un contacto entre superficies
- Fig. 2.17. Vista del aparato de corte directo y de la probeta con algunas burbujas de aire
- Fig. 2.18. Estado tensional en el nudo viga-soporte
- Fig. 2.19. Conexión entre tramos de soporte de diferente planta. Viga de menor anchura

- que el soporte ($b < a$)
- Fig. 2.20. Conexión entre tramos de soporte de diferente planta. Viga de mayor anchura que el soporte ($b > a$)
- Fig. 2.21. (a) Estado de compresión uniaxial; (b) Estado de compresión triaxial
- Fig. 2.22. Comportamiento del hormigón sometido a compresión triaxial
- Fig. 2.23. Superficie de plastificación del hormigón en el plano de Mohr
- Fig. 2.24. Confinamiento en el caso de un soporte de sección circular. Equilibrio de fuerzas
- Fig. 2.25. Confinamiento impuesto por: (a) Armaduras transversales; (b) Refuerzo con chapa continua; (c) Presillas metálicas (SHARAPM)
- Fig. 3.1. Probeta sin reforzar y esquema de un refuerzo tipo (cotas en mm)
- Fig. 3.2. Sección transversal de una probeta reforzada (cotas en mm)
- Fig. 3.3. (a) Probeta ADA, AC, ADb, MAD y MAC; (b) Probeta BD y BC
- Fig. 3.4. Probeta MBD y MBC
- Fig. 3.5. (a) Probeta PAD y PAC; (b) Probeta PBD y PBC
- Fig. 3.6. Instrumentación (mínima) empleada
- Fig. 3.7. Marco metálico y probeta dispuesta para ser ensayada
- Fig. 3.8. Ejecución del refuerzo en el exterior (probetas ADA; BD; ADb; MAD; MBD; PAD; PBD) e interior (probetas AC; BC; MAC; MBC; PAC; PBC) del marco
- Fig. 3.9. Rotura de las cabezas de HA en las probetas en las cuales se disponen capiteles en los extremos del refuerzo
- Fig. 3.10. Elementos SOLID65 y LINK8 (ANSYS 10.0 2005)
- Fig. 3.11. Elementos SOLID95 y SOLID45 (ANSYS 10.0 2005)
- Fig. 3.12. Elementos TARGE170 y CONTA174 (ANSYS 10.0 2005)
- Fig. 3.13. Elementos finitos empleados para modelizar: prensa, cabezas de HA, tramo de soporte, mortero y refuerzo metálico
- Fig. 3.14. Elementos finitos empleados para modelizar: a) contacto refuerzo-mortero/hormigón; b) contacto fijo mortero/hormigón
- Fig. 3.15. Probeta tipo con la simplificación por simetría (1/8 de la probeta)
- Fig. 3.16. Superficie de plastificación de Drucker-Prager (ANSYS 10.0 2005)
- Fig. 3.17. Superficie de plastificación de Von Mises (ANSYS 10.0 2005)
- Fig. 3.18. Carga, descarga, ejecución del refuerzo y carga hasta rotura. (a) Comportamiento real; (b) Comportamiento simplificado (probetas ADA; BD; ADb; MAD; MBD; PAD; PBD)

- Fig. 3.19. Carga, ejecución del refuerzo y carga hasta rotura. (a) Comportamiento real; (b) Comportamiento simplificado (probetas AC; BC; MAC; MBC; PAC; PBC)
- Fig. 3.20. Vista de la probeta Test1. Representación de la armadura distribuida
- Fig. 3.21. Probetas ADb y AC. Vista tridimensional del modelo de EF
- Fig. 3.22. Probetas ADb y AC. Alzado, planta y perfil
- Fig. 3.23. Probetas BD y BC. Vista tridimensional del modelo de EF
- Fig. 3.24. Probetas BD y BC. Alzado, planta y perfil
- Fig. 3.25. Probetas PAD y PAC. Vista tridimensional del modelo de EF
- Fig. 3.26. Probetas PAD y PAC. Alzado, planta y perfil
- Fig. 3.27. Probetas PBD y PBC. Vista tridimensional del modelo de EF
- Fig. 3.28. Probetas PBD y PBC. Alzado, planta y perfil
- Fig. 3.29. Curva carga acortamiento. Probeta Test1
- Figs. 3.30 y 3.31. Curva carga acortamiento. Probetas ADb y AC
- Figs. 3.32 y 3.33. Curva carga acortamiento. Probetas BD y BC
- Figs. 3.34 y 3.35. Curva carga acortamiento. Probetas PAD y PAC
- Figs. 3.36 y 3.37. Curva carga acortamiento. Probetas PBD y PBC
- Fig. 3.38. Instante de la rotura de las probetas ADb y AC. (a), (b) Rotura del hormigón situado entre las 2 primeras presillas; (c) Rotura del hormigón situado entre las 2 primeras presillas y plastificación de los angulares del refuerzo; (d) Deslizamiento relativo entre los elementos del refuerzo y el mortero de la interfaz
- Fig. 3.39. Instante de la rotura de las probetas ADb y AC (modelo de EF). (a) Plastificación del hormigón situado entre las 2 primeras presillas (“Stress state ratio”); (b) Plastificación de los angulares situados entre las 2 primeras presillas (tensión de Von Mises); (c) Deslizamiento relativo entre los elementos del refuerzo y el mortero de la interfaz (en mm); (d) Deformada de los angulares situados entre las 2 primeras presillas (en mm)
- Fig. 3.40. Instante de la rotura de las probetas BD y BC. (a) Rotura del hormigón situado entre las 2 primeras presillas; (b) Plastificación y deformada de los angulares situados en los extremos de las probetas
- Fig. 3.41. Instante de la rotura de las probetas BD y BC (modelo de EF). (a) Plastificación del hormigón situado entre las 2 primeras presillas (“Stress state ratio”); (b) Plastificación de los angulares situados entre las 2 primeras presillas (tensión de Von Mises); (c) Deslizamiento relativo entre los elementos del refuerzo y el mortero de la interfaz (en mm); (d) Deformada de los capiteles (en mm)

- Fig. 3.42. Instante de la rotura de las probetas PAD y PAC. (a), (b), (c) Rotura del hormigón situado en los extremos de la probeta; (d) Deformación de la primera presilla en la dirección perpendicular a la misma
- Fig. 3.43. Instante de la rotura de las probetas PAD y PAC (modelo de EF). (a) Plastificación del hormigón situado en los extremos de la probeta (“Stress state ratio”); (b) Plastificación de la segunda presilla (tensión de Von Mises); (c) Deslizamiento relativo entre los elementos del refuerzo y el mortero de la interfaz (en mm); (d) Deformada en dirección vertical (en mm)
- Fig. 3.44. Instante de la rotura de las probetas PBD y PBC. (a) Rotura del hormigón situado en la zona central de la probeta, y plastificación de los angulares; (b) Deformación experimentada por los capiteles
- Fig. 3.45. Instante de la rotura de las probetas PBD y PBC (modelo de EF). (a) Plastificación del hormigón situado entre las presillas tercera y cuarta (“Stress state ratio”); (b) Plastificación de los angulares situados entre las presillas tercera y cuarta (tensión de Von Mises); (c) Deformación de los capiteles (en mm); (d) Deformada de los angulares (en mm)
- Fig. 4.1. Probetas A0 y B0
- Fig. 4.2. Probeta Ref
- Fig. 4.3. Vista de un SHARAPM, en el que no se dispone ninguna presilla en la zona de los extremos
- Fig. 4.4. Probeta B-sP
- Fig. 4.5. Probetas A-L50 y B-L50
- Fig. 4.6. Probetas A-L120 y B-L120
- Fig. 4.7. Probetas A-P100 y B-P100
- Fig. 4.8. SHARAPM con presillas con un ancho del orden de 80-100 mm
- Fig. 4.9. Probetas A-PA y B-PA
- Fig. 4.10. Separación entre el capitel y la base de la viga debido al enfriamiento del primero después de la soldadura
- Fig. 4.11. Probetas A-S25x36 y B-S25x36
- Fig. 4.12. Probetas A-S22.5x40 y B-S22.5x40
- Fig. 4.13. Probetas del “Grupo Ref” (similares a las de: “Grupo fy”, “Grupo fc”, “Grupo mu” y “Grupo sC”)
- Fig. 4.14. Probeta B-SP del “Grupo SP”
- Fig. 4.15. Probetas del “Grupo P100”
- Fig. 4.16. Probetas del “Grupo L”

- Fig. 4.17. Probetas del “Grupo PA”
- Fig. 4.18. Probetas del “Grupo sep”
- Fig. 4.19. Probetas del “Grupo S”
- Fig. 4.20. Curva tensión-deformación para el hormigón de las probetas del “Grupo sC”
- Fig. 4.21. Curvas carga-acortamiento. “Grupo Ref”
- Fig. 4.22. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A0
- Fig. 4.23. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A0
- Fig. 4.24. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B0
- Fig. 4.25. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B0
- Fig. 4.26. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probeta A0
- Fig. 4.27. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probeta B0
- Fig. 4.28. Deslizamiento entre el mortero/hormigón y los elementos del refuerzo (mm). Desplazamiento impuesto en cabeza $d=12$ mm. Probetas A0 y B0
- Fig. 4.29. Nomenclatura de cada una de las presillas, y punto en el que se evalúa la tensión originada por la expansión lateral del hormigón
- Fig. 4.30. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3
- Fig. 4.31. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es PMEF
- Fig. 4.32. Curvas carga-acortamiento. Probetas B0 y B-sP
- Fig. 4.33. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B-sP
- Fig. 4.34. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-sP
- Fig. 4.35. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas B0 y B-sP
- Fig. 4.36. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3. Probeta B-sP
- Fig. 4.37. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es PMEF. Probetas B0 y B-sP
- Fig. 4.38. Modelo simplificado que pretende explicar la pérdida de rigidez del ala del angular de la probeta B-sP

- Fig. 4.39. Curvas carga-acortamiento. “Grupo L”
- Fig. 4.40. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-L120
- Fig. 4.41. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-L120
- Fig. 4.42. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas A-L50 y A-L120
- Fig. 4.43. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas B-L50 y B-L120
- Fig. 4.44. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas A-L50 y A-L120)
- Fig. 4.45. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas B-L50 y B-L120)
- Fig. 4.46. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas A-L50 y A-L120
- Fig. 4.47. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas B-L50 y B-L120
- Fig. 4.48. Relación entre la carga última del SHARAPM y el área de los angulares del refuerzo
- Fig. 4.49. Relación entre la eficacia del refuerzo y el área de los angulares
- Fig. 4.50. Curva carga-acortamiento. “Grupo fy”
- Fig. 4.51. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas A-fy235 y A-fy355
- Fig. 4.52. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas B-fy235 y B-fy355
- Fig. 4.53. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas A-fy235 y A-fy355)
- Fig. 4.54. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas B-fy235 y B-fy355)
- Fig. 4.55. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas A-fy235 y A-fy355
- Fig. 4.56. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas B-fy235 y B-fy355
- Fig. 4.57. Relación entre la carga última del SHARAPM y el límite elástico del acero del refuerzo
- Fig. 4.58. Relación entre la eficacia del refuerzo y el límite elástico del acero
- Fig. 4.59. Curvas carga-acortamiento. “Grupo fc”
- Fig. 4.60. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas A-fc4 y A-fc25
- Fig. 4.61. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas B-fc4 y B-fc25

- Fig. 4.62. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas A-fc4 y A-fc25)
- Fig. 4.63. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas B-fc4 y B-fc25)
- Fig. 4.64. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas A-fc4 y A-fc25
- Fig. 4.65. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas B-fc4 y B-fc25
- Fig. 4.66. Relación entre la carga última del SHARAPM y la resistencia del hormigón del soporte
- Fig. 4.67. Relación entre la eficacia del refuerzo y la resistencia del hormigón
- Fig. 4.68. Curvas carga-acortamiento. “Grupo P100”
- Fig. 4.69. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probeta A-P100
- Fig. 4.70. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probeta B-P100
- Fig. 4.71. Deslizamiento entre el mortero/hormigón y los elementos del refuerzo (mm). Desplazamiento impuesto en cabeza $d=12$ mm. Probetas A-P100 y B-P100
- Fig. 4.72. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas A-P100 y B-P100)
- Fig. 4.73. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probeta A-P100
- Fig. 4.74. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probeta B-P100
- Fig. 4.75. Curvas carga-acortamiento. “Grupo PA”
- Fig. 4.76. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-PA
- Fig. 4.77. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A-PA
- Fig. 4.78. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-PA
- Fig. 4.79. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B- PA
- Fig. 4.80. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probeta A-PA
- Fig. 4.81. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probeta B-PA
- Fig. 4.82. Deslizamiento entre el mortero/hormigón y los elementos del refuerzo (mm). Desplazamiento impuesto en cabeza $d=12$ mm. Probetas A-PA y B-PA

- Fig. 4.83. Nomenclatura de cada una de las presillas, y punto en el que se evalúa la tensión originada por la expansión lateral del hormigón (probetas A-PA y B-PA)
- Fig. 4.84. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2, P3 y P4 (probetas B-PA y B-PA)
- Fig. 4.85. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probeta A-PA
- Fig. 4.86. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probeta B-PA
- Fig. 4.87. Curvas carga-acortamiento. “Grupo mu”
- Fig. 4.88. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-mu0.00
- Fig. 4.89. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A-mu0.00
- Fig. 4.90. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-mu0.60
- Fig. 4.91. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A-mu0.60
- Fig. 4.92. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas A-mu0.00 y A-mu0.60
- Fig. 4.93. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas B-mu0.00 y B-mu0.60
- Fig. 4.94. Deslizamiento entre el mortero/hormigón y los elementos del refuerzo (mm). Desplazamiento impuesto en cabeza $d=12$ mm. Probetas A-mu0.00 y A-mu0.60
- Fig. 4.95. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas A-mu0.00 y A-mu0.60)
- Fig. 4.96. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas B-mu0.00 y B-mu0.60)
- Fig. 4.97. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas A-mu0.00 y A-mu0.60
- Fig. 4.98. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas B-mu0.00 y B-mu0.60
- Fig. 4.99. Relación entre la carga última del SHARAPM y el coeficiente de rozamiento entre el mortero (hormigón) y el acero del refuerzo
- Fig. 4.100. Relación entre la eficacia del refuerzo y el coeficiente de rozamiento

- Fig. 4.101. Curvas carga-acortamiento. “Grupo sep”
- Fig. 4.102. Curva carga-acortamiento. “Grupo sC”
- Figs. 4.103 y 4.104. P_{MEF} versus P_{EC4} / P_{Reg} . SHARAPM sin capitel (probetas tipo A)
- Fig. 4.105 y 4.106. P_{MEF} versus P_{Cir} / P_{Gim} . SHARAPM sin capitel (probetas tipo A)
- Fig. 4.107 y 4.108. P_{MEF} versus P_{EC4} / P_{Reg} . SHARAPM con capitel (probetas tipo B)
- Fig. 4.109. Ajuste lineal de los valores $P_{MEF} - P_{diseño}$ (P_{EC4} , P_{Reg} , P_{Cir} , P_{Gim}), y coeficiente de correlación de cada ajuste. SHARAPM sin capitel (probetas tipo A)
- Fig. 5.1. Vista 3D de las probetas
- Fig. 5.2. Geometría de las probetas (cotas en mm)
- Fig. 5.3. Zona de un entramado de edificación simulada mediante las probetas
- Fig. 5.4. Armado de las probetas
- Fig. 5.5. Unión de la armadura longitudinal de los tramos de soporte, con los elementos metálicos de los extremos
- Fig. 5.6. (a) Vista general del armado de las probetas; (b) Detalle de uno de los extremos de las probetas
- Fig. 5.7. Probeta AxL.C
- Fig. 5.8. Probeta AxL.C. (a) Vista general; (b) Detalle del nudo viga-soporte
- Fig. 5.9. Probeta AxL.T
- Fig. 5.10. Probeta AxL.T. (a) Vista general; (b) Detalle del nudo viga-soporte
- Fig. 5.11. Soldadura de los angulares del refuerzo a los elementos metálicos de los extremos de los tramos de soporte
- Fig. 5.12. Montaje de LVDTs
- Fig. 5.13. LVDTs empleados para medir el desplazamiento relativo entre el hormigón y el acero del refuerzo
- Fig. 5.14. Instrumentación de la probeta AxL.C
- Fig. 5.15. Galgas extensométricas sobre los tubos de conexión entre los dos tramos del refuerzo metálico
- Fig. 5.16. Instrumentación de la probeta AxL.T
- Fig. 5.17. Diferentes vistas del pórtico y de la probeta dispuesta para el ensayo
- Fig. 5.18. Modo de rotura de la probeta T1
- Fig. 5.19. Modo de rotura de la probeta AxL.C
- Fig. 5.20. Modo de rotura de la probeta AxL.T
- Fig. 5.21. Curva carga-acortamiento para las 3 probetas ensayadas
- Fig. 5.22. Desplazamiento relativo entre el hormigón del soporte y el acero del refuerzo

- Fig. 5.23. Nomenclatura empleada para definir las secciones y los grupos de presillas
- Fig. 5.24. Reparto de esfuerzos axiales entre el hormigón y el acero del refuerzo, para distintos niveles de la carga total aplicada por la prensa
- Fig. 5.25. Tensión en presillas en dirección perpendicular a la directriz de los tramos de soporte (valores negativos indican tensiones de tracción). Grupos de presillas 1 y 6
- Fig. 5.26. Tensión en presillas en dirección perpendicular a la directriz de los tramos de soporte (valores negativos indican tensiones de tracción). Grupos de presillas 2 y 5
- Fig. 5.27. Tensión en presillas en dirección perpendicular a la directriz de los tramos de soporte (valores negativos indican tensiones de tracción). Grupos de presillas 3 y 4
- Fig. 5.28. Presión media transmitida por los capiteles en su superficie de apoyo sobre la viga central
- Fig. 5.29. Probeta tipo con la simplificación por simetría (1/8 de la probeta)
- Fig. 5.30. Modelo de la probeta T1
- Fig. 5.31. Armaduras modelizadas con elementos LINK8
- Fig. 5.32. Modelos planteados para las probetas AxL.C y AxL.T
- Fig. 5.33. Detalle del refuerzo de las probetas AxL.C y AxL.T
- Fig. 5.34. (a) Detalle de la unión de los angulares con los extremos de la probeta. (b) Vista de la capa de mortero de cemento entre el hormigón del tramo de soporte y las presillas
- Fig. 5.35. Curva tensión-deformación para el hormigón de la probeta T1
- Fig. 5.36. Curva carga acortamiento. Probeta T1
- Fig. 5.37. Curva carga-acortamiento. Probetas AxL.C y AxL.T
- Fig. 5.38. Medidas registradas en las galgas A01 y A11. Comparación entre resultados numérico-experimentales
- Fig. 5.39. Medidas registradas en las galgas P04 y P14. Comparación entre resultados numérico-experimentales
- Fig. 5.40. (a) Fisuración en la viga central, previa a la rotura de la probeta. (b) Deslizamiento entre el mortero de cemento y los elementos del refuerzo
- Fig. 5.41. Plastificación del hormigón en la viga central (“Stress state ratio”)
- Fig. 5.42. (a) Deformada en las inmediaciones la viga central (mm). (b) Deslizamiento entre el mortero y los elementos del refuerzo (mm)
- Fig. 5.43. Estado de fisuración en el modelo AxL.C(WW), para una carga de 1202 kN.

- (a) Fisuras en los puntos de integración de los elementos SOLID65. (b) Elementos SOLID65 con alguna fisura en sus puntos de integración
- Fig. 5.44. (a) Plastificación del hormigón situado entre las 2 primeras presillas (“Stress state ratio”); (b) Plastificación de los angulares situados entre las 2 primeras presillas (tensión de Von Mises (MPa)); (c) Deformada de los angulares situados entre las 2 primeras presillas (en mm) (d) Deslizamiento entre los elementos del refuerzo y el mortero de la interfaz (en mm)
- Fig. 5.45. Detalle de los elementos que forman el refuerzo de la probeta AxL.C-L100 (modelos AxL.C-L100(DP) y AxL.C-L100(WW))
- Fig.5.46. Detalle de los elementos que forman el refuerzo de la probeta (y modelo) AxL.T-#40
- Fig.5.47. Vista del modelo de EF de la probeta (y modelo) AxL.A
- Fig. 5.48. Curva carga-acortamiento. Probeta AxL.C-L100(DP)
- Fig. 5.49. Grado de plastificación del acero (tensión de Von Mises) y del hormigón (“stress state ratio”) en rotura. Probeta AxL.C-L100
- Fig. 5.50. Superficie de apoyo del capitel sobre la viga (presión en el contacto capitel-viga) y deformada de la probeta (desplazamientos en dirección longitudinal) cuando $d=8\text{mm}$. Probeta AxL.C
- Fig. 5.51. Superficie de apoyo del capitel sobre la viga (presión en el contacto capitel-viga) y deformada de la probeta (desplazamientos en dirección longitudinal) cuando $d=8\text{mm}$. Probeta AxL.C-L100
- Fig. 5.52. Fisuración del hormigón cuando $d=2\text{mm}$. Probetas AxL.C y AxL.C-L100
- Fig. 5.53. Direcciones principales cuando $d=8\text{mm}$. Probeta AxL.C(DP)
- Fig. 5.54. Isovalores de las direcciones principales 1 y 3 cuando $d=8\text{mm}$. Probeta AxL.C(DP)
- Fig. 5.55. Direcciones principales cuando $d=8\text{mm}$. Probeta AxL.C-L100(DP)
- Fig. 5.56. Isovalores de las direcciones principales 1 y 3 cuando $d=8\text{mm}$. Probeta AxL.C-L100(DP)
- Fig. 5.57. Curva carga-acortamiento. Probeta AxL.T-#40
- Fig. 5.58. Plastificación del tubo de conexión, previo a la rotura del hormigón del nudo
- Fig. 5.59. Carga aplicada en el tubo de conexión
- Fig. 5.60. Curva carga-acortamiento. Probeta AxL.A
- Fig. 5.61. Grado de plastificación del acero (tensión de Von Mises) y del hormigón (“stress state ratio”) en rotura. Probeta AxL.A
- Fig. 5.62. Dirección de las tensiones principales cuando $d=8\text{ mm}$. Probeta AxL.A

- Fig. 5.63. Tensiones principales 1 y 3 cuando $d=8$ mm. Probeta AxL.A
- Fig. 6.1. Transmisión de carga a los angulares del refuerzo a través de las presillas (Giménez 2007)
- Fig. 6.2. Relación entre q_h , f_l y M_p . Formación de 3 rótulas plásticas en los angulares ubicados entre las 2 primeras presillas (Giménez 2007)
- Fig. 6.3. Área tributaria considerada para evaluar f_l
- Fig. 6.4. Hoja de cálculo desarrollada para obtener $P_{soporte}$ (kN)
- Fig. 6.5. Diagrama N_p - M_p para un perfil L80.8 y $f_{yR}=275$ MPa. Obtenido con el software comercial CSI Section Builder 8.2 (2002)
- Fig. 6.6. Modelo de bielas y tirante del nudo sometido a compresión centrada, suponiendo que toda la carga se transmite a través del soporte
- Fig. 6.7. Carga aplicada en el tubo de conexión
- Fig. 6.8. Diagrama N_p - M_p para un tubo #40.3 y $f_{yR}=275$ MPa. Obtenido con el software comercial CSI Section Builder 8.2 (2002)

INDICE DE TABLAS

- Tabla 2.1. Aspectos más destacados de las probetas ensayadas. Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1996)
- Tabla 2.2. Resultados obtenidos de los ensayos. Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Ramírez (1996)
- Tabla 2.3. Aspectos más destacados de las probetas ensayadas. Cirtek (2001a; 2001b)
- Tabla 2.4. Resultados obtenidos. Cirtek (2001a; 2001b)
- Tabla 2.5a. Propuestas para el valor de k_l
- Tabla 2.5b. Propuestas para el valor de k_l
- Tabla 3.1. Características de cada una de las probetas
- Tabla 3.2. Dosificación del hormigón para cada tipo de probeta
- Tabla 3.3. Parámetros mecánicos del hormigón que forma las probetas analizadas mediante el MEF y precarga realizada para cada una de ellas
- Tabla 3.4. Número y tipo de EF empleados para cada modelo y en cada zona del mismo
- Tabla 3.5. Comparación entre las cargas últimas obtenidas a partir del estudio experimental y de los modelos de EF
- Tabla 4.1. Descripción de las probetas analizadas por el MEF
- Tabla 4.2. Parámetros mecánicos del hormigón, en función de f_c
- Tabla 4.3. Resultados relativos a P_{MEF} (“Grupo Ref”)
- Tabla 4.4. P_{MEF} de las probetas del “Grupo Ref” y “Grupo L”
- Tabla 4.5. P_{MEF} de las probetas del “Grupo Ref” y “Grupo f_y ”
- Tabla 4.6. P_{MEF} de las probetas del “Grupo Ref” y “Grupo f_c ”
- Tabla 4.7. P_{MEF} de las probetas del “Grupo Ref” y “Grupo P100”
- Tabla 4.8. P_{MEF} de las probetas del “Grupo Ref” y “Grupo PA”
- Tabla 4.9. P_{MEF} de las probetas del “Grupo Ref” y “Grupo μ ”
- Tabla 4.10. P_{MEF} F de las probetas del “Grupo Ref” y “Grupo sC”
- Tabla 4.11. Comparación entre la carga última obtenida en los modelos de EF y la establecida por diferentes propuestas de diseño. SHARAPM sin capitel (tipo A)
- Tabla 4.12. Comparación entre la carga última obtenida en los modelos de EF y la establecida por diferentes criterios de diseño. SHARAPM con capitel (tipo B)
- Tabla 5.1. Dosificación del hormigón (Kg relativos a 1 m^3 de hormigón)
- Tabla 5.2. Resistencia a compresión simple del hormigón, medida en probeta cilíndrica

- Tabla 5.3. P_{Exp} y $efic$ para cada una de las probetas ensayadas
- Tabla 5.4. Tensión a la que se encuentra sometido el hormigón de las probetas para la carga P_{Exp} (Mpa)
- Tabla 5.5. Parámetros mecánicos del hormigón que forma las probetas analizadas mediante el MEF
- Tabla 5.6. Número y tipo de EF empleados para cada modelo y en cada zona del mismo
- Tabla 5.7. Comparación entre P_{Exp} y P_{MEF}
- Tabla 5.8. Descripción de las probetas analizadas por el MEF
- Tabla 5.9. P_{MEF} de las probetas analizadas en el estudio paramétrico

NOTACIÓN Y ABREVIATURAS

A_a	Área del acero estructural
A_{an}	Área de cada uno de los angulares que forma el refuerzo
A_c	Área de la sección transversal de un soporte de HA
A_L	Área total de los angulares del refuerzo
$A_{presilla}$	Sección transversal de la presilla
A_s	Área total de la armadura longitudinal de un soporte
A_{tribut}	Área tributaria que afecta a la presilla considerada
a	Adhesión entre 2 superficies en contacto
a	Lado del soporte
b	Lado del soporte
c	Cohesión de un material
d	Diámetro del soporte (soportes de sección circular)
d	Desplazamiento impuesto por la prensa de ensayos
d	Lado menor del soporte
E_a	Módulo de elasticidad del acero del refuerzo
E_c	Módulo de elasticidad del hormigón
E_{ci}	Modulo de elasticidad del hormigón
E_{co}	2.15×10^4 MPa
$efic$	Eficacia del refuerzo
e_a	Espesor de la presilla
f_c	Resistencia a compresión del hormigón
f_{cc}	Resistencia a compresión del hormigón confinado
f_{cko}	10 MPa
f_{cmo}	10 MPa
f_{co}	Resistencia a compresión del hormigón sometido a compresión uniaxial
f_i	Presión de confinamiento
f_{lu}	Máxima presión de confinamiento que es capaz de aplicar el refuerzo en el momento de la rotura del soporte

f_{ref}	Límite elástico del material que forma el encamisado (soportes de sección circular)
f_t	Resistencia a tracción del hormigón
$f_{ctko,m}$	1.40 MPa
f_y	Límite elástico de un material
f_{ya}	Límite elástico del acero estructural
f_{yR}	Límite elástico del acero del refuerzo
f_{ys}	Límite elástico del acero que forma las armaduras
I_{3x3}	Matriz identidad
K	Engloba una serie de parámetros que tienen en consideración el incremento de f_c debido a la presión de confinamiento f_l impuesta por el refuerzo
k	Parámetro integrado en la propuesta de cálculo de Giménez (2007)
k_g	Parámetro se tiene en consideración la reducción de la presión de confinamiento conforme nos alejamos de los estribos
k_s	Eficacia del confinamiento debido a la separación de los estribos en soportes de HA.
k_1	Coefficiente de confinamiento efectivo
k_2	Coefficiente de incremento de deformación debido al confinamiento
L_e	Longitud de transmisión
M_p	Momento plástico
N_{al}	Axil soportado por los angulares contiguos la presilla
N_{ci}	Axil absorbido por el hormigón del soporte
N_i	Axil según un modelo de bielas y tirantes
$N_{L,t}$	Axil al cual se encuentran sometidos los tubos de conexión
$N_{pl,Rd}$	Resistencia plástica a compresión de la sección
N_R	Carga última de un SHARAPM según la propuesta de Cirtek (2001b)
N_s	Axil absorbido por los elementos de refuerzo
$N_{s,B0}$	Axil absorbido por los elementos de refuerzo. Probeta B0
$N_{s,A0}$	Axil absorbido por los elementos de refuerzo. Probeta A0
$N(x)$	Axil absorbido por el hormigón a una distancia x del inicio de la presilla
N_0	Axil absorbido por el hormigón al inicio de la presilla
P_{Cir}	Carga última del SAHARAPM obtenida mediante la propuesta Cirtek (2001b)
$P_{diseño}$	Carga última del SAHARAPM obtenida mediante alguna de las propuestas de diseño formuladas

P_{EC4}	Carga última del SAHARAPM obtenida mediante la propuesta de Eurocode No. 4 (1992)
P_{Exp}	Carga última de una probeta, obtenida experimentalmente
$P_{Exp,T1}$	Carga última de la probeta T1 obtenida experimentalmente
P_{Gim}	Carga última del SAHARAPM obtenida mediante la propuesta Giménez (2007)
P_i	Carga total aplicada por la prensa de ensayos en un determinado instante
P_L	Carga última de un SHARAPM, considerando que la rotura se origina por la plastificación de alguno de los tramos de angulares del refuerzo
P_M	Carga última de un SHARAPM, considerando un comportamiento como sección mixta
P_{MEF}	Carga última obtenida a partir de un modelo de EF
$P_{MEF,A0}$	Carga última obtenida a partir de un modelo de EF. Probeta A0
$P_{MEF,B0}$	Carga última obtenida a partir de un modelo de EF. Probeta B0
$P_{MEF,Ref}$	Carga última obtenida a partir de un modelo de EF. Probeta Ref
P_{nudo}	Carga última del SHARAPM cuando la rotura no se localice en el tramo de soporte
$P_{nudo,t}$	Carga última de un SHARAPM, obtenida a través de un modelo de bielas y tirantes
P_P	Carga última de un SHARAPM, considerando que la rotura se origina por la plastificación de alguna de las presillas del refuerzo
P_{Reg}	Carga última del SAHARAPM obtenida mediante la propuesta Regalado (1999)
$P_{SHARAPM}$	Carga última de un SHARAPM, según la propuesta de cálculo formulada en la presente Tesis Doctoral
$P_{soporte}$	$\min [P_L, P_P, P_M]$
$P_{teórica}$	Carga última teórica de una probeta, a compresión centrada
p	Presión en dirección perpendicular a 2 superficies en contacto
R^2	Coefficiente de correlación del ajuste lineal
t_{ref}	Espesor del encamisado (soportes de sección circular)
s	Longitud de la presilla, en la dirección del eje del SHARAPM
$\{s\}$	Tensor desviador de tensiones

β	Constante del material
β_t	Coefficiente de transmisión de cortante en fisuras abiertas
β_c	Coefficiente de transmisión de cortante en fisuras abiertas
γ_a	Coefficiente parcial de seguridad del acero estructural
δ	Contribución del acero laminado
ε_{co}	Deformación de rotura del hormigón no confinado
ε_{cc}	Deformación de rotura del hormigón confinado
μ	Coefficiente de rozamiento entre 2 superficies
σ_{an}	Tensión en un angular del refuerzo en el momento de la rotura del SHARAPM
σ_e	Tensión equivalente
σ_m	Tensión media
σ_y	Parámetro de plastificación de un material
$\sigma_1; \sigma_2; \sigma_3$	Tensiones principales 1, 2 y 3
τ	Tensión rasante entre 2 superficies en contacto
τ_{crit}	Tensión tangencial crítica
ν	Coefficiente de Poisson
ν_c	Coefficiente de Poisson del hormigón
\varnothing	Ángulo de rozamiento interno de un material
\varnothing_f	Ángulo de dilatación
Φ_{ar}	Parámetro que tiene en consideración la separación entre presillas (Cirtek 2001b)
Φ_c	Parámetro propuesto por Cirtek (2001b) para evaluar la carga última de un SHARAPM
Ψ_{Ar}	Parámetro que tiene en consideración la sección transversal de las presillas (Cirtek 2001b)
Ψ_{ab}	Parámetro que tiene en consideración la forma de la sección transversal (Cirtek 2001b)
Ψ_{ag}	Parámetro que tiene en consideración el tamaño máximo del árido en el hormigón del soporte (Cirtek 2001b)
Ψ_{an}	Parámetro que tiene en consideración la dimensión de los angulares (Cirtek 2001b)
Ψ_c	Parámetro que tiene en consideración la calidad del hormigón (Cirtek 2001b)
Ψ_N	Parámetro que tiene en consideración la historial de cargas del soporte (Cirtek 2001b)

DP	Criterio de plastificación de Drucker Prager
EF	Elemento/s finito/s
FRP	Polímeros reforzados con fibras (fiber reinforced polymers)
HA	Hormigón armado
ICITECH	Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón
LVDT	Captador de desplazamiento empleado en los ensayos (Linear variable differential transformer)
MEF	Método de los elementos finitos
MC	Criterio de plastificación de Mohr-Coulomb
SHARAPM	Soporte/s de hormigón armado reforzado con angulares y presillas metálicas
WW	Criterio de rotura de William Warnke

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. Introducción

Han pasado ya algunos años desde la publicación en España de los primeros textos sobre patología y rehabilitación de estructuras de hormigón (p.e. Calavera 1995), donde se remarcaba la importancia que tenía para la sociedad de aquellos días el estudio de la patología de estructuras de hormigón, así como el de su refuerzo y reparación.

El número de publicaciones sobre el tema se ha visto incrementado considerablemente en los últimos años, siendo de destacar las posteriores ediciones de aquellos textos que podríamos denominar “clásicos” (p.e. Calavera 2005). Este interés creciente por el estudio de la patología de de las estructuras hormigón, no se localiza únicamente en España, sino que se puede extrapolar a nivel internacional. Basta para ello con nombrar los recientes textos publicados, p.e., por Hollaway y Leeming (1999), Newman (2000), Teng *et al.* (2002), Macdonald (2003) y Mirmiran (2004), así como la organización de diversos congresos internacionales directamente relacionados con el tema (p.e. Structural Faults and Repair en Edimburgo).

A pesar de que las actuaciones de reparación y refuerzo sobre las estructuras de edificación se han incrementado de manera considerable en los últimos años (del Río y Ortiz 1991), no existe a nivel nacional ni internacional una normativa específica que trate sobre el diseño y cálculo de dicho tipo de actuaciones. Uno de los pocos textos, en lengua española, publicado por un organismo oficial es el editado por el GEHO (1994) bajo el nombre “Reparación y refuerzo de estructuras hormigón. Guía FIP de buena práctica”. En ese último texto, se describen las pautas a seguir cuando se plantea una reparación y/o refuerzo de una estructura de hormigón, pero no se establecen reglas de diseño ni método de cálculo alguno.

Pese a que cada vez son más frecuentes las situaciones en las que resulta necesaria la intervención en estructuras existentes, las investigaciones relacionadas con este tema son más bien escasas, sobre todo cuando se trata del refuerzo y/o reparación de soportes de hormigón armado (en adelante HA) (Giménez 2007).

Los soportes de una estructura de edificación son los elementos que sustentan el conjunto de la estructura, por lo que los fallos en su comportamiento suponen un riesgo de colapso del edificio completo. Tal y como indica Calavera (2005), la causa principal de derrumbamientos

generalizados en estructuras, es el fallo de soportes. Si a esto se une el hecho de que un porcentaje considerable de los daños detectados en estructuras de edificación se localiza en estos mismos elementos (Vieitez y Ramírez 1984), queda de manifiesto el problema que implica la falta de recomendaciones de diseño y cálculo, así como de investigaciones relacionadas con el refuerzo de soportes de HA.

Pueden existir diversos factores que obliguen a plantear el refuerzo y/o reparación de un soporte integrado en una estructura de edificación, pudiendo citar:

- a) Problemas patológicos, que pueden ser debidos a una baja calidad de los materiales, deficiente mantenimiento de la edificación, problemas de durabilidad, errores de diseño, etc.
- b) Necesidad de soportar mayores cargas que las consideradas en el diseño inicial de la estructura, como puede ser debido a un cambio de uso del edificio, modificaciones en las normativas técnicas, cambios en la configuración estructural del edificio, etc.
- c) Acciones accidentales, por ejemplo debidas a la acción del fuego, colisión de vehículos en soportes ubicados en el interior de aparcamientos, explosiones, etc.

Aunque en el Capítulo 2 se hace una descripción detallada de las técnicas de refuerzo de soportes de HA más empleadas en la actualidad, cabe citar que las más empleadas hasta la fecha son:

- a) Refuerzos mediante materiales compuestos (FRP), que consisten en envolver al soporte original mediante una material formado por fibras de carbono, vidrio o aramida.
- b) Encamisados de hormigón, que consisten en envolver el soporte original con una camisa del mismo material.
- c) Refuerzos con encamisados metálicos, dentro de los cuales se engloban los soportes de hormigón armado reforzados con angulares y presillas metálicas (en adelante SHARAPM)

Para el caso de los SHARAPM, se han desarrollado algunas investigaciones de ámbito nacional (Ramírez y Bárcena 1975, Ramírez *et al.* 1977, Ramírez 1995, del Río 1987) e internacional (Cirtek 2001a 2001b), pero en ninguna de ellas se ha desarrollado un modelo de comportamiento que permita comprender el funcionamiento de un soporte reforzado. Estas investigaciones son estudiadas con más detalle en el Capítulo 2.

Un aspecto sumamente importante en el caso en que se refuerce un soporte de HA, es el análisis del comportamiento del nudo viga-soporte (American Concrete Institute 2002). A pesar de ello, no se ha desarrollado hasta la fecha ninguna investigación que analice el comportamiento del nudo en el caso en que el refuerzo se materialice mediante angulares y

presillas metálicas.

Considerando que la técnica de reforzar soportes de HA mediante angulares y presillas metálicas es una de las más empleadas en la actualidad, coincidiendo además con que es una de las menos estudiadas hasta la fecha, queda de manifiesto la necesidad de estudiar el comportamiento de SHARAPM. Con este objeto, se planteó la investigación “Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión y flexo-compresión”, financiada por el Ministerio de Ciencia y Tecnología de España con cargo al proyecto de investigación MAT 2003-08075, cofinanciado con fondos FEDER. Esta investigación se desarrolla en el Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón (ICITECH) de la Universidad Politécnica de Valencia. La presente Tesis Doctoral, se engloba dentro del proyecto de investigación descrito en el párrafo anterior, y pretende ser una continuación del trabajo desarrollado por Giménez (2007).

Llegados a este punto, es necesario señalar que tal y como establece CEB (1983), los conceptos de refuerzo y reparación son distintos. Mientras que el primero es aplicable al caso en que se pretende incrementar la carga última de un elemento, con respecto a una carga de diseño inicial, el segundo es de aplicación para el caso en que el elemento en cuestión haya experimentado una disminución de su resistencia de diseño y sea necesario devolverle su resistencia o carga última inicial. No obstante, a efectos de esta Tesis Doctoral se va a emplear únicamente el concepto refuerzo, entendiéndolo como aquella actuación que se realiza para incrementar la carga última de un elemento estructural.

1.2. Objetivos

El objetivo principal del trabajo que se presenta es el análisis del comportamiento de SHARAPM sometidos a compresión centrada. Se considerará únicamente el caso particular de los soportes habitualmente empleados en el ámbito de la edificación. No se analizará, por tanto, el comportamiento de soportes esbeltos, con hormigones especiales, etc.

Se efectuará también el estudio del comportamiento del nudo viga-soporte, cuando este último haya sido reforzado mediante la técnica especificada.

Con el objeto de desarrollar los objetivos descritos, se plantea un estudio que tratará de forma pormenorizada los siguientes puntos:

- a) Estudio del estado del arte sobre el refuerzo de soportes de hormigón armado mediante elementos metálicos. De esta manera, se realizará una primera aproximación a la práctica habitual sobre el diseño y cálculo de este tipo de refuerzo, así como a las diversas investigaciones relacionadas con el tema. Se efectuará además un análisis de los diversos mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última de un

soporte reforzado mediante el sistema que se plantea.

- b) Análisis de los soportes analizados de forma experimental por Giménez (2007), planteando, para cada uno de ellos, una modelización numérica por el método de los elementos finitos (en adelante MEF). Una vez verificados los modelos numéricos se estará en disposición de efectuar un estudio paramétrico.
- c) Estudio paramétrico por el MEF, en el que se variarán diversos parámetros no analizados de forma experimental. Se analizará la influencia de la resistencia del hormigón del soporte, variaciones en la geometría y características mecánicas del refuerzo, etc.
- d) Dado que existen ocasiones en las que el nudo viga-soporte puede llegar a condicionar el diseño del refuerzo, se realizará un estudio del comportamiento del nudo, mediante un estudio experimental y numérico.
- e) Al final de todo el proceso que se describe, se indicarán unas recomendaciones de diseño, cálculo y ejecución, basadas en el estudio desarrollado.

1.3. Contenido

La tesis doctoral que se presenta, se estructura del siguiente modo:

- Capítulo 1. Introducción y objetivos
- Capítulo 2. Antecedentes y estado del arte
- Capítulo 3. Estudio experimental y numérico de SHARAPM sometidos a compresión centrada. Verificación de los modelos de EF
- Capítulo 4. Estudio paramétrico sobre SHARAPM sometidos a compresión centrada
- Capítulo 5. Estudio del comportamiento del nudo viga-soporte a compresión centrada
- Capítulo 6. Propuesta de un método de cálculo. Recomendaciones de diseño y ejecución
- Capítulo 7. Conclusiones y propuesta de nuevas investigaciones
- Referencias
- Apéndices

En el Capítulo 1, se incluyen una serie de datos y conceptos, que permiten introducirnos en el campo del refuerzo y reparación de estructuras, y en particular, en el refuerzo de soportes de hormigón armado. Se justifica además, la necesidad de desarrollar un estudio del tipo que se presenta en esta Tesis Doctoral.

El Capítulo 2, presenta el estado del arte relativo al refuerzo de soportes de hormigón armado, analizando con más detalle el caso de los refuerzos ejecutados mediante angulares y presillas metálicas. Se estudian en detalle los diversos mecanismos que intervienen en el incremento de

la carga última de un SHARAPM.

En el Capítulo 3 se describe el estudio experimental sobre SHARAPM sometidos a compresión centrada desarrollado por Giménez (2007). Se realiza además un estudio numérico por el MEF (previamente verificado con los resultados obtenidos del estudio experimental) con el objeto de sentar las bases para un posterior estudio paramétrico.

Dada la dificultad que entraña la materialización en el laboratorio de un estudio paramétrico en el que se varíen un elevado número de parámetros del soporte a reforzar, así como del refuerzo, se desarrolla en el Capítulo 4 un estudio numérico por el MEF en el que se estudia la influencia que tiene sobre el soporte reforzado la variación de diferentes parámetros. Se estudia la influencia de la variación de la resistencia del hormigón del soporte, forma del soporte, tipo de acero del refuerzo, geometría de los angulares, disposición de las presillas, etc.

El Capítulo 5 pretende ser una introducción al estudio del comportamiento del nudo viga-soporte para el caso en que el soporte se refuerce mediante el sistema descrito. Se describe el planteamiento, resultados y análisis del estudio experimental y numérico realizado.

Basándonos en el estudio realizado en los Capítulos 4 y 5, en el Capítulo 6 se establece una propuesta de cálculo, así como una serie de recomendaciones de diseño y ejecución de SHARAPM.

En el Capítulo 7 se presentan las conclusiones extraídas del estudio desarrollado. Al final del capítulo se describen una serie de investigaciones que podrían continuar con el trabajo desarrollado en la presente Tesis Doctoral.

Se incluyen una serie de Apéndices en los que se presentan todos aquellos puntos, que por claridad expositiva, se ha preferido no incluir dentro de cada uno de los Capítulos ya mencionados.

CAPITULO 2. ANTECEDENTES Y ESTADO DEL ARTE

2.1. Introducción

Tal y como indica Giménez (2007), el número de investigaciones desarrolladas sobre soportes de HA reforzados con encamisados metálicos es considerablemente reducido, en comparación con las investigaciones relacionadas con otras técnicas de refuerzo. Incluso si se compara el número de investigaciones llevadas a cabo sobre el refuerzo de otros elementos estructurales (vigas y forjados) con las desarrolladas para soportes, vemos que aquellas superan con claridad a éstas últimas (Giménez 2007).

Cuando surge la necesidad de reforzar un soporte de HA, el empleo de encamisados metálicos es una de las técnicas de refuerzo más comunes (Tamai *et al.* 2000). Dentro de los encamisados metálicos, una de las variantes más empleada en España, es el refuerzo mediante angulares y presillas metálicas. Tal y como indican Wu *et al.* (2006), un refuerzo de este tipo es plenamente efectivo para incrementar la resistencia y ductilidad de un soporte de HA.

La técnica de refuerzo referenciada es muy empleada en diversos países europeos, pudiendo citar que en la República Checa se realizaron hasta el año 2000 más de 5000 refuerzos de este tipo (Cirtek 2001a). Se tiene incluso constancia de que esta técnica de refuerzo es empleada en Japón con el objeto de reforzar soportes de HA afectados por la acción de un sismo (Fukuyama y Sugano 2000). Además, esta técnica también se empleó de manera generalizada en Grecia, después del terremoto de Kalamata de 1986 (Wu *et al.* 2006).

El boletín nº 24 de CEB-FIB (2003), analiza diferentes técnicas de refuerzo de soportes de HA, de aplicación en zonas con sismicidad elevada. Dentro de las técnicas que se plantean, se menciona la eficacia de los refuerzos mediante angulares y presillas metálicas, para incrementar la resistencia a compresión, ductilidad y resistencia a cortante de soportes de HA.

En este Capítulo se pretenden establecer los antecedentes de partida que motivan el desarrollo de la presente Tesis Doctoral. Se describirán de forma resumida las diferentes técnicas de refuerzo de soportes de HA más empleadas en la actualidad, para pasar posteriormente a justificar la necesidad de desarrollar investigaciones relativas al refuerzo de soportes de HA mediante encamisados metálicos. Posteriormente se estudiará el estado del arte relativo a las investigaciones desarrolladas sobre SHARAPM, dejando de manifiesto una vez más el reducido número de investigaciones relacionadas con el tema que se han desarrollado en los

últimos años.

Con el objeto de comprender el funcionamiento de un SHARAPM, se plantearán de forma detallada todos los mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última de un soporte reforzado mediante esta técnica.

2.2. Técnicas de refuerzo más empleadas

A pesar de que se han planteado infinidad de técnicas y variantes con el objeto de reforzar soportes de HA, las más empleadas en la actualidad son las que se indican a continuación:

- a) Refuerzo con polímeros reforzados con fibras (FRP).
- b) Refuerzo con recrecidos de hormigón.
- c) Refuerzo con encamisados metálicos.

Las particularidades que presenta cada una de estas técnicas, son descritas de forma resumida a continuación.

2.2.1. Refuerzo con FRP

Desde el final de la Guerra Fría entre los Estados Unidos y la antigua Unión Soviética, se ha producido una importante transferencia de tecnología desde el ámbito militar a la ingeniería civil (Li y Li 2003), siendo las FRP una de las tecnologías más avanzadas que han sido transferidas. Estos materiales se vienen empleando recientemente en el ámbito de la construcción, sobretodo para reforzar estructuras existentes.

Para el caso particular del refuerzo de soportes de HA, el uso de las FRP ha experimentado un incremento considerable en los últimos años (Teng *et al.* 2002), empleándose para sustituir a los encamisados metálicos (Wu *et al.* 2006).

Dentro de los materiales que se suelen emplear para fabricar FRP, destacan las fibras de vidrio, aramida y carbono, siendo estas últimas las más empleadas debido a sus mejores propiedades mecánicas.

La metodología que conlleva la ejecución un refuerzo de este tipo consiste, básicamente, en envolver el soporte a reforzar mediante un tejido de FRP, empleándose resinas epoxi para adherir este tejido al soporte. Puede verse en la Fig. 2.1 la ejecución de un refuerzo del tipo que se está describiendo.

El mecanismo que origina el incremento de resistencia del soporte reforzado es el efecto de confinamiento que impone el tejido que forma el refuerzo sobre el hormigón del soporte. Este

confinamiento provoca además un considerable incremento en la ductilidad del elemento reforzado.

El tipo de refuerzo descrito es plenamente efectivo para el caso de soportes de sección transversal circular, donde todo del volumen de hormigón se encuentra confinado por igual. En cambio, cuando el soporte a reforzar presenta una sección transversal cuadrada o rectangular el confinamiento pierde eficacia, debido a que solamente una parte del volumen de hormigón se encuentra confinado. En este último caso, se recomienda redondear, mediante picado, las esquinas del soporte, con el objeto de mejorar su eficacia frente al efecto del confinamiento. En apartados posteriores se describirá este efecto con mayor detalle.



Fig. 2.1. Ejecución de un refuerzo mediante FRP

Las principales ventajas que conlleva el empleo de estos materiales, desde el punto de vista del refuerzo y/o reparación de estructuras son:

- a) Poco peso de los materiales, que conlleva una sencilla y rápida ejecución del refuerzo. En aquellos casos en que el acceso a la zona de trabajo es comprometido, la ventaja mencionada se pone claramente de manifiesto (Priestley y Seible 1995; Hwang y Genes 1997; Karbhari y Zhao 2000; Sause *et al.* 2004).
- b) Se trata de materiales que son completamente estables frente a la corrosión, por lo que su durabilidad es elevada.
- c) Poseen un módulo de elasticidad y un límite elástico elevados.
- d) Prácticamente no se alteran las dimensiones iniciales del elemento reforzado, evitándose los problemas de funcionalidad que podría provocar un incremento de la sección transversal del soporte.

Dentro de los posibles inconvenientes que conlleva el uso de las FRP destacan:

- a) Necesidad de protección frente al fuego, debido a la presencia de las resinas epoxi.

- b) El sistema de refuerzo es eficaz cuando el soporte tiene una sección transversal circular, pero la eficacia del refuerzo se reduce considerablemente cuando los soportes tienen sección cuadrada o rectangular (Teng *et al.* 2002).
- c) Actualmente, el precio del material que forma el refuerzo es aún muy elevado para que desplace a otros sistemas de refuerzo que podríamos denominar “tradicionales”.
- d) La industria aeronáutica acapara un gran porcentaje del mercado de los materiales derivados de la fibra de carbono, viéndose en ocasiones comprometido el suministro de este material para el sector de la construcción.

Esta técnica de refuerzo es la más estudiada en la actualidad, destacando el excelente texto de Teng *et al.* (2002), así como las investigaciones llevadas a cabo por Karbhari y Gao (1997), Mirmiran *et al.* (1998), Samaan *et al.* (1998), Miyauchi *et al.* (1999), Saafi *et al.* (1999), Spoelstra y Monti (1999), Toutanji (1999), Xiao y Wu (2000), Lam y Teng (2001), Li y Li (2003) y Berthet *et al.* (2005), entre otros.

2.2.2. Refuerzo con recrecidos de hormigón

Uno de los sistemas de refuerzo de estructuras de hormigón más antiguos que se conoce es el realizado mediante recrecido del mismo material (Fernández 1994). Básicamente, un refuerzo de este tipo consiste en adosar un recrecido de hormigón armado sobre el soporte que se pretende reforzar.

Esta metodología de refuerzo ha sido ampliamente empleada en un gran número de países. Cabe citar, que tras el terremoto de México de 1985, se reforzaron un gran número de soportes de HA de esta manera (Wu *et al.* 2006).

La metodología a seguir para la ejecución de un refuerzo mediante recrecido de hormigón consiste, en primer lugar, en realizar un saneo de la superficie del soporte original con el objeto de mejorar la adherencia con el hormigón del recrecido. A continuación se procede al montaje de las armaduras (vertical y horizontal), para finalizar con el hormigonado del recrecido.

El hormigonado del recrecido se puede realizar de diversas maneras, la más usual será mediante el uso de encofrados y posterior vertido de hormigón autocompactable con un tamaño máximo de árido reducido, con el objeto de mejorar su trabajabilidad y evitar la aparición de coqueras. Puede verse en la Fig. 2.2 un soporte de HA con la ferralla dispuesta para proceder al encofrado y posterior vertido del hormigón del recrecido.

Otro método para realizar el hormigonado del recrecido, consiste en proyectar hormigón sobre la ferralla previamente dispuesta. Este último método es menos usual, sobretodo por la suciedad que genera, desaconsejando su uso cuando se trabaja en el interior de viviendas. Por

último, el hormigonado se puede hacer también con la ayuda de la llana, extendiendo de forma progresiva diferentes capas de hormigón hasta lograr el espesor deseado. Este último método es el menos empleado, debido al menor grado de efectividad del refuerzo en comparación con los anteriores métodos (Regalado 1999).

El espesor del recrecido viene condicionado más por la propia ejecución que por los propios condicionantes de tipo resistente. Podemos hablar de espesores mínimos del orden de 6-7 cm cuando el hormigón se vierte dentro de encofrados, y del orden de 4-5 cm cuando el hormigonado se realiza con hormigón proyectado.

En este tipo de refuerzo intervienen diversos mecanismos que producen el incremento de la carga última del soporte. Por un lado tenemos la transmisión directa de cargas desde los forjados al recrecido. Además, existe una transmisión de cargas por tensiones rasantes en la interfaz entre hormigones, que se ve mejorada por el confinamiento impuesto por la retracción del propio hormigón del recrecido. En el caso en que se disponga la armadura horizontal con una separación adecuada, se puede lograr además un efecto de confinamiento que incrementará la resistencia a compresión del hormigón del soporte a reforzar



Fig. 2.2. Ferrallado dispuesto para el encofrado y hormigonado de un recrecido de hormigón

Las ventajas que pueden decidir la elección de un refuerzo de este tipo son:

- a) Presenta un menor coste económico en comparación con otros sistemas de refuerzo.
- b) Se ha demostrado que un refuerzo de este tipo presenta un comportamiento satisfactorio (Ramírez y Bárcena 1975; Ramírez *et al.* 1977; Rodríguez y Park 1994).
- c) Es relativamente sencillo asegurar la transmisión de momentos flectores entre tramos de soporte de diferentes plantas. Para ello, se pueden realizar taladros en el forjado y pasar a través de ellos las armaduras verticales del refuerzo, inyectando posteriormente estos taladros mediante algún tipo de mortero.

Por otro lado, los principales inconvenientes que presenta un refuerzo con recrecido de hormigón son:

- a) Las dimensiones del soporte a reforzar se ven incrementadas, pudiendo originar problemas de espacio, funcionalidad y estéticos
- b) No se puede poner en carga el soporte hasta que el hormigón del recrecido no alcance su resistencia de cálculo.
- c) La rigidez del soporte se ve incrementada, lo que redundará en una posible modificación de la distribución de esfuerzos en la estructura. Será necesario comprobar el incremento de esfuerzo cortante al que se pueda ver sometida la columna debido a la posible acción de un sismo.
- d) La ejecución del recrecido se puede ver dificultada por problemas de espacio en el interior de viviendas, ya que se precisa un suministro continuo de hormigón, así como zonas de acopio para los encofrados y ferralla.

Recientemente se han desarrollado diversas investigaciones relacionadas con esta técnica de refuerzo. Cabe citar a Navarrete (2003), Navarrete y Calavera (2004), Bértora *et al.* (2005) y Herrera (2007).

2.2.3. Refuerzo con encamisados metálicos

Dentro de los refuerzos con encamisados metálicos, diferenciamos los denominados encamisados con chapa continua y los realizados con angulares y presillas.

Para el caso de la primera variante, el refuerzo se realiza, bien mediante la adhesión de chapas continuas al hormigón del soporte con posterior soldadura de las esquinas libres, o bien dejando una holgura entre las chapas previamente colocadas y soldadas, con posterior relleno del hueco existente entre las chapas y el hormigón del soporte mediante algún tipo de mortero ligeramente expansivo.

Para el caso en que el refuerzo se realice con chapa continua, será siempre conveniente redondear las esquinas del soporte a reforzar mediante picado, dotando a las esquinas de las chapas de cierta curvatura con el objeto de mejorar el efecto de confinamiento impuesto por el refuerzo.

Dentro de los refuerzos mediante encamisados metálicos, el más empleado en la actualidad en España es el realizado mediante angulares y presillas, sobretodo debido al ahorro de acero que se consigue en comparación con un refuerzo con chapa continua. Puede verse en la Fig. 2.3 un soporte reforzado con la metodología expuesta.

Para efectuar un refuerzo mediante angulares y presillas metálicas, se procede en primer lugar

a la limpieza y saneo de las superficies de hormigón, para pasar posteriormente a colocar los angulares del refuerzo en las esquinas del soporte, a los que se les incorpora previamente una capa de mortero de cemento o epoxi en la zona que estará en contacto con el hormigón que forma el elemento a reforzar. Estos angulares deben sujetarse contra el soporte mediante alguna herramienta adicional (por ejemplo con gatos), para proceder posteriormente a la soldadura de las presillas.

Para las dos variantes de encamisado metálico que hemos visto, será conveniente asegurar un contacto perfecto entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte a través del mortero dispuesto entre ambos, con el objeto de activar el mecanismo de transmisión de cargas por tensiones rasantes. Una buena disposición del mortero de la interfaz, contribuye además a mejorar el efecto de confinamiento que impone el refuerzo.

Para mejorar la transmisión de cargas al refuerzo, es habitual disponer unos capiteles en los extremos del soporte, que estarán en contacto con la viga, y soldados a su vez al refuerzo. De este modo, el refuerzo absorberá de manera directa las cargas transmitidas por la viga de la planta correspondiente. La presencia de los capiteles puede obviarse, pudiendo confiar exclusivamente en el mecanismo de transmisión por rasante y en el confinamiento. Estos aspectos serán tratados posteriormente con más detalle.



Fig. 2.3. Ejemplo de un SHARAPM

Las principales ventajas que posee el refuerzo con encamisado metálico, en las 2 variantes descritas, son:

- a) Rapidez de ejecución y puesta en carga de la estructura.
- b) Bajo coste económico

- c) Exige espesores adicionales reducidos, en comparación sobretodo con los recrecidos de HA. De este modo, no se plantean los problemas funcionales y de espacio que presentan los recrecidos de HA.
- d) Para ejecutar el refuerzo no se precisa un personal de alta cualificación técnica.

Podemos citar como principales inconvenientes:

- a) Precisa de una protección adicional para cumplir las prescripciones relativas a la resistencia frente al fuego.
- b) En el caso en que se dispongan capiteles en los extremos del refuerzo, puede verse afectada la viga del nudo debido a la carga transmitida por aquellos.
- c) Resulta complejo asegurar la transmisión de cargas entre tramos de soporte de diferente planta, sobretodo si éstos están sometidos a momentos flectores elevados.
- d) La eficacia del refuerzo es muy variable, dependiendo de la forma en que se ejecute el mismo (Fernández 1994).

2.3. Una aproximación a la investigación y uso de las diferentes técnicas de refuerzo de soportes de HA

2.3.1. Uso de las diferentes técnicas de refuerzo en España

Con el objeto de justificar la necesidad de estudio de los SHARAPM, se ha llevado a cabo una encuesta cuyo objeto ha sido determinar qué técnicas de refuerzo de soportes de HA son actualmente más empleadas en el territorio español, dentro del ámbito de la edificación. Para ello, se han efectuado un total de 23 entrevistas con diferentes técnicos, cuyo campo de trabajo se engloba dentro de la patología y rehabilitación de estructuras de HA.

Con el objeto de abarcar todo el territorio nacional, se ha intentado cubrir el mayor número de Comunidades Autónomas posible. En la Fig. 2.4 se representan las Comunidades Autónomas estudiadas, con el número de entrevistas realizadas en cada una de ellas.

Los técnicos entrevistados desarrollan su trabajo en el ámbito de la docencia, consultoría en empresas constructoras. En estas entrevistas se han planteado diversas consultas:

- a) Estimación personal sobre qué porcentaje de uso representa, en su zona de trabajo, cada una de las 3 técnicas de refuerzo descritas en el apartado anterior.
- b) Sistema de refuerzo más empleado por el técnico entrevistado.
- c) Discusión sobre las particularidades que presenta cada sistema de refuerzo.

Tras este estudio, se ha detectado que la técnica de refuerzo más empleada en España es la realizada mediante encamisados metálicos, y dentro de ésta, la variante más empleada es el

refuerzo mediante angulares y presillas.

Se incluye en la Fig. 2.5 un gráfico en el que se representa, de forma porcentual, el uso de cada una de las 3 técnicas de refuerzo descritas.



Fig. 2.4. Comunidades Autónomas estudiadas y número de entrevistas realizadas en cada una de ellas

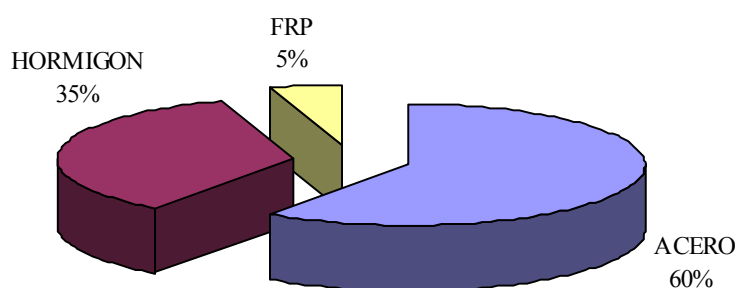


Fig. 2.5. Uso de las diferentes técnicas de refuerzo de soportes de HA en el territorio español

A pesar de que se puede concluir que, al menos en la apreciación personal de los técnicos entrevistados, la técnica de refuerzo de soportes de HA más empleada actualmente en España es la realizada mediante angulares y presillas metálicas. La gran mayoría de los técnicos entrevistados han coincidido en señalar que no se conoce a ciencia cierta el comportamiento de un SHARAPM. Además, la mayor parte de los técnicos han mostrado su preocupación por la transmisión de esfuerzos entre los diversos tramos de soporte que forman la estructura.

Una gran parte de los técnicos ha indicado que por motivos técnicos, prefieren el empleo de

recrecidos de hormigón frente a otros sistemas de refuerzo. No obstante, todos indican que se ven obligados a proyectar refuerzos con encamisados metálicos, debido a los problemas de espacio que plantea un refuerzo con recrecidos de hormigón.

Por otro lado, el empleo de los refuerzos con FRP representa un porcentaje muy bajo, debido tanto a motivos económicos, como a factores técnicos, como puede ser la eficacia del confinamiento en soportes de sección transversal rectangular o cuadrada.

2.3.2. Investigaciones relacionadas con el refuerzo de soportes de HA

Para determinar el porcentaje relativo de las investigaciones desarrolladas sobre cada una de las técnicas de refuerzo planteadas, se ha realizado un estudio bibliográfico a partir del cual se ha extraído el porcentaje relativo de las investigaciones desarrolladas para cada una.

Este estudio se ha realizado sobre 2 de las principales editoriales que publican revistas de investigación relacionadas con la ingeniería civil, siendo las mismas Elsevier (www.sciencedirect.com) y ASCE (www.asce.org). La revisión bibliográfica se ha realizado a partir de una búsqueda en las páginas web de cada una de las editoriales mediante el empleo de palabras clave (*keywords*), como pueden ser: *strength, strenthening, retrofit reinforced concrete column, frp, steel, strips, bandage, jacketing, etc.*

Tras este estudio bibliográfico, se han obtenido las gráficas incluidas en la Fig. 2.6. En ellas se representa el porcentaje relativo de las investigaciones llevadas a cabo sobre cada sistema de refuerzo en el periodo de tiempo que abarca desde el año 1990 hasta 2006. Se puede ver que el mayor número de investigaciones se centran en los refuerzos realizados con FRP.

2.3.3. Uso de los diferentes sistemas de refuerzo vs. investigaciones relacionadas

Tal y como se puede ver a partir de las Figs 2.5 y 2.6, el porcentaje relativo de las investigaciones que tratan las diferentes técnicas de refuerzo de soportes de HA, no se corresponde con la realidad que representa el uso de cada una de ellas, por lo menos en el ámbito español.

Tenemos por una parte que la técnica de refuerzo más estudiada hasta la fecha es la que emplea FRP, siendo ésta la menos empleada a nivel nacional. Además, la técnica de refuerzo más utilizada es la realizada mediante encamisados metálicos, que a su vez representa un porcentaje reducido de las investigaciones llevadas a cabo desde el año 1990. Se ha incluido en la Fig. 2.7 un gráfico comparativo en el que se incluye el uso relativo de cada técnica de refuerzo (dentro del ámbito español) y el porcentaje de las investigaciones realizadas sobre cada una de ellas (como valor medio de los datos recogidos de Elsevier y ASCE). Se puede ver claramente la particularidad descrita con anterioridad.

Podemos decir que, pese a que los refuerzos mediante encamisados metálicos son los más empleados actualmente en España, existen pocas investigaciones que hayan tratado el tema. Esto último coincide con uno de los datos extraídos de las entrevistas indicadas en el Apartado 2.3.1, donde la mayor parte de los técnicos entrevistados coincidían en afirmar que cuando les surge la necesidad de reforzar un soporte mediante encamisados de acero, prácticamente no disponen de reglas de diseño y cálculo con una base científica.

Si a lo comentado con anterioridad, unimos el hecho de que la mayor parte de los refuerzos con encamisados de acero se realizan mediante angulares y presillas metálicas, queda justificada la necesidad de desarrollar la investigación objeto de la presente Tesis Doctoral.

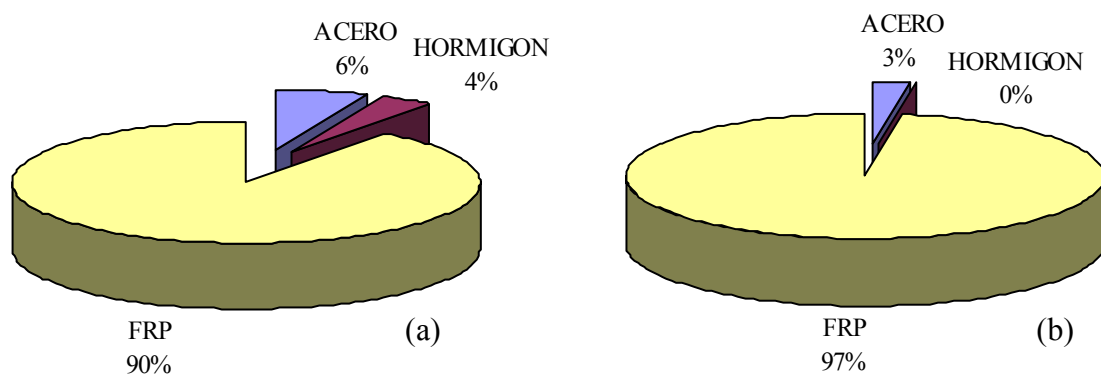


Fig. 2.6. Porcentaje de las publicaciones científicas entre los años 1990 y 2006 sobre cada una de las técnicas de refuerzo. (a) Según datos de Elsevier; (b) Según datos de ASCE

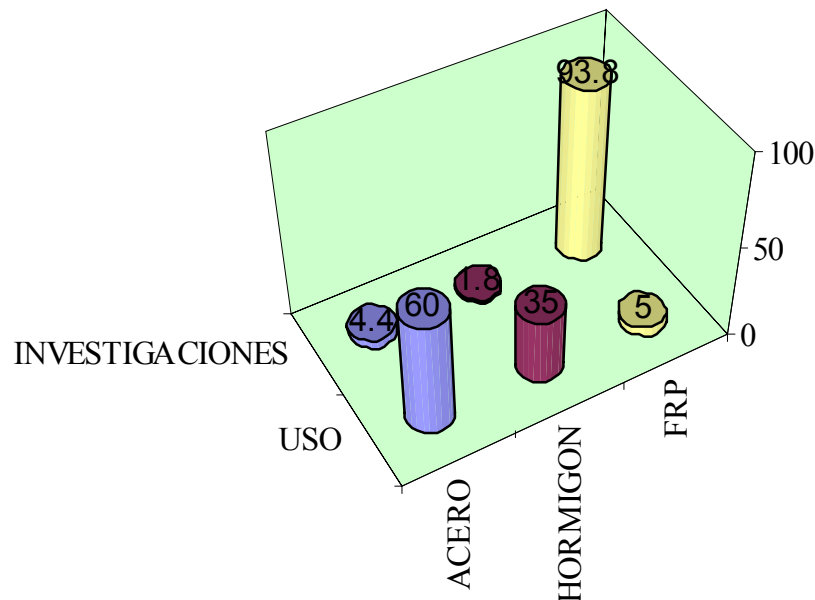


Fig. 2.7. Gráfico comparativo entre el porcentaje relativo que representa el uso de diferentes sistemas de refuerzo y las investigaciones desarrolladas sobre cada uno de ellos

2.4. Estado del arte sobre los SHARAPM

Una vez se ha justificado la necesidad de estudiar los SHARAPM, se plantean a continuación las investigaciones desarrolladas sobre el tema. Se analizarán también diversas propuestas de diseño y cálculo incluidas en la bibliografía existente.

2.4.1. Investigaciones llevadas a cabo

Se tratan a continuación las investigaciones desarrolladas sobre SHARAPM, centrándonos en los estudios experimentales de Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez *et al.* (1977) y Ramírez (1996) desarrollados en España. Se plantea además, el estudio analítico y experimental de Cirtek (2001a; 2001b) desarrollado en la República Checa. Podemos catalogar estas dos investigaciones como las más completas efectuadas hasta la fecha, relativas al estudio de los SHARAPM.

Dentro del proyecto de investigación MAT 2003-08075 en el cual se desarrolla la presente Tesis Doctoral, Giménez (2007) ha desarrollado un estudio experimental sobre SHARAPM, que no se incluye en el presente Capítulo, por ser estudiado en detalle en el Capítulo 3.

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

Podemos decir que la investigación dirigida por el profesor Ramírez es pionera a nivel mundial en el estudio de los SHARAPM. En ella se estudió el comportamiento de soportes de HA reforzados mediante los sistemas de recrecido de hormigón y encamisado metálico, este último en la variante de angulares y presillas. En la exposición que sigue, se analizarán únicamente los soportes reforzados mediante esta última técnica.

Esta investigación se dividió en 2 fases (Ramírez y Bárcena 1975; Ramírez *et al.* 1977). En ambas se estudió en laboratorio el comportamiento de SHARAPM sometidos a compresión centrada. En las 2 fases señaladas, el soporte a reforzar tenía una sección transversal de 0.25x0.25 m, con un armado vertical formado por 4 barras de acero liso de 10 mm de diámetro, y estribos de 4.5 mm de diámetro, también de acero liso, separados entre sí 0.15 m. El límite elástico de las armaduras era de 235 MPa, con la disposición y geometría que se indica en la Fig. 2.8.

El soporte que se representa en la Fig. 2.8, era reforzado mediante 4 angulares de dimensiones 55x55x6 mm colocados en las aristas del soporte, y posteriormente unidos entre sí mediante presillas metálicas de dimensiones 80x8 mm, con una separación entre ellas de 0.40 m.

Se ensayaron 3 tipos diferentes de refuerzo, además del soporte sin reforzar que servía como testigo. Puede verse en la Fig. 2.9 los 3 tipos de SHARAPM ensayados, indicándose en la

Tabla 2.1 las particularidades de cada una de ellos.

Para los 3 tipos de probetas, la rotura se producía en la cabeza superior. Mientras que la rotura de “refuerzo A” se producía debido a las tensiones tangenciales provocadas por el capitel sobre la cabeza de hormigón, para el caso de “refuerzo B” y “refuerzo C”, la rotura se producía por la expansión del forjado originada por la compresión aplicada por la prensa.

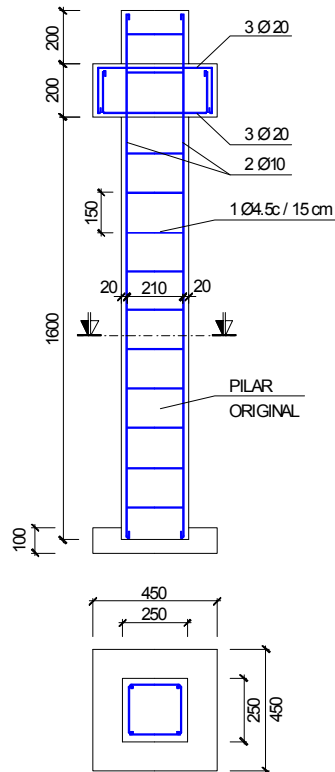


Fig. 2.8. Soporte original previo al refuerzo (cotas en mm)

Tabla 2.1. Aspectos más destacados de las probetas ensayadas. Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez *et al.* (1977) y Ramírez (1996)

	Referencia	f_c (Mpa)	Particularidades
sin reforzar 1	Ramírez y Bárcena (1975)	10.85	Soporte no reforzado (Fig. 2.8)
refuerzo A	Ramírez y Bárcena (1975)	10.85	Soporte reforzado mediante angulares y presillas de acero (Fig. 2.8)
sin reforzar 2	Ramírez <i>et al.</i> (1977)	10.28	Soporte no reforzado (Fig. 2.8)
refuerzo B	Ramírez <i>et al.</i> (1977)	10.28	Variante del "refuerzo A". Se mejora el ajuste y adherencia entre el hormigón y el refuerzo mediante el uso de resinas (Fig. 2.8.)
refuerzo C	Ramírez <i>et al.</i> (1977)	10.28	Variante del "refuerzo A". Se atraviesa el soporte mediante un perfil metálico para mejorar la transmisión de cargas en los extremos (Fig. 2.8.)

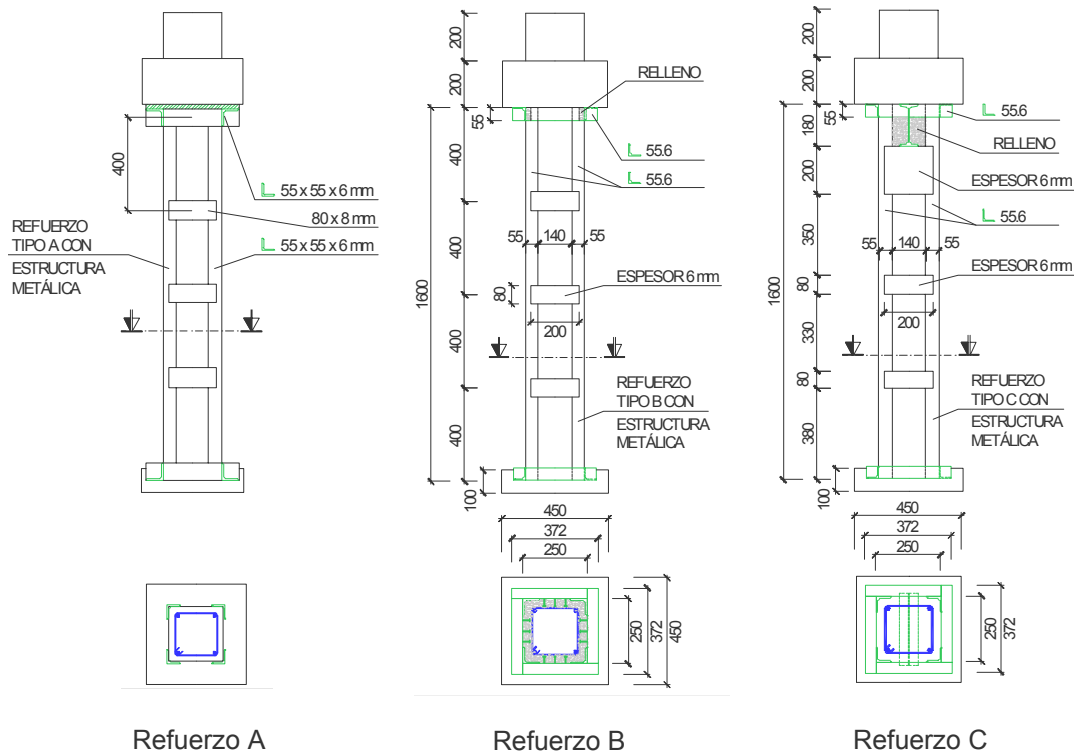


Fig. 2.9. SHARAPM ensayados (cotas en mm)

Se incluye en la Tabla 2.2 un resumen de los resultados obtenidos sobre las probetas ensayadas. Se ha realizado un tratamiento de los datos presentados en Ramírez y Bárcena (1975) y Ramírez *et al.* (1977), con el objeto de unificar el formato de presentación de resultados con el seguido en la presente Tesis Doctoral. Para nuestro propósito, no se ha aplicado ningún coeficiente de seguridad ni para los materiales, ni para las acciones.

Para la Tabla 2.2, se tiene:

- $P_{teórica}$: Carga última teórica de la probeta, a compresión centrada (Ec. (2.1)).
- P_{Exp} : Carga última de la probeta, obtenida del ensayo.
- $efic$: Eficacia del refuerzo, obtenida según la Ec. (2.2).

$$P_{teórica} = A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys} + A_L \cdot f_{yR} \quad (2.1)$$

$$efic = \frac{P_{Exp} - (A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys})}{A_L \cdot f_{yR}} \quad (2.2)$$

donde A_c es el área de la sección transversal del soporte sin reforzar, f_c la resistencia a compresión del hormigón, A_s el área total de la armadura longitudinal del soporte, f_{ys} el límite elástico del acero que forma las armaduras, A_L el área total de los angulares del refuerzo y f_{yR}

el límite elástico del acero del refuerzo.

Tabla 2.2. Resultados obtenidos de los ensayos. Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez *et al.* (1977) y Ramírez (1996)

	$P_{teórica}$ (kN)	P_{Exp} (kN)	<i>efic</i>
sin reforzar 1	730.1	821.9	-
refuerzo A	1345.1	1235.0	0.81
sin reforzar 2	716.3	676.4	-
refuerzo B	1309.5	1110.6	0.66
refuerzo C	1309.5	1296.0	0.98

Tal y como se puede ver a partir de los resultados incluidos en esta última tabla, la eficacia del refuerzo se sitúa entre 0.66 y 0.98. La eficacia del refuerzo es superior para el caso de “refuerzo C”. A pesar de ello, es necesario señalar que este tipo de refuerzo presenta un elevado coste económico en su ejecución (Ramírez *et al.* 1996). Incluso podemos decir que el refuerzo planteado en “refuerzo C” puede ocasionar riesgos estructurales en su fase de ejecución, debido al cajado que es necesario efectuar para insertar el perfil metálico.

Se tiene por tanto, que el refuerzo más económico (Ramírez *et al.* 1996) es el denominado “refuerzo A”, siendo además el más empleado en la actualidad para el refuerzo de soportes de HA, dentro del ámbito de la edificación española. En este caso, la eficacia del refuerzo se cifra en 0.81.

A la vista del mecanismo de rotura observado para los 3 tipos de probetas, se puede decir que con esta investigación no se permite conocer el comportamiento en rotura de un tramo de soporte reforzado, dado que la rotura siempre se producía en el nudo superior (viga-soporte). No obstante, sí ha quedado de manifiesto la importancia de estudiar con detalle el nudo viga-soporte.

2.4.1.2. Cirtek (2001a; 2001b)

El profesor Cirtek de la Brno University of Technology dirigió una investigación cuyo objeto era el estudio de SHARAPM sometidos a esfuerzos de compresión centrada. Para ello ensayó en laboratorio un total de 39 probetas, siendo la longitud de cada una de ellas de 1.50 m y la sección transversal de 0.30x0.30 m. El armado longitudinal consistía en 4 barras de 14 mm de diámetro y el horizontal en estribos de 5.5 mm de diámetro con una separación entre ellos de 0.20 m.

Tal y como se puede ver en la Fig. 2.10, se plantearon dos tipos diferentes de refuerzo, presentando uno de ellos la particularidad de que los angulares no eran continuos a lo largo de

la longitud del soporte. Para nuestro propósito, vamos a estudiar solamente el caso en que el angular es continuo a lo largo de la longitud del soporte.

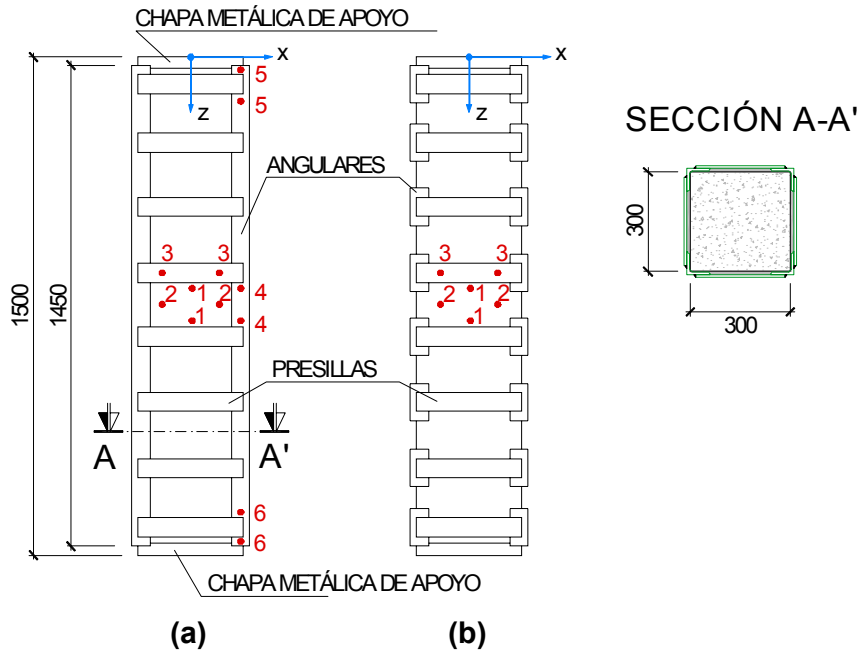


Fig. 2.10. SHARAPM ensayados. (a) Angulares continuos; (b) Angulares discontinuos

Se incluye en la Tabla 2.3 las particularidades de cada una de las probetas ensayadas con los angulares de refuerzo continuos a lo largo de todo el soporte. Además de estas probetas, se ensayaron 2 probetas testigo sin reforzar, que denominamos RC1 y RC2. Cabe señalar que en esta investigación se estudió el efecto que tiene el precalentamiento de las presillas previo a la soldadura con los angulares, sobre el comportamiento del soporte ya reforzado. Además, se varió la dimensión de los angulares y presillas, así como la separación entre éstas últimas.

Se incluyen en la Tabla 2.4 los resultados más representativos obtenidos de los ensayos. Es importante destacar que el planteamiento de los resultados no coincide con el presentado por Cirtek (2001a), dado que se ha efectuado un tratamiento de los mismos con el objeto de seguir el mismo esquema que en la Tabla 2.2.

Tras el análisis del comportamiento de los soportes, se detectó, que en el momento de la rotura del soporte reforzado, se había producido el deslizamiento entre los angulares y el mortero dispuesto entre aquellos y el hormigón del soporte. Se observó además que la rotura de los soportes se iniciaba en los extremos hasta prolongarse hacia el centro de los mismos.

Por otro lado, se detectó un considerable incremento tanto de la carga última como de la deformación de rotura de los soportes reforzados en comparación con los soportes testigo sin reforzar.

Tabla 2.3. Aspectos más destacados de las probetas ensayadas. Cirtek (2001a; 2001b)

	Angulares	Tamaño presillas (mm)	Separación presillas (mm)	Calentamiento presillas (°C)
F1	L60.6	280x55x6	220	150
F2	L40.5	280x50x6	220	150
F3	L50.5	280x50x6	220	150
F4	L70.8	280x50x6	220	150
F5	L60.6	280x60x6	195	-
F6	L60.6	280x60x6	195	200
F7	L60.6	280x60x6	195	200

Tabla 2.4. Resultados obtenidos. Cirtek (2001a; 2001b)

	$P_{teórico}$ (kN)	P_{Exp} (kN)	$efic$
RC1	1387.88	-	
RC2	1387.88	-	
F1	2510.06	2500	0.99
F2	2003.38	2550	1.89
F3	2167.40	2750	1.75
F4	3109.32	3050	0.97
F5	2510.06	2870	1.32
F6	2510.06	2575	1.06
F7	2510.06	2917	1.36

Tal y como se desprende de la Tabla 2.4, la eficacia del refuerzo es, en la mayor parte de los casos, superior a la unidad. Esto es debido a que la reducida separación entre las presillas origina un elevado efecto de confinamiento sobre el hormigón del soporte, incrementándose de esta manera la resistencia a compresión del hormigón. Por lo tanto, para valorar la resistencia última del soporte reforzado, no será de aplicación la fórmula aditiva expresada en la Ec. (2.1) ya que f_c se verá incrementado debido al efecto de confinamiento señalado.

Para el caso de Ramírez (1975) y Ramírez *et al.* (1977), la separación entre presillas era mayor que en el caso de Cirtek (2001a). Este aspecto queda de manifiesto al comparar entre las Tablas 2.2 y 2.4 la eficacia del refuerzo. La mayor eficacia del refuerzo en el caso de Cirtek (2001a) es debida al mayor grado de confinamiento del hormigón del soporte.

Aparte del estudio experimental descrito, Cirtek (2001b) analizó mediante el MEF una serie de SHARAPM, con el objeto de extrapolar las conclusiones planteadas en Cirtek (2001a) al caso en que se varíen los parámetros planteados en el programa experimental. En este caso, se estudió la influencia que sobre el comportamiento del soporte reforzado tienen:

- 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

Uno de los aspectos a destacar es que Cirtek (2001b) indica que un precalentamiento de las presillas dentro del rango $0 \leq T \leq 210^\circ\text{C}$ mejora el comportamiento del soporte reforzado. No obstante, señala que un precalentamiento excesivo puede ocasionar en el hormigón del soporte la aparición de fisuras microscópicas. Tras comparar los resultados del ensayo (Tabla 2.4) entre las probetas F5, F6 y F7, se observa que el efecto del precalentamiento de las presillas es desfavorable incluso para temperaturas inferiores a 210°C . Se detecta que la probeta F5, sin precalentamiento de las presillas y a igualdad de condiciones en los otros parámetros, resiste cargas similares e incluso superiores a las que han experimentado el precalentamiento (F6 y F7). Cirtek (2000a) señala como posible causa de este comportamiento, una plastificación temprana de las presillas debido al calentamiento, o bien la fisuración microscópica del hormigón indicada con anterioridad. Se desprende pues, que el precalentamiento de las presillas puede ser en ocasiones contraproducente en el comportamiento de un soporte reforzado.

A partir de sus estudios, Cirtek (2001a; 2001b) propone unas reglas de diseño y cálculo para los SHARAPM, que pasan a describirse en un apartado posterior.

2.4.1.3. Otras investigaciones relacionadas

En la búsqueda bibliográfica previa a la redacción de la presente Tesis Doctoral, además de las investigaciones descritas con anterioridad se han localizado 3 artículos de investigación relacionados con los SHARAPM.

Dritsos y Pilakoutas (1992) analizan diversas técnicas de refuerzo de soportes de HA. Para el caso de SHARAPM, proponen una formulación que permite representar el confinamiento que impone el refuerzo sobre el hormigón del soporte.

Cobo et al. (1997) plantearon 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.

2.4.2. Propuestas de diseño y cálculo

Hasta la fecha, se han planteado 3 propuestas para abordar el dimensionamiento de un refuerzo mediante angulares y presillas metálicas (Fernández 1994; Regalado 1999; Cirtek 2001a 2001b; Giménez 2007). Todas ellas coinciden en remarcar la necesidad de descargar lo máximo posible el soporte, previamente a su refuerzo.

2.4.2.1. Fernández (1994)

Fernández (1994) propone que el refuerzo aplicado deberá ser capaz, por sí mismo, de resistir la nueva carga de diseño del soporte reforzado. Esto significa que no deberá considerarse la contribución del hormigón del soporte a efectos de dimensionamiento del refuerzo. Esta formulación coincide con la indicada por Ruiz *et al.* (2000)

Tal y como se desprende de las investigaciones desarrollados por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez *et al.* (1977), Cirtek (2001a; 2001b) y Giménez (2007), la contribución del hormigón del soporte existe, y por lo tanto, el método propuesto por Fernández queda muy del lado de la seguridad, planteando unos refuerzos que quedan lejos de poderse considerar como económicos.

2.4.2.2. Regalado (1999)

En base a las investigaciones de Ramírez y Bárcena (1975) y Ramírez *et al.* (1977), Regalado (1999) propone un método de dimensionamiento para SHARAPM. En este caso, sí se considera en el cálculo la contribución del hormigón del soporte original, planteando la resistencia última del soporte reforzado de la manera indicada en la Ec. (2.3). En esta formulación se reduce la carga última teórica del soporte reforzado, multiplicando dicha carga última por 0.60.

$$P_{Reg} = 0.6 \cdot (0.85 \cdot A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys} + A_L \cdot f_{yR}) \quad (2.3)$$

Siendo A_c la sección transversal del soporte, f_c la resistencia a compresión del hormigón del soporte, A_s el área total del armado longitudinal del soporte, f_{ys} el límite elástico de las armaduras, A_L el área de la totalidad de los angulares del refuerzo y f_{yR} el límite elástico del acero que forma los angulares.

2.4.2.3. Cirtek (2001a; 2001b)

En base a un estudio experimental y numérico, Cirtek (2001a; 2001b) propone una serie de recomendaciones para diseñar un refuerzo mediante angulares y presillas, además de un método de cálculo que permite establecer la resistencia de un soporte reforzado sometido a compresión centrada. La formulación propuesta por Cirtek (2001b) queda resumida en la Ec. (2.4).

$$N_R = F_c + F_{an} + F_s \quad (2.4)$$

Siendo N_R la resistencia última del soporte reforzado y:

$$F_c = 0.85 \cdot \Phi_c \cdot A_c \cdot f_c \quad (2.5)$$

$$F_s = A_s \cdot f_{ys} \quad (2.6)$$

$$F_{an} = 4 \cdot \sigma_{an} \cdot A_{an} \quad (2.7)$$

Donde A_c y f_c representan la sección transversal del soporte de hormigón y la resistencia a compresión del mismo, A_s y f_{ys} el área de las armaduras del soporte y su límite elástico, respectivamente, σ_{an} la tensión del angular del refuerzo en el momento de la rotura del soporte reforzado y A_{an} el área de cada uno de los angulares que forma el refuerzo

En el parámetro Φ_c se incluyen diversos factores que intervienen en el comportamiento del soporte reforzado, de la forma indicada en la Ec. (2.8).

$$\Phi_c = \Phi_{ar} \cdot \Psi_{Ar} \cdot \Psi_{an} \cdot \Psi_c \cdot \Psi_{ab} \cdot \Psi_{ag} \cdot \Psi_N \quad (2.8)$$

Los diferentes parámetros incluidos en Ec. (2.8), tienen en cuenta:

- Separación entre presillas (Φ_{ar})
- Sección transversal de las presillas (Ψ_{Ar})
- Dimensión de los angulares (Ψ_{an})
- Calidad del hormigón (Ψ_c)
- Forma de la sección transversal (Ψ_{ab})
- Tamaño máximo del árido en el hormigón del soporte (Ψ_{ag})
- Historial de cargas del soporte (Ψ_N)

Además, Cirtek (2001a; 2001b) indica que para ser aplicable la formulación propuesta, deberán cumplirse una serie de requisitos referentes a: diámetro nominal de los áridos del hormigón que forma el soporte, separación entre presillas, límite elástico del acero del

refuerzo, etc.

Mediante la formulación propuesta, se obtiene un excelente grado de ajuste con los resultados obtenidos en laboratorio (Cirtek 2001a).

2.4.2.4. Giménez (2007)

En base al estudio experimental que se describe en el Capítulo 3, Giménez (2007) desarrolla una propuesta que permite calcular la carga última de un SHARAPM. La propuesta mencionada diferencia los casos en que el refuerzo se realiza con o sin capiteles en los extremos. Dicha propuesta ha sido validada a partir de los resultados obtenidos en un estudio experimental (véase Giménez 2007)

Para el caso en que se disponen capiteles en los extremos del refuerzo, la carga última del soporte se obtendrá de forma aditiva, teniendo en consideración la contribución de cada uno de los elementos que forman el SHARAPM. Sumando las curvas carga-acortamiento de cada uno de los elementos integrados en el SHARAPM, es posible determinar la carga última del elemento. De este modo, será posible considerar el efecto de reforzar un soporte sin realizar descarga previa alguna.

Otro de los aspectos tratados por Giménez (2007), radica en el método simplificado que propone para considerar los mecanismos que intervienen en el comportamiento de un SHARAPM sin capiteles. Para éste último caso, la rotura del SHARAPM viene condicionada por la superposición de los siguientes efectos:

- Plastificación de alguno de los elementos que forman el refuerzo, que podrá ser por la rotura a tracción de alguna de las presillas, o bien por la flexión compuesta de los angulares.
- Agotamiento a compresión del hormigón que forma el soporte, teniendo en consideración el confinamiento que ejerce el refuerzo. Para determinar en qué momento se agota el pilar, será necesario conocer la carga axial transferida a los angulares, y la presión de confinamiento ejercida por el refuerzo.

Para tener en consideración la rotura por plastificación de los angulares, se supone que el axil total aplicado sobre el SHARAPM, queda transferido al refuerzo únicamente por rozamiento a través de las presillas (véase Fig. 2.11).

Estableciendo el equilibrio de fuerzas para la rebanada diferencial representada en la Fig. 2.12, así como la compatibilidad de deformaciones entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte, podemos obtener el axil al cual se encuentra sometido el hormigón (N) en una sección transversal considerada dentro de la presilla, en función del axil al que se encuentra

sometido el hormigón al inicio de la presilla (N_0).

$$N(x) = N_0 \cdot e^{-k \cdot x} \quad (2.9)$$

Siendo $k = \frac{\mu \cdot 4 \cdot v_c}{b \cdot 1 - v_c + \frac{b \cdot E_c}{2 \cdot e_a \cdot E_a}}$, μ el coeficiente de rozamiento entre el acero del refuerzo y el

hormigón del soporte, v_c el coeficiente de Poisson del hormigón, b el lado del soporte, E_c el módulo de elasticidad del hormigón, e_a el espesor de la presilla, E_a el módulo de elasticidad del acero del refuerzo, N_0 el axil absorbido por el hormigón al inicio de la presilla, $N(x)$ el axil absorbido por el hormigón a una distancia x del inicio de la presilla considerada.

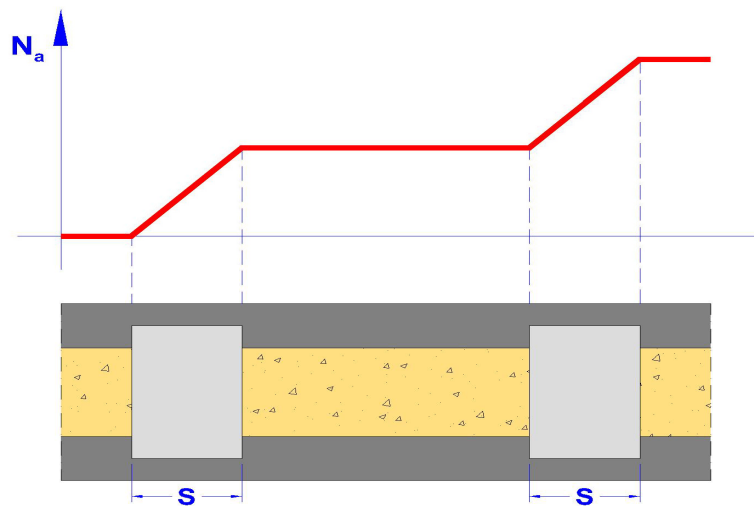


Fig. 2.11. Transmisión de carga a los angulares del refuerzo a través de las presillas (Giménez 2007)

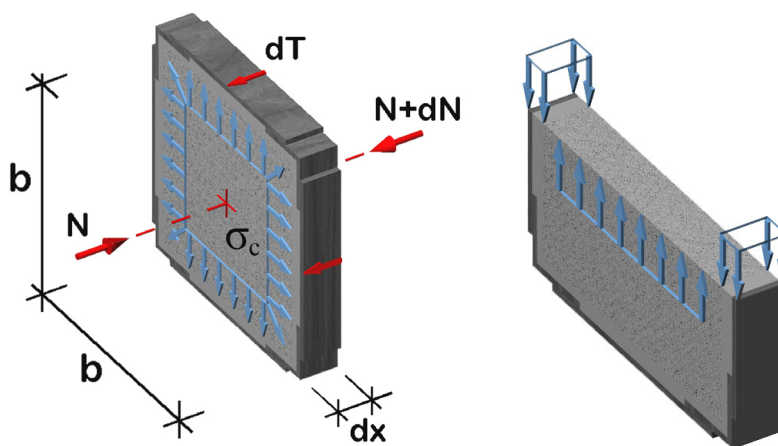


Fig. 2.12. Equilibrio de fuerzas en una rebanada diferencial del SHARAPM (Giménez 2007)

Para poder continuar con el proceso que se viene describiendo, será necesario tener en consideración las siguientes simplificaciones:

- Toda la transmisión de cargas entre el refuerzo y el soporte de HA se realiza a través de las presillas (véase Fig. 2.11).
- El reparto de cargas la zona situada entre 2 presillas, se mantiene uniforme (véase Fig. 2.11).

Según lo comentado con anterioridad, el axil soportado por el hormigón al finalizar la primera presilla (N_{c1}) será:

$$N_{c1} = N_0 \cdot e^{-k \cdot s} \quad (2.10)$$

siendo s la longitud de la presilla, y el resto de factores los indicados con anterioridad.

Para el cómputo de la carga transmitida al refuerzo en la primera de las presillas, en el estado límite último del SHARAPM, N_0 coincidirá con la carga última absorbida por el SHARAPM. De este modo, el axil soportado por los angulares (N_{a1}) contiguos a dicha presilla, será:

$$N_{a1} = N_0 - N_{c1} = N_0 \cdot (1 - e^{-k \cdot s}) \quad (2.11)$$

Debido al confinamiento impuesto por el refuerzo, el hormigón del soporte verá incrementada su resistencia a compresión, por lo que la carga última teórica del SHARAPM ($P_{Gim} = N_0$) se podrá expresar:

$$P_{Gim} = A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys} + K \cdot f_l \cdot A_c + N_{a1} \quad (2.12)$$

siendo conocidos todos los parámetros excepto K , que engloba una serie de parámetros que tienen en consideración el incremento de f_c debido a la presión de confinamiento f_l impuesta por el refuerzo.

La presión de confinamiento (f_l) será a su vez la que actúe sobre el angular metálico, provocando su plastificación del modo indicado en la Fig. 2.13.

Dado que el colapso del tramo de angular situado entre 2 presillas se produce mediante la formación de 3 rótulas plásticas, una vez se conozca el momento plástico (M_p) relacionado con $N_{a1}/4$ (se divide por 4 para obtener el axil en cada angular), se podrá determinar f_l mediante la aplicación de las Ecs. (2.13) y (2.14).

$$q_h = \frac{16}{l_{ang}^2} \cdot M_p \quad (2.13)$$

$$f_l = 2 \cdot q_h \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{1}{b} \quad (2.14)$$

Siguiendo el proceso descrito, mediante la aplicación de la Ec. (2.12) se podrá determinar la carga última de un SHARAPM, en aquel caso en que la rotura sea debida a la plastificación de los angulares ubicados entre las 2 primeras presillas.

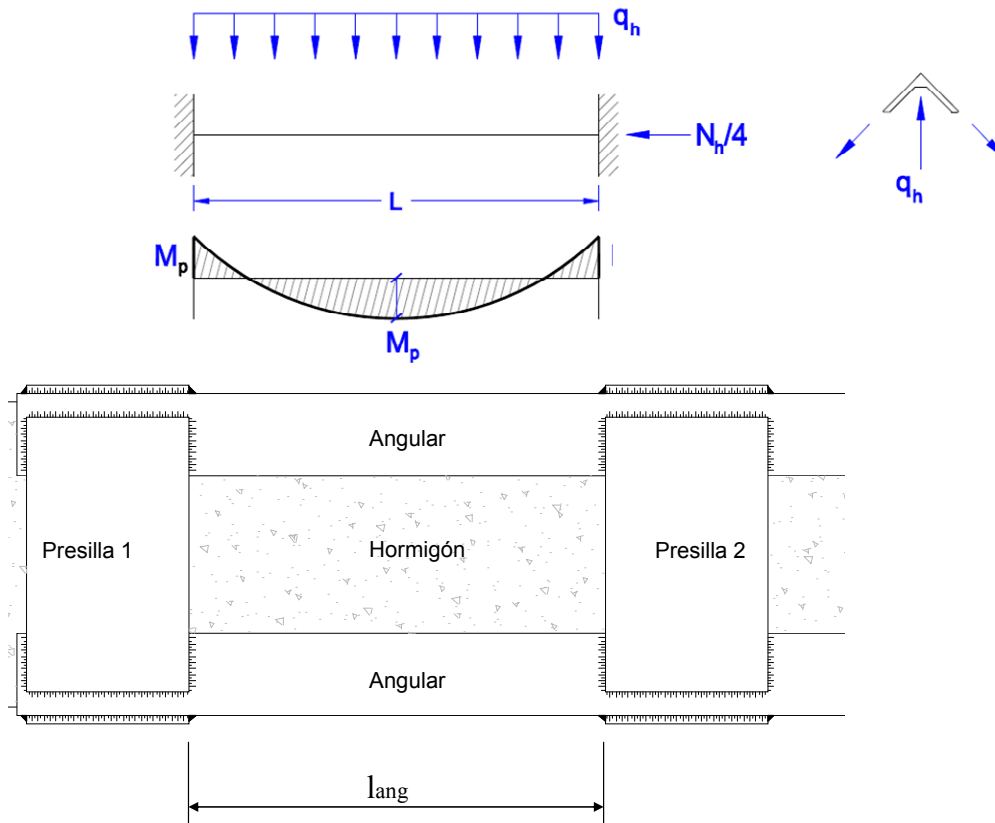


Fig. 2.13. Relación entre q_h , f_l y M_p . Formación de 3 rótulas plásticas en los angulares ubicados entre las 2 primeras presillas (Giménez 2007)

En el caso de que la rotura del SHARAPM se origine debido a la plastificación de alguna de las presillas, será necesario determinar el axil que provoca su plastificación. Una presilla quedará plastificada bajo el axil expresado en la Ec. (2.15).

$$N = f_{yR} \cdot A_{presilla} \quad (2.15)$$

siendo $A_{presilla}$ la sección transversal de la presilla considerada y f_{yR} el límite elástico del acero que forma la misma.

La presión de confinamiento originada sobre el hormigón en el momento en que plastifique la presilla, se expresará mediante la Ec. (2.16).

$$f_l = \frac{2 \cdot N}{A_{tribut}} \quad (2.16)$$

donde A_{tribut} representa el área tributaria que afecta a la presilla considerada. Es decir, ésta área es igual al producto del lado del soporte por la suma de las 2 semidistancias del tramo de angular a ambos lados de la presilla considerada.

Una vez conocida f_l , aplicando la Ec. (2.12) determinaremos la carga última del SHARAPM, considerando que el mecanismo de rotura se origina por la plastificación de alguna de las presillas.

El proceso descrito, deberá aplicarse de manera iterativa hasta que la solución presente una convergencia adecuada. La carga última del SHARAPM será el valor mínimo entre los siguientes:

- a) Carga última obtenida como si el soporte se comportara como una sección mixta acero-hormigón.
- b) Carga última considerando la plastificación de diversos tramos de angulares.
- c) Carga última considerando la plastificación de alguna de las presillas.

2.5. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

Para llegar a comprender el comportamiento de un SHARAPM, es necesario conocer todos los mecanismos que intervienen en el incremento de su carga última. Considerando esta necesidad, se plantean a continuación los diversos mecanismos de transferencia de carga desde el hormigón del soporte al elemento de refuerzo, así como el efecto del confinamiento originado por este último.

Dentro de los mecanismos que permiten la entrada en carga del refuerzo, distinguimos la transmisión por tensiones rasantes a través del mortero dispuesto entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte, y la transmisión directa de cargas a través de los posibles capiteles dispuestos en los extremos del soporte reforzado.

Aunque el confinamiento impuesto por el refuerzo sobre el hormigón del soporte no se puede considerar un mecanismo de transferencia de cargas, está probado que interviene de forma notable en el incremento de la carga última del soporte reforzado. Por ello, se le dará en este Capítulo un tratamiento especial que permita comprender mejor este fenómeno.

Con el objeto de hacer una primera toma de contacto con los tres mecanismos que se van a plantear, se incluye en la Fig. 2.14 una representación esquemática de cada uno de ellos.

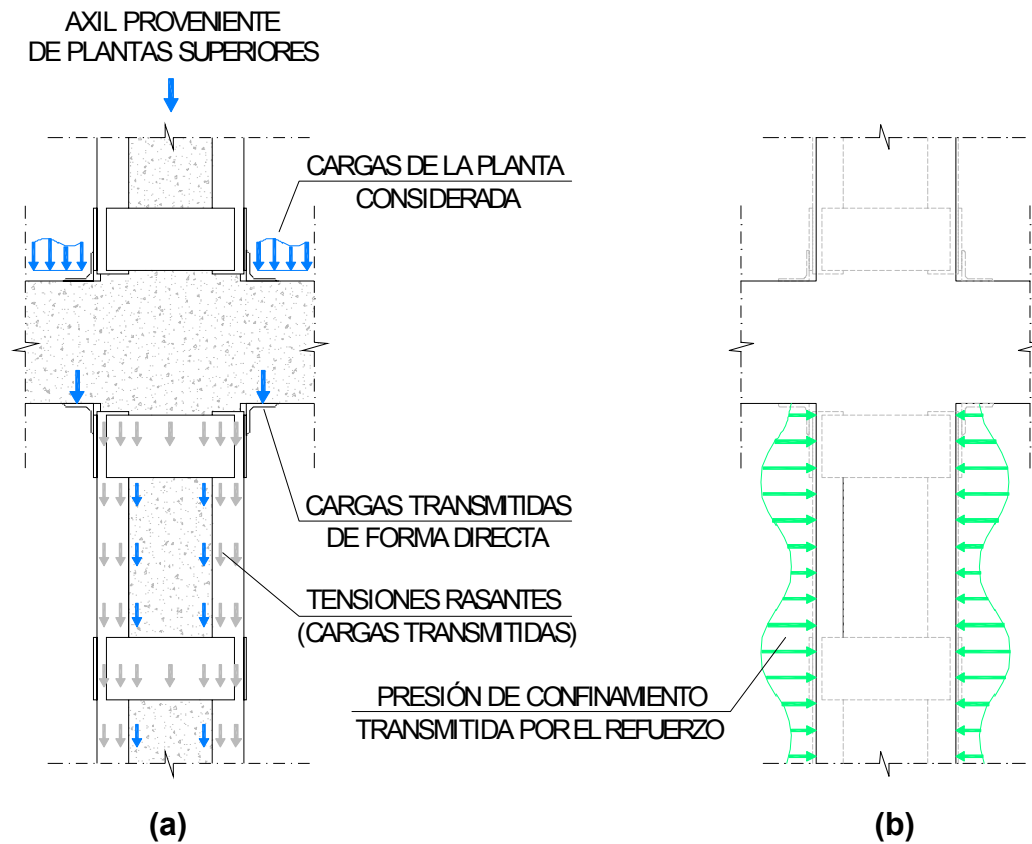


Fig. 2.14. (a) Transmisión directa y por tensiones rasantes; (b) Confinamiento impuesto por el refuerzo

2.5.1. Transmisión por tensiones rasantes

Una parte de la carga aplicada en los extremos de un soporte reforzado, se transmite al refuerzo a través de mecanismos de transmisión por tensiones rasantes. Esto significa que para asegurar una adecuada transmisión de cargas desde el soporte al refuerzo, será preciso cuidar al máximo las condiciones del contacto existente entre el soporte de hormigón y el refuerzo.

Tal y como se ha descrito en un apartado anterior, el contacto entre el hormigón del soporte y el refuerzo se asegura mediante la disposición de una interfaz de mortero, que en la mayor parte de los casos se trata de mortero de cemento. Se ha empleado también mortero de base epoxídica con la intención de mejorar los parámetros resistentes del contacto, obteniendo resultados muy similares al caso en que se emplea mortero de cemento (Calderón *et al.* 2006; Giménez 2007).

Una manera de mejorar la transmisión de cargas entre el soporte y el refuerzo, es mediante el picado del recubrimiento del hormigón del soporte, soldando posteriormente unas barras de acero a la armadura original y a los elementos de refuerzo. Esta metodología, que es propuesta

por del Río y Ortiz (1991), presenta una aplicación práctica limitada, debido, tanto al coste de la operación, como al riesgo estructural que puede ocasionar la reducción de la sección del soporte durante la fase constructiva.

Tal y como se puede ver en la Fig. 2.15, un SHARAPM presenta dos situaciones diferentes de transmisión por rasante. Una de ellas ocurre entre el mortero y el hormigón del soporte, mientras que la otra se produce entre el mortero y el acero del refuerzo. Debido a que esta última situación presenta menor resistencia frente a tensiones rasantes (debido a que la superficie del acero del refuerzo es prácticamente lisa en comparación con la rugosidad natural del hormigón), será esta interfaz la que condicione la transmisión por tensiones rasante entre el soporte y el refuerzo.

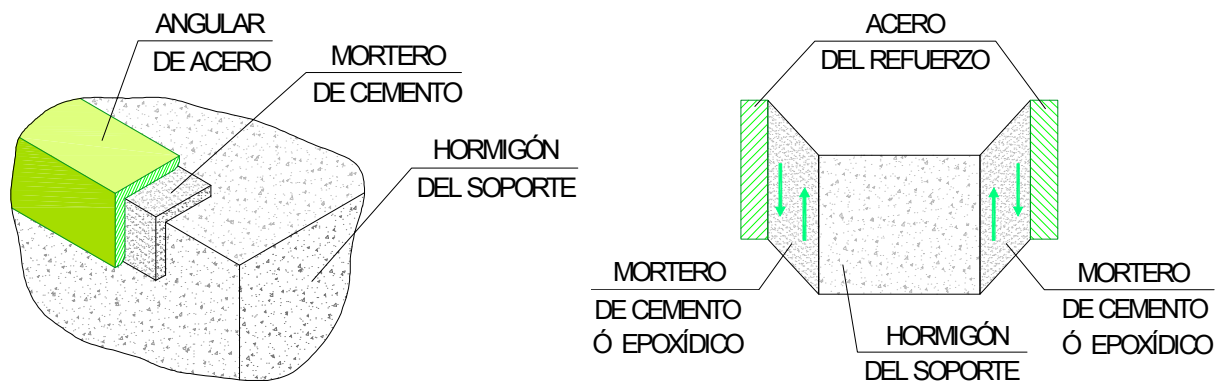


Fig. 2.15. Interfaces en las que se produce transmisión de cargas por tensiones rasantes

Considerando la importancia que tiene la transmisión por tensiones rasantes en el incremento de la carga última del soporte reforzado, se desarrolla a continuación un estudio detallado sobre el tema, así como de las particularidades que presenta este mecanismo para el caso de un SHARAPM. Todo el estudio que sigue se centra en la transmisión por rasante entre el acero del refuerzo y el mortero, ya que a nuestros efectos, el contacto entre mortero y hormigón es mucho más resistente que aquél.

El modelo más empleado para el análisis del contacto entre superficies, es el denominado modelo de fricción del Coulomb. Según este modelo, cuando se tienen dos elementos en contacto a través de una superficie común, sobre la que se aplica una tensión rasante τ en dirección tangencial, y una presión p en la dirección perpendicular a dicha superficie (véase Fig. 2.16), el deslizamiento sobre la superficie de contacto se producirá cuando se alcance la tensión tangencial crítica (τ_{crit}) definida a partir de la Ec. (2.17).

$$\tau_{crit} = a + \mu p \quad (2.17)$$

siendo a la adhesión y μ el coeficiente de rozamiento. Tal y como se puede ver, el

comportamiento del contacto se puede descomponer en dos mecanismos: adhesión y fricción, que se estudian en detalle a continuación.

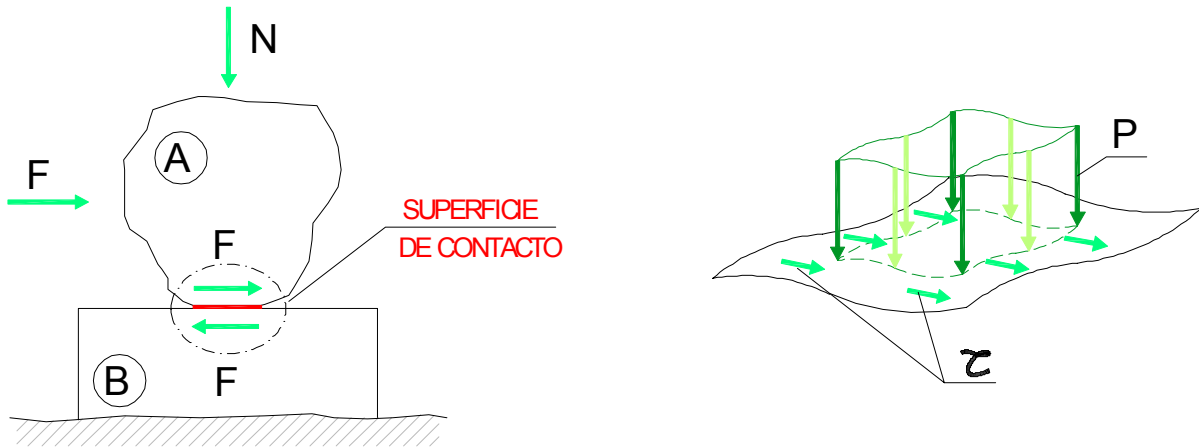


Fig. 2.16. Fuerzas actuantes en un contacto entre superficies

2.5.1.1. Adhesión

Se han desarrollado diversas investigaciones con el objeto de estudiar la resistencia frente a tensiones rasantes del contacto entre el acero y el hormigón (o mortero de cemento). La mayor parte de ellas se han centrado en el estudio de la máxima resistencia a rasante en ausencia de presiones normales a la superficie de contacto (p), destacando los estudios mediante ensayos push-out de Viridi y Dowling (1975); Morishita *et al.* (1979a, 1979b); Morishita y Tomii (1982); y Shakir-Kalil (1991, 1993a, 1993b).

La adhesión se corresponde con la tensión crítica (según el modelo de fricción de Coulomb) en la superficie de contacto, cuando no existen presiones normales aplicadas sobre aquella (véase Ec. (2.17)), correspondiéndose pues, con la resistencia obtenida a partir de ensayos push-out.

La adhesión actúa en los primeros niveles de carga, cuando los deslizamientos relativos en la superficie de contacto son pequeños. Para el caso del contacto entre el acero y el hormigón vertido in situ sobre aquel, Johansson (2002) propone un valor máximo para la adhesión de 0.10 MPa, mientras que Rabbat y Russell (1985) determinaron mediante un estudio experimental unos valores de la adhesión que variaban entre 0.17 y 0.61 MPa. Por otro lado, Eurocode No.4 (1992) propone valores para la resistencia máxima a rasante (en ausencia de presiones normales a la superficie de contacto) que varían entre 0 y 0.60 MPa.

Como se puede ver, existe cierta uniformidad en los valores propuestos para la adhesión para el caso del contacto entre acero y hormigón, pudiendo considerar los valores propuestos como

relativamente bajos. Cabe señalar que Kennedy (1984) indicó que el valor de la adhesión se puede considerar despreciable para el caso de soportes mixtos de acero-hormigón. Podemos añadir además los resultados obtenidos por Rabbat y Russell (1985) sobre el contacto entre el acero y mortero, donde se concluyó que el valor de la adhesión en este contacto se podía considerar despreciable.

Si a lo expuesto anteriormente añadimos la posible reducción del valor de la adhesión debida a la retracción del hormigón y/o mortero (Roeder *et al.* 1999), parece razonable despreciar el parámetro a en el estudio que nos afecta.

2.5.1.2. Fricción

Tal y como se ha señalado con anterioridad, la resistencia frente a tensiones rasantes de un contacto entre superficies se puede determinar mediante el modelo de fricción de Coulomb, dependiendo aquella (τ_{crit}) del valor de la presión normal a la superficie de contacto (p). Este aspecto, que no es considerado en los ensayos push-out, es sumamente importante, ya que la existencia de presiones normales moviliza el mecanismo de fricción. Por lo tanto, se puede decir que el valor del coeficiente de rozamiento (μ) entre el acero y el hormigón (o mortero de cemento) condicionará la transmisión por rasante en el caso de soportes mixtos, donde siempre existirá una presión normal a la superficie de contacto debida al efecto de confinamiento transversal que impone el encamisado de acero sobre el hormigón.

Entre los estudios desarrollados para determinar el valor del coeficiente de rozamiento (μ) entre el acero y el hormigón (o mortero de cemento), destacan los de Rabbat y Russell (1985). Estos autores estudiaron la influencia que tiene la magnitud de la presión normal a la superficie de contacto y la humedad del hormigón y/o mortero sobre el valor de μ . Las presiones normales aplicadas variaban entre 140 y 690 kPa, obteniendo una variación en el valor del μ entre 0.56 y 0.70.

Posteriormente, Baltay y Gjelsvik (1990) realizaron un estudio similar al de Rabat y Russell (1985). En este caso, la presión normal a la superficie de contacto variaba entre 7 y 490 kPa, obteniendo valores de μ entre 0.20 y 0.60. En estas investigaciones, se detectó además que el valor del μ dependía en cierto grado de la magnitud de la presión normal a la superficie de contacto.

Otro estudio relacionado con los anteriores es el debido a Olofsson y Holmgren (1994), en el que además de considerar el efecto de la presión normal al contacto, se consideraba la influencia de la velocidad de aplicación de la tensión tangencial. Los valores obtenidos para μ variaban entre 0.51 y 0.66. Se detectó que al incrementar la velocidad de carga se producía una disminución de μ . Además se confirmó la dependencia entre p y μ señalada con anterioridad por Baltay y Gjelsvik (1990).

Tal y como se puede constatar a partir de las investigaciones descritas en los párrafos anteriores, el valor de μ entre el acero y el hormigón (o mortero) tiene un rango de variación elevado.

Una reciente investigación desarrollada por Adam *et al.* (2006a) en los laboratorios del Departamento de Ingeniería del Terreno de la Universidad Politécnica de Valencia, confirma dicha variación en el valor de μ . En esta investigación se planteó un estudio experimental con el objeto de determinar el valor de μ en un contacto entre una chapa de acero y mortero de cemento. Para ello se ensayaron una serie de probetas mediante la caja de corte directo. Fundamentalmente, el ensayo consistía en aplicar un esfuerzo tangencial (variable a lo largo del ensayo) al aparato de corte, y un esfuerzo normal (constante para cada ensayo), obteniendo diferentes curvas tensión tangencial-desplazamiento (τ - δ), además del momento de rotura del contacto a través del plano de Mohr.

La probeta se fabricaba de tal manera que la interfaz de mortero existente entre el hormigón y el acero quedara en el plano de corte, asegurando de esta manera la rotura en este plano. Puede verse un detalle del ensayo en la Fig. 2.17.

Al igual que ocurrió en los ensayos desarrollados por Rabbat y Russell (1985), se observó en algunas probetas la aparición de unas burbujas de aire que disminuían el valor medio del μ (véase la Fig. 2.17).

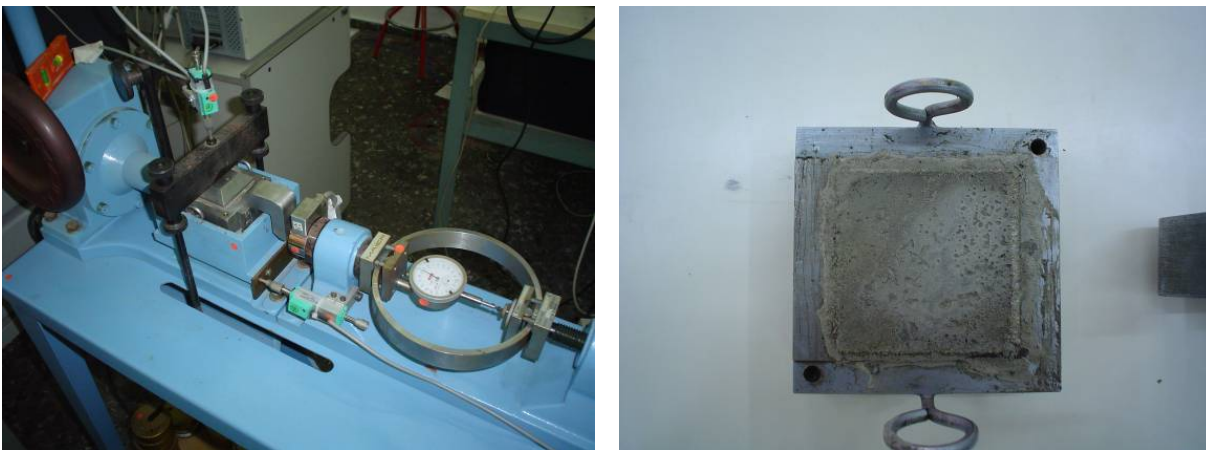


Fig. 2.17. Vista del aparato de corte directo y de la probeta con algunas burbujas de aire

Podemos concluir que μ es muy sensible a las condiciones de puesta en obra (Adam *et al.* 2006a), ya que a igualdad de características en los materiales y en el procedimiento de ensayo, la dispersión en los resultados obtenidos es muy elevada.

En el caso en que se pretenda modelizar numéricamente un contacto como el planteado, será necesario desarrollar previamente un estudio de sensibilidad, con el objeto de que los

posibles resultados experimentales coincidan con los obtenidos de forma numérica. A este respecto, son muchos los investigadores que han estudiado este problema, sobre todo en el caso de soportes formados por tubos de acero rellenos de hormigón. Los valores de μ empleados en estos casos han sido 0.25 (Schneider 1998; Huang *et al.* 2002; Hu *et al.* 2003 2005; Ellobody y Young 2006a 2006b; Ellobody *et al.* 2006; Lu *et al.* 2006) y 0.20 (Johansson y Gylltoft 2002; Gupta *et al.* 2006), llegando a representar a través de un modelo por el MEF, el comportamiento de un soporte ensayado de forma experimental.

2.5.2. Transmisión directa

Tal y como se ha comentado en un apartado anterior, una manera de facilitar la entrada en carga del refuerzo es disponiendo unos capiteles en los extremos del soporte reforzado. Estos capiteles, además de estar en contacto con la viga y/o forjado, estarán soldados al refuerzo, y su misión fundamental será la de compatibilizar las deformaciones entre el refuerzo y el soporte en los extremos de este último, que como se ha visto en el Apartado 2.4 es el punto crítico en cuanto a la transmisión por tensiones rasantes se refiere.

Los capiteles están formados, en la mayor parte de los casos, por angulares de acero. Aunque es posible diseñarlos mediante perfiles metálicos en forma de U, Fernández (1994) desaconseja esta última disposición.

Del Río y Ortiz (1991) destacan la importancia de un adecuado cuidado en el diseño y ejecución de los capiteles, siendo necesario comprobar:

- a) Rigidez del capitel. Con el objeto de asegurar la compatibilidad de deformaciones en los extremos del soporte y el refuerzo. Esta rigidez se puede asegurar mediante la disposición de unos rigidizadores soldados entre las alas del angular que forme el capitel.
- b) Resistencia del capitel. Deberá comprobarse el estado tensional del capitel, así como de los elementos que lo forman.

Además, será necesario asegurar un contacto perfecto del capitel con las vigas que llegan al nudo, con el objeto de evitar posibles apoyos puntuales. Esto se consigue mediante la disposición de una capa de mortero entre el hormigón que forma la viga y el capitel.

Otro aspecto a tener en cuenta en el diseño del capitel, es la posible afección que pueda tener sobre las vigas que llegan al nudo, ya que pueden provocar una concentración de tensiones en esta zona que origine una rotura frágil de la viga. Este aspecto fue analizado por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez *et al.* (1977), Ramírez (1996), Fernández (1994), Regalado (1999) y Ruiz *et al.* (2000). En la Fig. 2.18 se ha intentado esquematizar el estado tensional del nudo viga-soporte de un SHARAPM. El estado tensional se podrá asimilar a una superposición de

estados, en el que uno de ellos será debido al axil absorbido por el hormigón del soporte, y el otro a partir de la carga transmitida por el capitel a la viga.

El fenómeno descrito en el párrafo anterior es más acusado si cabe, en el caso en que se realicen refuerzos de tramos aislados de soporte, es decir, cuando se dejan sin reforzar los tramos de las plantas inmediatamente superior y/o inferior.

Vistos los problemas que puede originar la presencia de los capiteles, existen situaciones en que es preciso prescindir de los mismos, o bien disponer un elemento auxiliar que mejore la transmisión de cargas a través del nudo sin afectar a la resistencia de la viga. En este último caso, Fernández (1994) propone la disposición de unos cuadradillos metálicos que pasan a través del nudo, estando soldados a los angulares de ambos tramos del soporte (véase Fig. 2.19). Este sistema es válido para el caso en que la anchura de la viga que acomete al nudo es menor o igual al lado del soporte. En el caso en que se trate de vigas de mayor anchura que la del soporte, ésta disposición no será válida, pudiéndose adoptar el sistema propuesto por Adam (2004) que se representa en la Fig. 2.20.

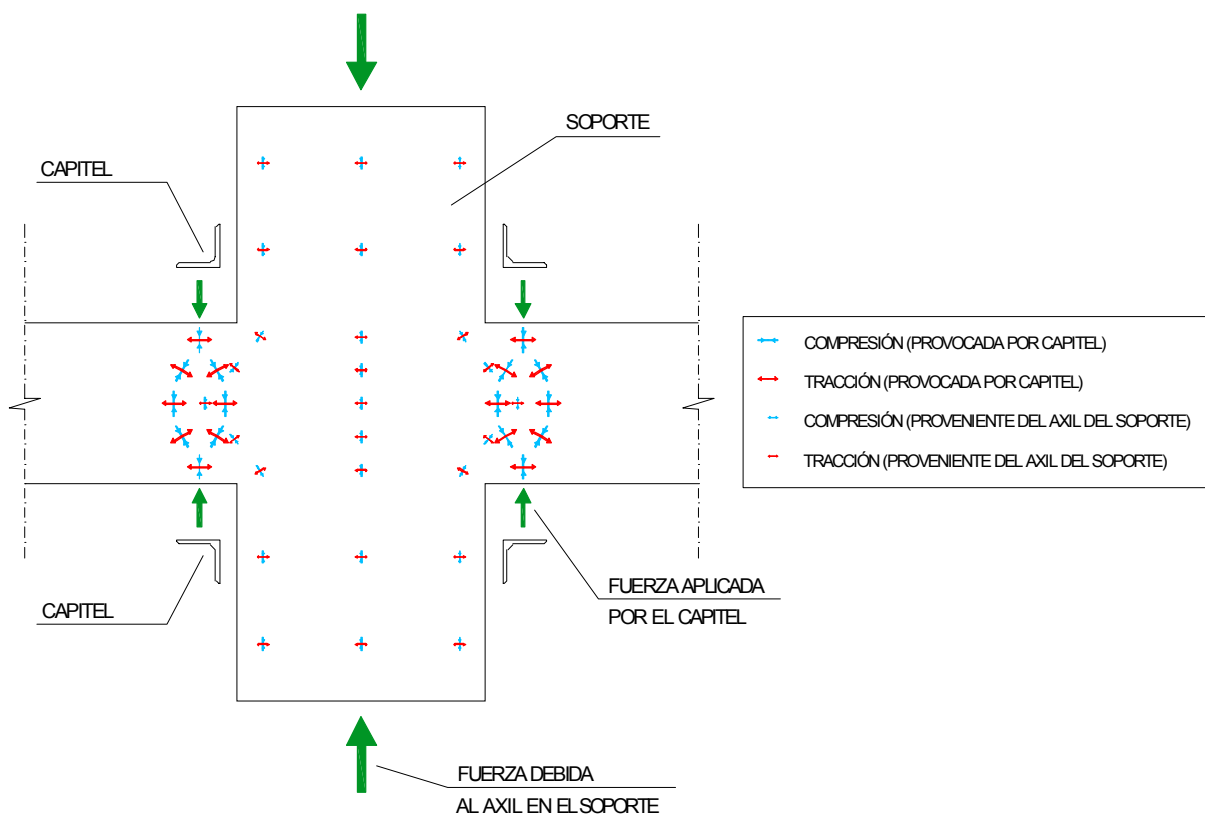


Fig. 2.18. Estado tensional en el nudo viga-soporte

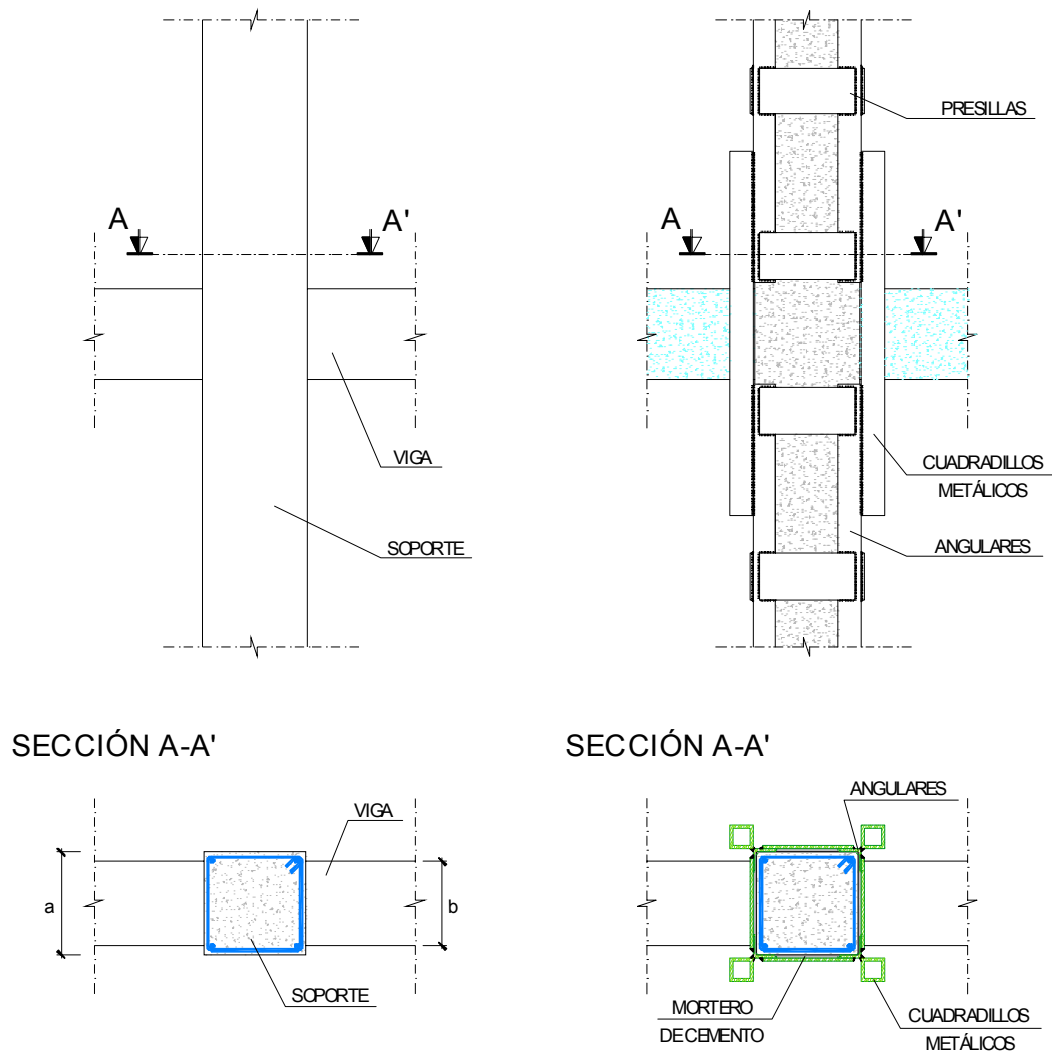


Fig. 2.19. Conexión entre tramos de soporte de diferente planta. Viga de menor anchura que el soporte ($b < a$)

2.5.3. Confinamiento impuesto por el refuerzo

Aunque no se trate propiamente de un mecanismo de transmisión de cargas, diversos autores (del Río y Ortiz 1991; Fernández 1994; Regalado 1999; Cirtek 2001a; 2001b) han señalado que un refuerzo realizado con angulares metálicos y presillas impone un grado de confinamiento al soporte que produce un incremento de la resistencia del hormigón que forma el mismo. Este aspecto ha sido corroborado por Giménez y Calderón (2005), Calderón *et al.* (2006), Giménez *et al.* (2005; 2006), Adam *et al.* (2005a; 2005b) y Giménez (2007), tanto a través de estudios experimentales como numéricos.

El fenómeno de confinamiento al cual nos referimos, es debido a que el refuerzo coarta la libre dilatación transversal del hormigón del soporte que se originaría por efecto Poisson. Por lo tanto, se producirán unas presiones perpendiculares a la directriz del soporte, estando el

hormigón del mismo, sometido a un estado de compresión triaxial.

Tal y como se verá con posterioridad, cuando se tiene al hormigón sometido a un estado de compresión triaxial, se produce un incremento de su resistencia a compresión. De aquí la importancia que tiene el mecanismo del confinamiento en el incremento de la carga última de los SHARAPM.

Se presenta a continuación un análisis detallado en el que se estudia el comportamiento del hormigón sometido a un estado de compresión triaxial. Además, se plantean diferentes particularidades a tener en cuenta en cuanto al efecto de confinamiento se refiere, de aplicación directa al caso de un SHARAPM.

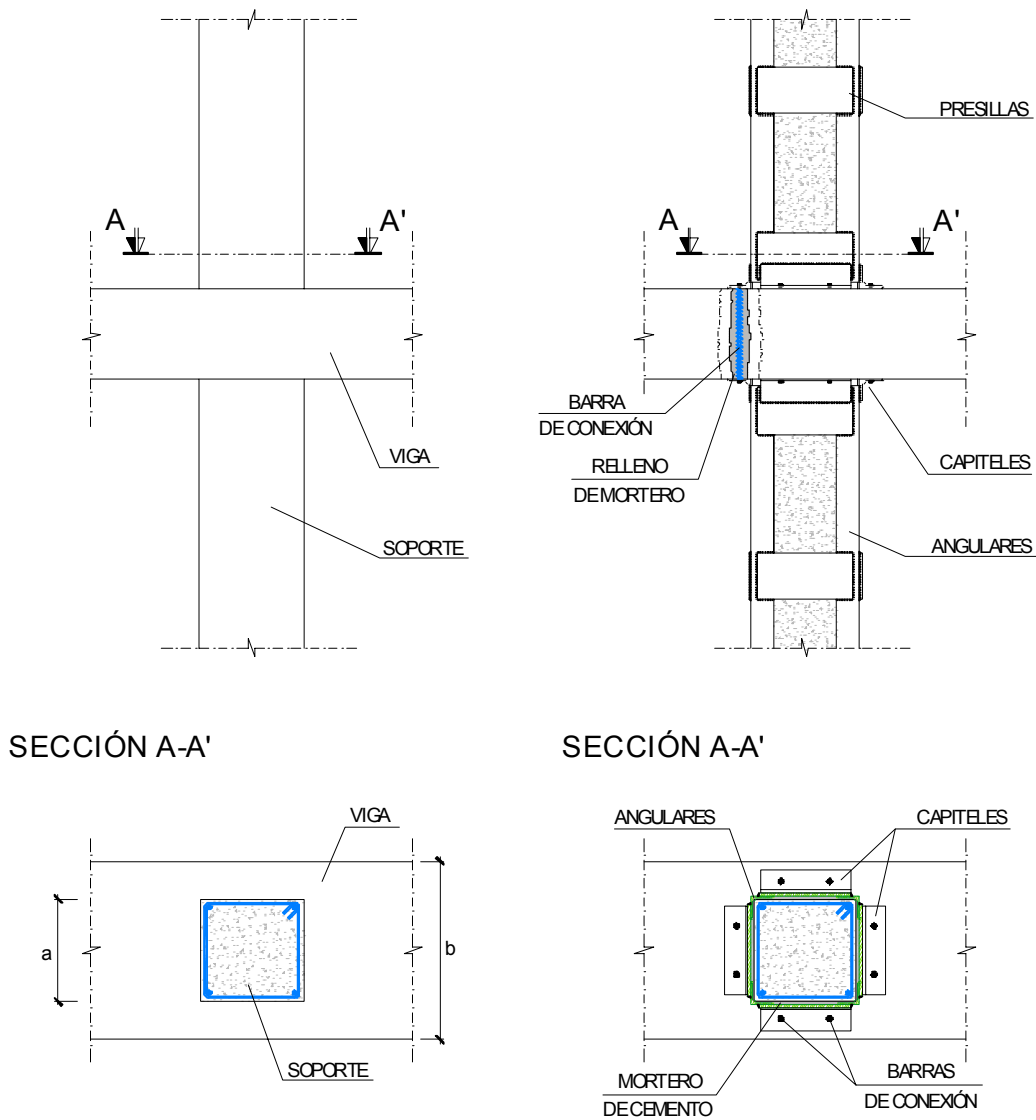


Fig. 2.20. Conexión entre tramos de soporte de diferente planta. Viga de mayor anchura que el soporte ($b > a$)

2.5.3.1. Origen del confinamiento

Se dice que un elemento estructural está sometido a un estado de compresión triaxial cuando está bajo un estado tensional, tal las tres tensiones principales son de compresión. Este aspecto puede verse de forma esquemática en la Fig. 2.21.

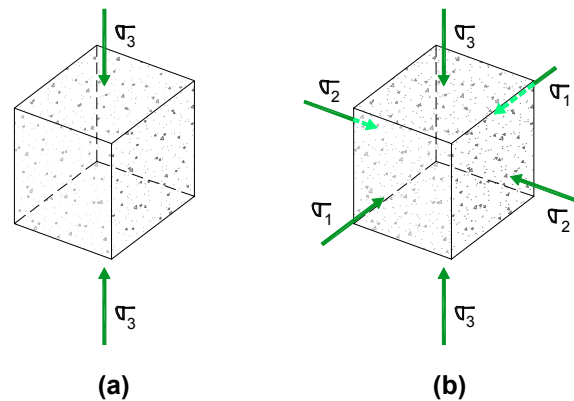


Fig. 2.21. (a) Estado de compresión uniaxial; (b) Estado de compresión triaxial

Existen diversas maneras de confinar un elemento de hormigón. Por una parte, diferenciamos lo que denominamos confinamiento activo, que se corresponde con un estado de compresión triaxial originado por unas cargas exteriores. Estas cargas exteriores pueden ser debidas, por ejemplo, al empuje hidrostático del agua, tal y como ocurriría en el ensayo en célula triaxial, típico del estudio de suelos.

Otro caso se correspondería con el confinamiento pasivo. Este mecanismo se produce desde el momento en que un soporte de hormigón es sometido a una carga axial, y en la mayor parte de los casos está provocado por la propia presencia de la armadura transversal, que coarta la libre dilatación transversal del hormigón. Existen otras causas que originan un confinamiento pasivo, como puede ser el caso de los soportes formados por tubos metálicos rellenos de hormigón, los soportes de HA reforzados mediante chapas metálicas continuas, mediante FRP, o bien los propios SHARAPM.

2.5.3.2. Comportamiento del hormigón sometido a un estado de compresión triaxial

Muchos son los estudios que se han llevado a cabo con el objeto de analizar el comportamiento del hormigón bajo un estado de compresión triaxial (hormigón confinado). En todos los estudios desarrollados se ha observado que el hormigón sometido a este estado tensional incrementa su resistencia a compresión, en comparación con la resistencia que tendría si estuviera sometido a compresión uniaxial. Se observa además, un incremento en la deformación de rotura, siendo el comportamiento del hormigón confinado más dúctil que el equivalente sometido a compresión uniaxial. Los aspectos comentados, quedan de manifiesto

en la Fig. 2.22, donde a partir de un gráfico tensión-deformación, se puede ver que a mayor grado de confinamiento (mayor $\sigma_1 = \sigma_2$), se produce una mayor tensión de rotura (σ_3), además de una mayor deformación última.

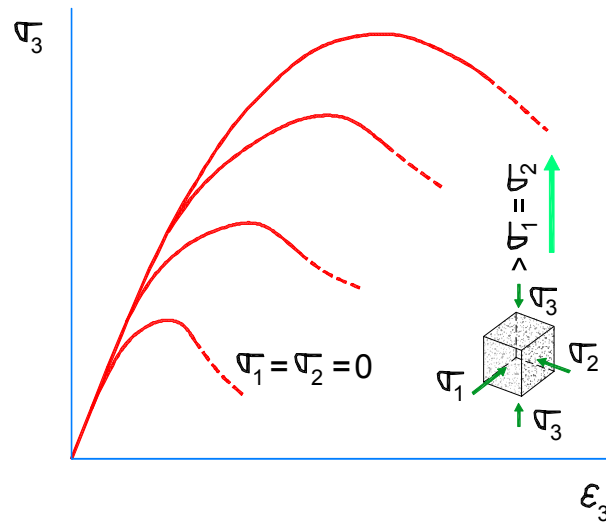


Fig. 2.22. Comportamiento del hormigón sometido a compresión triaxial

Dentro de las diferentes investigaciones llevadas a cabo para estudiar el comportamiento del hormigón confinado, podemos destacar en primer lugar las llevadas a cabo a través de ensayos en célula triaxial, destacando a Richart *et al.* (1928), Balmer (1949), van Mier (1984), Attard y Setunge (1996), Rutland y Wang (1997), Candappa *et al.* (2001) y Sfer *et al.* (2002).

Para el caso del confinamiento pasivo, se ha estudiado el confinamiento debido a la armadura transversal (Richart *et al.* 1929; Sheik y Uzumeri 1982; Mander *et al.* 1988a 1988b; Saatcioglu y Razvi 1992; Cusson y Paultre 1995), el debido al refuerzo mediante FRP (Fardis y Khalili 1982; Karbhari y Gao 1997; Mirmiran *et al.* 1998a; Samaan *et al.* 1998; Miyauchi *et al.* 1999; Saafi *et al.* 1999; Spoelstra y Monti 1999; Toutanji 1999; Xiao y Wu 2000; Lam y Teng 2001; Li y Li 2003; Berthet *et al.* 2005), así como el debido a encamisados de acero (Kotsovos y Perry 1986).

2.5.3.3. Modelos de comportamiento del hormigón confinado

Existen diversos modelos analíticos que establecen una curva tensión-deformación para el hormigón confinado. Una parte de ellos analizan el efecto del confinamiento debido a la armadura transversal (Kent y Park 1971; Sargin 1971; Sheik y Uzumeri 1982; Mander *et al.* 1988a 1988b; Saatcioglu y Razvi 1992; Cusson y Paultre 1995), mientras que otros consideran el confinamiento originado por un refuerzo exterior mediante FRP (Fardis y Khalili 1982; Karbhari y Gao 1997; Samaan *et al.* 1998; Miyauchi *et al.* 1999; Saafi *et al.* 1999; Spoelstra y Monti 1999; Toutanji 1999; Xiao y Wu 2000; Lam y Teng 2001).

Para la determinación de la resistencia a compresión del hormigón confinado, la formulación más empleada en las diferentes investigaciones desarrolladas, es la propuesta inicialmente por Richart *et al.* (1929), incluida en la Ec. (2.18).

$$f_{cc} = f_{co} + k_1 f_l \quad (2.18)$$

Mediante esta expresión, es posible determinar la resistencia a compresión del hormigón confinado (f_{cc}), sometido a una presión transversal (f_l). Siendo k_1 el denominado coeficiente de confinamiento efectivo y f_{co} la resistencia a compresión del mismo hormigón sometido a compresión uniaxial.

Existen diversas propuestas para el valor de k_1 , como son las formuladas por Richart *et al.* (1928, 1929), Karbhari y Gao (1997), Ansari y Li (1998), Samaan *et al.* (1998), Miyauchi *et al.* (1999), Saafi *et al.* (1999), Toutanji (1999), Candappa *et al.* (2001), y Lam y Teng (2001). Se presenta en Tablas 2.5a y 2.5b un resumen de las diferentes propuestas planteadas para el valor de k_1 .

Llegados a este punto, es importante destacar que el valor de k_1 no se puede considerar constante, sino que depende del grado de confinamiento al cual se encuentra sometido el soporte de hormigón. Para grados de confinamiento bajos, Richart *et al.* (1928) y Candappa *et al.* (2001) proponen valores para k_1 de 4.1 y 5.3 respectivamente, mientras que Ansari y Li proponen un valor de $k_1=2.6$ para grados de confinamiento altos. Existen propuestas como las debidas a Karbhari y Gao (1997), Samaan *et al.* (1998), Saafi *et al.* (1999) y Toutanji (1999), en las que k_1 depende del valor del confinamiento lateral (f_l).

Tras lo visto anteriormente, queda de manifiesto que el valor de k_1 decrece al aumentar el grado de confinamiento al cual se encuentra sometido el hormigón. Esto significa que la efectividad del confinamiento, en cuanto al incremento de resistencia del hormigón se refiere, decrece conforme aumenta aquel. Este último aspecto se puede ver con más detalle a partir de la Fig. 2.23, en la cual se representa, dentro del plano de Mohr, la superficie de plastificación del hormigón. Tal y como se puede desprender del análisis de la Fig. 2.23, al incrementarse la presión de confinamiento del hormigón, la línea que representa la superficie de plastificación tiende a una asíntota horizontal, quedando así de manifiesto que la eficacia del confinamiento se reduce conforme aumenta éste último.

Tabla 2.5a. Propuestas para el valor de k_1

Autor	Richart <i>et al.</i> (1928)	Karbhari y Gao (1997)	Ansari y Li (1998)	Saaman <i>et al.</i> (1998)	Miyauchi <i>et al.</i> (1999)
k_1	4.1	$2.1(f_l/f_{co})^{-0.13}$	2.6	$6.0f_l^{-0.3}$	2.98

Tabla 2.5b. Propuestas para el valor de k_1

Autor	Saafi <i>et al.</i> (1999)	Toutanji (1999)	Candappa (2001)	Lam y Teng (2001)
k_1	$2.2(f_l/f_{co})^{-0.16}$	$3.5(f_l/f_{co})^{-0.15}$	5.3	2

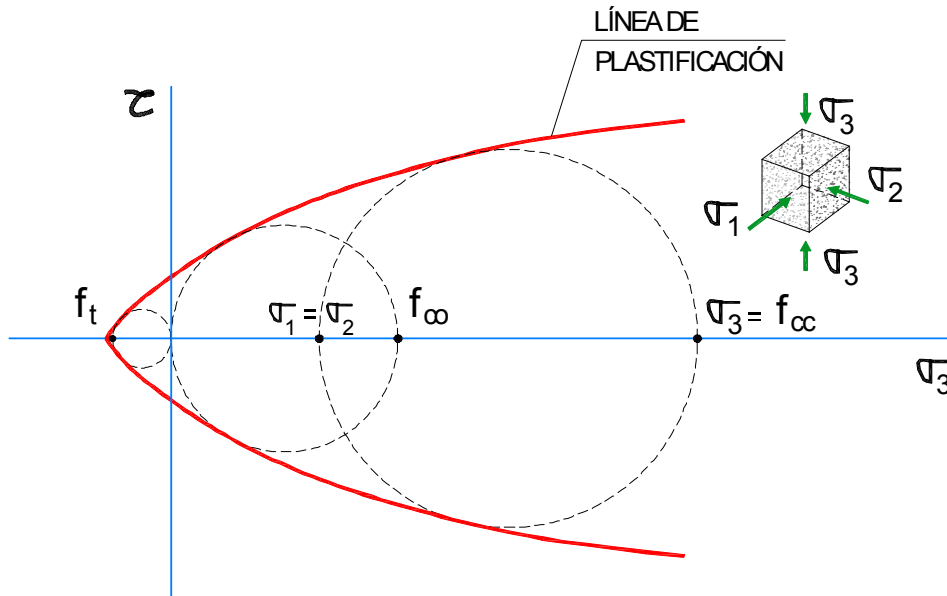


Fig. 2.23. Superficie de plastificación del hormigón en el plano de Mohr

Ya se ha mencionado con anterioridad que un hormigón confinado presenta una mayor ductilidad que el mismo sometido a compresión uniaxial. Esto último queda reflejado en las diferentes propuestas que estiman la deformación de rotura del hormigón confinado.

Richart *et al.* (1929) fueron los primeros en relacionar la deformación de rotura del hormigón confinado (ϵ_{cc}) con el valor de la presión de confinamiento (f_l), planteando la Ec. (2.19)

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad (2.19)$$

donde ϵ_{co} es la deformación de rotura del hormigón no confinado y k_2 es el denominado coeficiente de incremento de deformación. Richart *et al.* (1929) sugirieron $k_2 = 5k_1$ para el caso del hormigón confinado por estribos de acero.

Se han planteado diversas expresiones que permiten establecer la deformación de rotura del hormigón confinado, coincidiendo prácticamente con las señaladas con anterioridad, tanto para el confinamiento debido a la armadura transversal, como al debido al refuerzo mediante FRP. Todas las propuestas coinciden en afirmar que la deformación en rotura del hormigón se incrementa al aumentar el confinamiento lateral.

2.5.4. Particularidades en un SHARAPM

2.5.4.1. Transmisión por tensiones rasantes

Tal y como se ha indicado con anterioridad para el caso de un SHARAPM, el contacto que presenta menor resistencia, y por lo tanto condiciona el comportamiento del soporte reforzado, es el existente entre el acero del refuerzo y el mortero que se coloca entre el hormigón del soporte y el refuerzo (angulares y presillas).

Si consideramos de aplicación el modelo de fricción de Coulomb, podemos adoptar un valor para la adhesión $a=0$ MPa. El valor del coeficiente de rozamiento deberá ser acorde con las condiciones de ejecución y las características de los materiales empleados. En este último caso, parece suficiente adoptar valores de μ similares a los empleados en diferentes estudios por el MEF realizados sobre soportes formados por tubos de acero rellenos de hormigón que ya han sido descritos en un punto anterior y han sido empleados por Adam *et al.* (2006b; 2007c; 2007d) y Giménez *et al.* (2006) para el caso de SHARAPM.

En un SHARAPM, el refuerzo impone un efecto de confinamiento sobre el soporte de hormigón, que se materializa en una presión normal al plano de contacto (p). Tal y como queda definido a partir del modelo de fricción de Coulomb, cuanto mayor sea p , mayor será la resistencia frente a tensiones tangenciales en el plano de contacto, y por lo tanto más efectivo será el mecanismo transmisión por tensiones rasantes en el incremento de la carga última del soporte reforzado.

La zona de mayor concentración de tensiones rasantes será siempre en los extremos del soporte, donde la carga aún no ha sido completamente transferida al refuerzo. Será por lo tanto en esa zona donde habrá que actuar, de manera que se incremente p , para así mejorar la transmisión de cargas del soporte al refuerzo. De este modo se reducirán además los deslizamientos relativos entre el acero del refuerzo y el mortero.

2.5.4.2. Determinación del valor de la presión de confinamiento lateral

Para el caso en que se tiene un elemento de hormigón sometido a un confinamiento activo, la determinación de f_l es sencilla, ya que se corresponde directamente con la presión de confinamiento aplicada. El problema surge cuando se tiene un soporte de hormigón sometido a un confinamiento pasivo originado por un refuerzo exterior, ya que el valor de f_l variará para cada nivel de carga axial a la cual se encuentre sometido el soporte.

Para determinar en este último caso la resistencia a compresión del hormigón confinado (f_{cc}), será necesario conocer previamente la máxima presión de confinamiento que es capaz de aplicar el refuerzo en el momento de la rotura del soporte (f_{lu}), para de esta manera estimar f_{cc}

a partir de la Ec. 2.18.

En el caso de los soportes de HA de sección circular reforzados mediante FRP o con chapas metálicas continuas, es posible determinar f_{lu} a partir del equilibrio de fuerzas en el estado límite último, ya que la rotura del elemento reforzado se producirá en el momento en que rompa el encamisado que lo envuelve. Incluso para el caso de soportes de sección rectangular, sería posible estimar el valor de f_{lu} , aunque como se verá posteriormente, este tipo de soportes requieren un tratamiento especial.

En la Ec. (2.20) se incluye la expresión que permite estimar f_{lu} a partir del equilibrio de fuerzas para el estado límite último de un soporte de sección circular reforzado mediante un encamisado exterior continuo. Puede verse en la Fig. 2.24, el equilibrio de fuerzas planteado.

$$f_{lu} = \frac{2f_{ref}t_{ref}}{d} \quad (2.20)$$

siendo f_{ref} el límite elástico del material que forma el encamisado, t_{ref} el espesor del encamisado y d el diámetro del soporte.

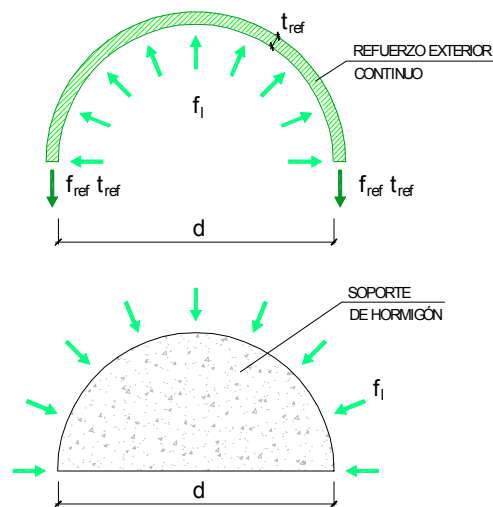


Fig.2.24. Confinamiento en el caso de un soporte de sección circular. Equilibrio de fuerzas

La determinación de f_{lu} para el caso de un SHARAPM se complica, debido a que el refuerzo deja de ser continuo, concentrándose el efecto del confinamiento en aquellas zonas en las que existen presillas. Por lo tanto, a lo largo de la directriz del soporte se tendrán diferentes grados de confinamiento

Hay que añadir además, que en el caso de un soporte de sección cuadrada o rectangular, una misma sección transversal no se encuentra confinada por igual (como ocurriría con un soporte de sección circular), siendo diferente el valor de f_{lu} en cada punto de la sección. En este caso,

se tiene una zona de la sección transversal en la que el confinamiento es efectivo, mientras que en otras zonas se puede considerar despreciable.

Podemos concluir pues, que el confinamiento debido al refuerzo en un SHARAPM sería un estado intermedio entre el confinamiento debido a los estribos y el originado por un refuerzo exterior con chapa continua (Fig. 2.25).

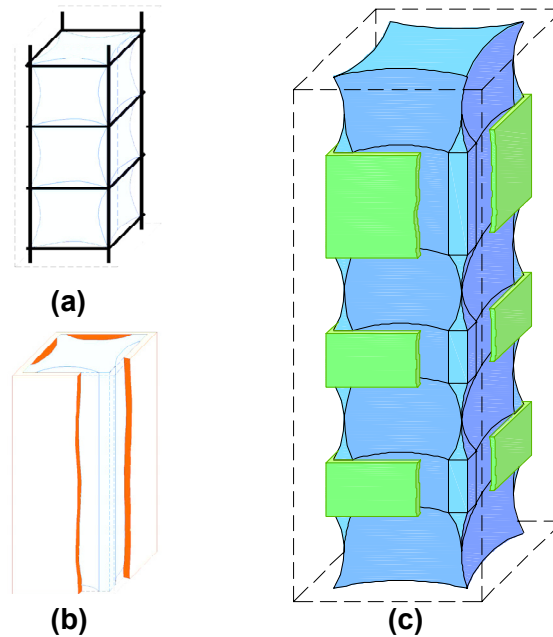


Fig. 2.25. Confinamiento impuesto por: (a) Armaduras transversales; (b) Refuerzo con chapa continua; (c) Presillas metálicas (SHARAPM)

2.5.4.3. Determinación de k_l

Para el caso en que se pretenda obtener el valor de k_l en un SHARAPM, el problema sería similar al descrito en el punto anterior. Ya hemos visto que el valor de k_l depende del grado de confinamiento, disminuyendo aquel cuando se incrementa este último.

Dado que el hormigón de un SHARAPM presenta diferente nivel de confinamiento, tanto a lo largo de la directriz del soporte, como dentro de cada sección transversal, resulta imposible definir un mismo valor de k_l para todos los puntos de un SHARAPM. Por lo tanto, será preciso estimar un valor medio de k_l , obtenido a partir de estudios experimentales o numéricos.

2.5.4.4. Modos de mejorar el confinamiento

Considerando la importancia que tiene el confinamiento originado por el refuerzo sobre el incremento de la carga última de un SHARAPM, será necesario definir una serie de medidas

de diseño que permitan incrementar este efecto.

Tal y como se ha visto con anterioridad, el confinamiento será mayor en la zona en que se ubican las presillas, debido a su mayor rigidez transversal, que impide la libre dilatación del hormigón por efecto Poisson. Por lo tanto, una medida para mejorar el confinamiento del soporte será juntando las presillas, de tal manera que todo el soporte presente un estado de confinamiento similar. Otra manera de actuar, sería disponiendo angulares de suficiente rigidez, tales que fueran capaces de minimizar la dilatación transversal del hormigón en la zona del soporte situada entre presillas. Para que el confinamiento sea efectivo, será necesario que no existan huecos entre los elementos que forman el refuerzo y el hormigón, por lo que será necesario cuidar al máximo el relleno de estos huecos mediante algún tipo de mortero.

Diversos estudios sobre soportes de HA reforzados con materiales compuestos (Mirmiram *et al.* 2000; Karam y Tabbara 2005) han confirmado que en el caso en que se redondeen las esquinas del soporte, la eficacia del confinamiento es mayor. Si esto último lo hacemos aplicable al caso de los SHARAPM, puede ser aconsejable el picado del recubrimiento del soporte con el objeto de darle cierta curvatura, mejorándose así el efecto del confinamiento.

Existen algunos autores como del Río y Ortiz (1991), Regalado (1999) y Cirtek (2001a; 2001b), que recomiendan precalentar las presillas previamente a su soldadura a los angulares, con el objeto de que al retraer éstas en su proceso de enfriamiento, impongan un confinamiento activo al hormigón del soporte. Este método complica mucho la ejecución del refuerzo (Fernández 1994), pudiendo ocasionar en algunos casos un efecto contrario al deseado (Cirtek 2001a). Además de las posibles microfisuras que se pueden ocasionar en el hormigón en el caso en que la temperatura aplicada a las presillas sea elevada, se puede producir además una plastificación temprana de las mismas, que redundará en un mal comportamiento del soporte reforzado.

2.8. Conclusiones relativas al estado del arte de los SHARAPM

Cuando surge la necesidad de reforzar un soporte de HA, una de las técnicas más empleadas en España (extrapolable también a otros países), es el refuerzo mediante angulares y presillas metálicas. A pesar de ello, el número de investigaciones relacionadas con esta técnica de refuerzo es hoy en día muy reducido, sobretodo en comparación con otras técnicas.

Dentro de las investigaciones desarrolladas sobre SHARAPM, destacan las de Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez *et al.* (1977), Ramírez *et al.* (1995) y Cirtek (2001a; 2001b). Estos investigadores ensayaron en laboratorio un número considerable de probetas formadas por un soporte de HA reforzado mediante angulares metálicos y presillas.

En el caso de la investigación desarrollada por Ramírez y Bárcena (1975) y Ramírez *et al.*

(1977), la rotura de todas las probetas se producía en la cabeza superior, por lo que el comportamiento del soporte reforzado quedaba condicionado por la resistencia de dicha cabeza de HA, sin llegar a comprender el comportamiento del soporte reforzado en su estado límite último.

Por otro lado, Cirtek (2001a; 2001b) planteó un refuerzo en el que los angulares quedaban soldados a una placa de apoyo existente en los 2 extremos del soporte. De esta manera, no quedaba representado el funcionamiento real de un SHARAPM, ya que así no es posible considerar la transmisión de cargas por tensiones rasantes en el extremo del soporte, aspecto este último que puede condicionar el comportamiento del elemento reforzado (Giménez y Calderón 2005; Calderón *et al.* 2006; Giménez *et al.* 2005a 2005b 2006, Adam *et al.* 2005a 2005b 2007c 2007d, Giménez 2007). Además, la separación entre presillas propuesta por Cirtek (2001a; 2001b), obligaría a ejecutar refuerzos antieconómicos, debido al elevado volumen de acero requerido.

En ninguna de las investigaciones indicadas con anterioridad se ensayaron soportes a escala real, por lo que podrían existir algunos parámetros dependientes de la escala, no considerados en el análisis.

Otro aspecto importante, es que cuando se plantea el refuerzo de una estructura, además de la carga a la que se encuentra sometida en ese momento, ésta habrá sufrido un historial de cargas previo. Se ha demostrado que para el caso de soportes de HA reforzados mediante recrecidos de hormigón, el historial de cargas influye considerablemente en el comportamiento del soporte reforzado (Bértora *et al.* 2005), a pesar de ello, este aspecto no se ha tenido en cuenta en ninguna de las investigaciones sobre SHARAPM desarrolladas hasta la fecha.

Tal y como se desprende de Ramírez y Bárcena (1975), Fernández (1994), Regalado (1999) y Ruiz *et al.* (2000), el nudo viga-soporte puede condicionar el comportamiento del soporte reforzado, siendo necesario un cuidadoso diseño del refuerzo, con el objeto de asegurar una adecuada transmisión de cargas a través del nudo sin efectos perjudiciales para éste.

Llegados a este punto, se concluye que es necesario un estudio pormenorizado del comportamiento de los SHARAPM, teniéndose en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Deberá estudiarse en laboratorio una serie de SHARAPM a escala real, con el objeto de no tener efectos de escala que desvirtuarían los resultados obtenidos.
- b) Es importante considerar la influencia que tiene el estado de cargas del soporte en el momento de efectuar el refuerzo.
- c) Será necesario el estudio del nudo viga-soporte para el caso de los SHARAPM.
- d) El diseño del refuerzo de las probetas deberá tener en cuenta la práctica habitual existente en España.

- e) Dado que no existe ninguna investigación que plantee el estudio de un SHARAPM sometido a compresión excéntrica, se requerirá un estudio que tenga en cuenta este aspecto.
- f) Deberán plantearse reglas de diseño y cálculo de sencilla aplicación, tanto en la fase de diseño como en la de construcción.

Algunos de estos aspectos ya han sido estudiados por Giménez (2007) dentro del proyecto de investigación MAT 2003-08075, con el título: “Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión y flexo-compresión”, financiado por el Ministerio de Ciencia y Tecnología de España y cofinanciado con fondos FEDER.

Mediante el presente trabajo, se pretende continuar con la investigación iniciada por Giménez (2007), planteando para ello:

- a) Análisis numérico por el MEF de las probetas ensayadas en laboratorio por Giménez (2007).
- b) Estudio paramétrico mediante modelizaciones por el MEF, con el objeto de estudiar la influencia de diversos parámetros no considerados en el estudio experimental de Giménez (2007).
- c) Estudio del comportamiento del nudo viga-soporte en un SHARAPM.
- d) Establecimiento de un método de cálculo de SHARAPM, en la que se tenga en consideración tanto el comportamiento de tramo de soporte, como el del nudo viga-soporte.
- e) Recopilación de una serie de recomendaciones de diseño y ejecución del refuerzo.

Es necesario destacar que tanto en la investigación desarrollada por Giménez (2007), como en la que se presenta en esta Tesis Doctoral, se analiza el comportamiento de los SHARAPM sometidos exclusivamente a compresión centrada, dejando para futuras investigaciones el caso en que el soporte se encuentre sometido a compresión excéntrica.

CAPITULO 3. ESTUDIO EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO DE SHARAPM SOMETIDOS A COMPRESIÓN CENTRADA. VERIFICACIÓN DE LOS MODELOS DE EF

3.1. Introducción

Con el objeto de estudiar el comportamiento de SHARAPM, en los laboratorios de ICITECH de la Universidad Politécnica de Valencia se planteó un estudio experimental, en el que se ensayaron tramos de SHARAPM a escala real, sometidos a compresión centrada.

Los resultados y conclusiones relativos a este estudio, se pueden consultar en Giménez y Calderón (2005), Calderón *et al.* (2006), Giménez *et al.* (2005; 2006) y Giménez (2007), donde se estudian en detalle las características de las probetas, ensayos realizados, etc.

Estos estudios han aportado conclusiones relativas al comportamiento de los SHARAPM de gran interés. Sin embargo, estas deben ser extrapoladas a condiciones distintas a las ensayadas, cubriendo la mayoría de casos de la práctica habitual. Dado el gran número de casos posibles y la complejidad de los ensayos a escala real, un estudio de este tipo es prácticamente inabordable mediante ensayos de laboratorio. No obstante, un estudio numérico por el MEF, hace posible el estudio del comportamiento de los SHARAPM ensayados en laboratorio, permitiendo además observar detalles y aspectos del comportamiento de difícil observación a partir de un estudio experimental. De este modo, será posible una mejor comprensión del comportamiento de los SHARAPM. Para ello, se precisará una verificación previa de los modelos, con el objeto de determinar si los resultados numéricos se aproximan de forma suficiente a los experimentales.

Una vez estén los modelos verificados, será posible efectuar un estudio paramétrico, en el que se podrá estudiar la influencia que tiene la variación de diferentes parámetros sobre el comportamiento de un SHARAPM. De esta manera, se consigue un ahorro económico considerable, ya que no hará falta un estudio experimental sobre cada uno de los factores que intervienen en el comportamiento de un SHARAPM.

Se plantea a continuación, de forma resumida, el estudio experimental desarrollado por Giménez (2007), que será la base para la verificación de los modelos de EF en el que se centrará este Capítulo.

3.2. Estudio experimental

Tal y como se ha remarcado con anterioridad, la fase experimental a la que se hace referencia ha sido completamente desarrollada por Giménez (2007). No obstante, se analiza continuación, de forma esquemática, con el objeto de servir como introducción a un estudio numérico que se analizará detalladamente.

3.2.1. Características de las probetas

Se ensayaron en laboratorio un total de 26 probetas formadas por un tramo de soporte de HA a escala real, reforzado mediante angulares y presillas metálicas. Estas probetas tenían una longitud total de 3100 mm, estando formadas por una parte central de 2500 mm de longitud y una sección transversal de $300 \times 300 \text{ mm}^2$ que representaba el tramo de soporte, mientras que en sus extremos se disponían unas cabezas de hormigón armado de dimensiones $300 \times 300 \times 600 \text{ mm}^3$, simulando la unión en el nudo viga-soporte.

El armado de cada soporte constaba de 4 barras de acero corrugado de 12 mm de diámetro dispuestas en la dirección longitudinal y estribos de 6 mm de diámetro separados 200 mm. Es necesario señalar que el armado empleado es el mínimo permitido por la normativa española (Ministerio de Fomento 1998) para soportes de HA, que coincide sensiblemente con la propuesta por la mayor parte de los códigos internacionales (Eurocode No. 2 1991; CEB-FIB 1991). Por otro lado, el armado de las cabezas de los extremos se diseñó con el objeto de que el ensayo del soporte no quedará condicionado por una rotura temprana en esta zona, tal y como ocurrió en Ramírez y Bárcena (1975) y Ramírez *et al.* (1977).

El refuerzo se realizó con perfiles laminados L80.8 y presillas de dimensiones $270 \times 160 \times 8 \text{ mm}^3$ y $270 \times 100 \times 8 \text{ mm}^3$, según el caso. Estas presillas quedaban unidas a los angulares mediante soldadura por hilo.

Con el objeto de mejorar el contacto entre el refuerzo y el hormigón del soporte, previamente al montaje de los angulares se disponía una capa de mortero de cemento o epoxi en las caras de estos, y a su vez se rellenaba el espacio que quedaba entre el hormigón y las presillas con el mismo material.

Se incluye en la Fig. 3.1 un esquema de la probeta sin reforzar y un refuerzo tipo, mientras que en la Fig. 3.2 se puede observar una sección transversal de un SHARAPM, en el que se puede ver el mortero dispuesto en la interfaz existente entre el refuerzo metálico y el hormigón del soporte.

Se plantearon 13 tipologías distintas de probetas, con diferente geometría en el refuerzo y variando en algunas de ellas las características del mortero de la interfaz refuerzo-soporte.

Además, se estudió el efecto que tiene sobre el comportamiento del SHARAPM el historial de cargas previo al cual ha estado sometido el soporte. Para esto último, se cargaron los soportes sin reforzar hasta el 65% de su carga última (a compresión centrada), procediendo posteriormente al refuerzo. En unos casos, se descargaba el soporte antes del refuerzo, mientras que en otros, se mantenía la carga hasta el momento de efectuar el ensayo.

Se describen en la Tabla 3.1 las características de cada una de las probetas ensayadas. En esta tabla, f_c representa la resistencia media del hormigón de la probeta en el momento del ensayo. Se indica además, el número de ejemplares ensayados para cada tipo de probeta, el número de alineaciones de presillas, la presencia o no de capitel, si se ha efectuado la descarga en el momento de ejecutar el refuerzo, así como el tipo de mortero empleado en la interfaz existente entre el refuerzo y el hormigón del soporte.

Dentro de los 13 tipos diferentes de probetas planteadas, se ensayaron 2 ejemplares de cada una de ellas. Con el objeto de poder estimar el incremento de carga debido al refuerzo, se ensayaron 2 tipos de probetas sin reforzar denominadas Test1 y Test2.

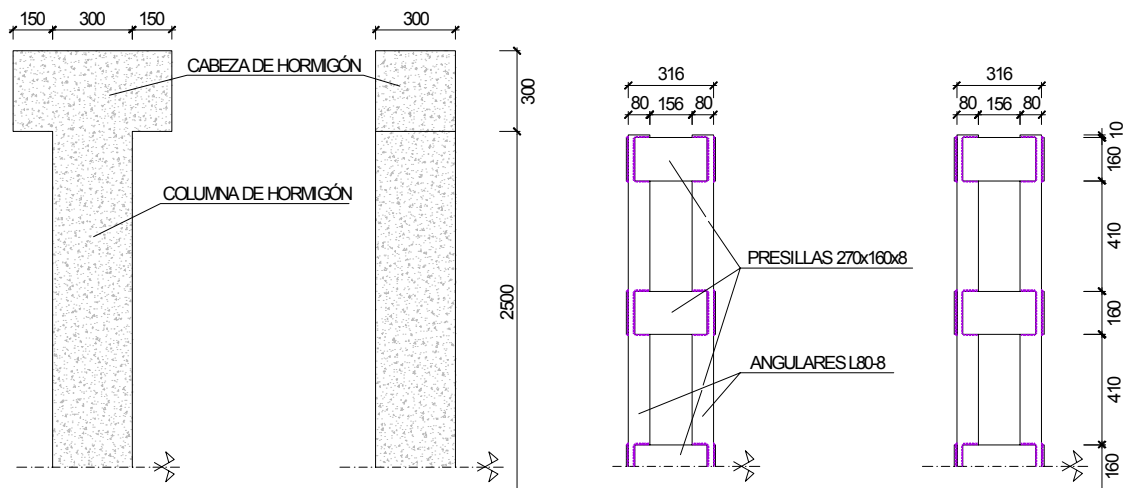


Fig. 3.1. Probeta sin reforzar y esquema de un refuerzo tipo (cotas en mm)

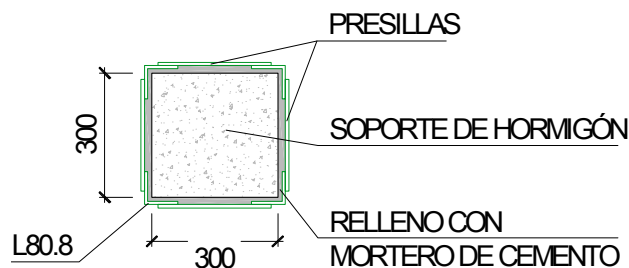


Fig. 3.2. Sección transversal de una probeta reforzada (cotas en mm)

El diseño del refuerzo de cada una de las tipologías de probeta, se efectuó cumpliendo las

siguientes premisas:

- a) Se pretende conocer la forma en que intervienen los diferentes mecanismos que provocan el incremento de la carga última del SHARAPM. Para ello, se diseñan dos tipos de probetas con un concepto de comportamiento distinto. Por una parte, el diseño de las probetas AD y AC se realiza de tal modo que los mecanismos que intervienen en el incremento de carga sean exclusivamente el confinamiento y la transmisión por tensiones rasantes en la interfaz de mortero. La concepción de las probetas BD y BC es completamente distinta, se omite el montaje de 4 de las presillas de los extremos, colocando a su vez unos capiteles metálicos en contacto con las cabezas de HA. De este modo, se pretende conocer el efecto que tiene la transmisión directa de cargas a través de los capiteles. Puede verse un esquema de estas probetas en la Fig. 3.3.
- b) En la práctica constructiva habitual, cuando surge la necesidad del reforzar un soporte de HA mediante angulares y presillas metálicas, se suele optar por disponer un capitel en los extremos con el objeto de asegurar una transmisión directa de cargas al refuerzo, o bien en omitir dicho elemento, confiando exclusivamente en la transmisión por tensiones rasantes y en el confinamiento impuesto por el refuerzo. En el caso en que se disponga un capitel, lo recomendable es soldarlo sobre la última presilla, asegurando un perfecto contacto con la viga superior. Podemos decir que mediante el diseño de las probetas ADa, AC, ADb, MEAD, MEBD, MEAC, y MEBC, se representa la práctica habitual de lo que suele ser un SHARAPM. A través de las Figs 3.3 y 3.4 se puede ver en detalle cada una de las probetas mencionadas.

Tabla 3.1. Características de cada una de las probetas

probeta	nº probetas	f_c (Mpa)	nº presillas	capitel	descarga/carga	mortero
Test1	2	11.9	-	-	-	-
ADa	2	15.5	5	no	D	cemento
BD	2	10.6	5	sí	D	cemento
AC	2	12.4	5	no	C	cemento
BC	2	14	5	sí	C	cemento
Test2	2	7.9	-	-	-	-
ADb	2	8.3	5	no	D	cemento
MEAD	2	8.3	5	no	D	epoxi
MEBD	2	8.3	5	sí	D	epoxi
PAD	2	8.3	7	no	D	cemento
PBD	2	8.3	7	sí	D	cemento
PAC	2	8.3	7	no	C	cemento
PBC	2	8.3	7	sí	C	cemento

Considerando que la zona crítica que condiciona el comportamiento de un SHARAPM se sitúa en los extremos (Calderón *et al.* 2006; Giménez *et al.* 2005 2006; Giménez 2007), el

diseño de las probetas PAD, PBD, PAC y PBC se efectuó con el objeto de mejorar el confinamiento y la transmisión por tensiones rasantes en dicha zona. Para ello se colocó una presilla adicional, tal y como se puede ver en la Fig. 3.5. En resumen, podemos decir que en el estudio experimental se pretendía determinar la influencia que tienen sobre el comportamiento del elemento reforzado, los siguientes factores:

- Existencia o no de capiteles para la transmisión directa de cargas, colocados en los extremos del soporte.
- Confinamiento impuesto por el refuerzo.
- Efecto del material de unión entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte en la transmisión de cargas por tensiones rasantes.
- Influencia del historial de cargas previo al que ha estado sometido el soporte sin reforzar.

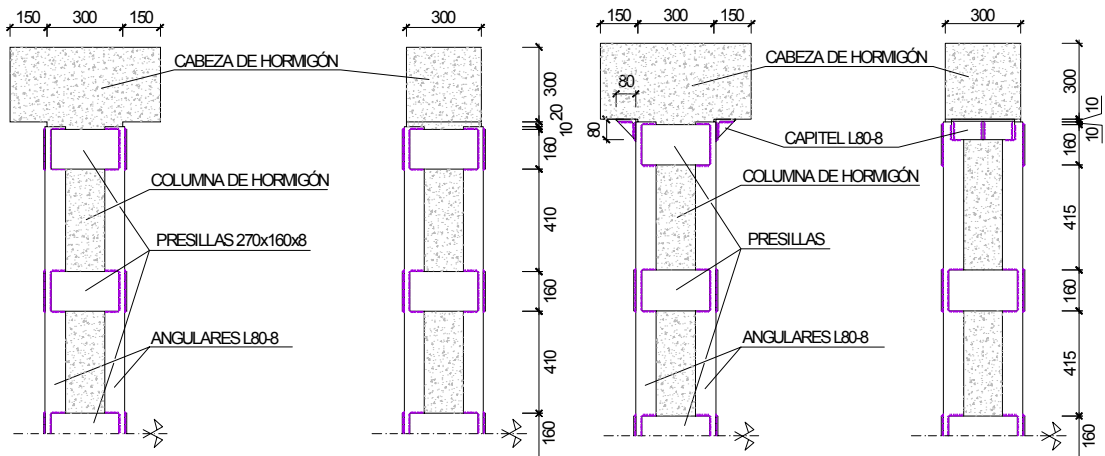


Fig. 3.3. (a) Probeta ADA, AC, ADb, MAD y MAC; (b) Probeta BD y BC

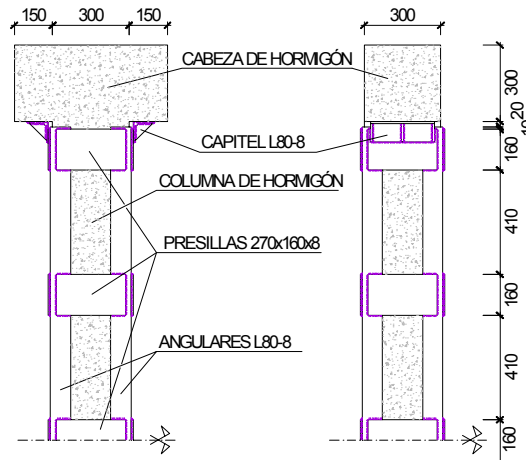


Fig. 3.4. Probeta MBD y MBC

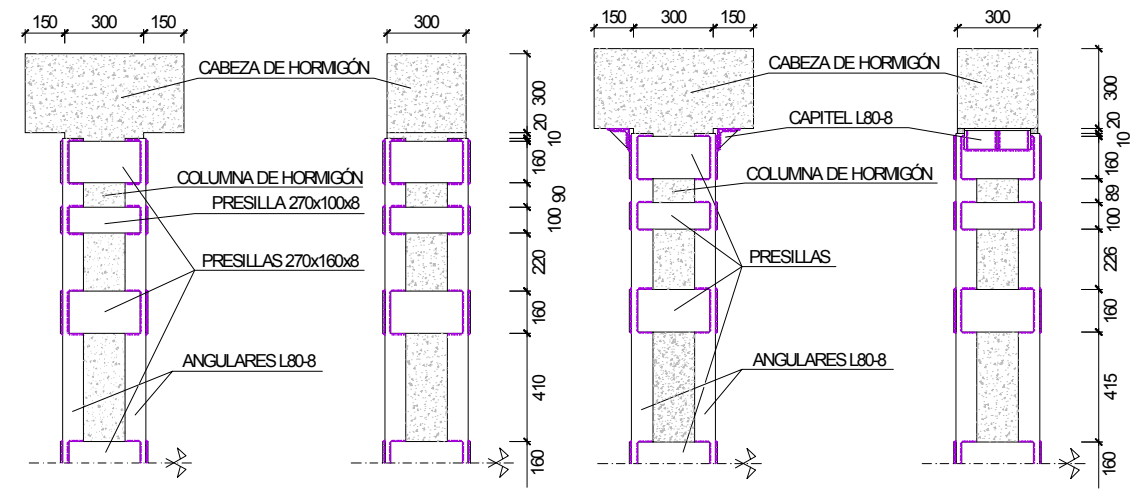


Fig. 3.5. (a) Probeta PAD y PAC; (b) Probeta PBD y PBC

3.2.2. Propiedades de los materiales

La dosificación del hormigón que formaba los soportes, se determinó de tal modo que la resistencia del mismo fuera reducida, con el objeto de simular un soporte con una resistencia insuficiente, y por lo tanto con necesidad de ser reforzado. Se incluye en la Tabla 3.2 la dosificación del hormigón para cada tipo de probeta ensayada.

Tabla 3.2. Dosificación del hormigón para cada tipo de probeta

Probetas	Kg relativos a 1 m ³ de hormigón			
	Cemento (CEM II 32.5)	Agua	Arena	Grava/gravilla
Test1; ADa; BD, AC;BC	200	155	830	1259
Test2; ADb; MAD; MBD; MAC; MBC; PAD; PBD; PAC; PBC	150	177	950	1100

La resistencia a compresión del hormigón se determinaba a partir de ensayos sobre probetas cilíndricas, que eran realizados a una edad de 7 y 28 días. Además, poco antes del ensayo de cada probeta se determinaba también la resistencia a compresión. Se incluye en la Tabla 3.1 el valor medio de la resistencia a compresión del hormigón en el momento del ensayo de cada una de las probetas.

Es necesario señalar que para las cabezas situadas en los extremos de las probetas se empleó hormigón de alta resistencia, con el objeto de evitar la rotura por concentración de tensiones en las zonas próximas a los puntos de aplicación de la carga. Este hormigón tenía una resistencia media de 90 MPa.

El mortero de cemento colocado entre los elementos de refuerzo y el hormigón, tenía una

relación cemento/arena de 1/2. En aquellos casos en que se disponía mortero con base epoxídica, la dosificación de la mezcla se efectuaba siguiendo las recomendaciones incluidas en el catálogo del fabricante

El acero de las armaduras longitudinales era del tipo B400S (Ministerio de Fomento 1998), con un límite elástico de 400 MPa, mientras que el de los estribos era del tipo B500T (Ministerio de Fomento 1998), con un límite elástico de 500 MPa. Por otro lado, el acero del refuerzo (angulares y presillas) era del tipo Fe430 (Eurocode No.3 1993) con un límite elástico de 275 MPa y un módulo de elasticidad de 204.19 GPa (Giménez 2007).

3.2.3. Instrumentación

Con el objeto de medir las deformaciones y desplazamientos, tanto en el acero del refuerzo como en el hormigón de la columna, se emplearon, para cada una de las probetas ensayadas, un mínimo de 14 galgas extensométricas adheridas al acero del refuerzo y 8 captadores de desplazamiento (LVDTs). Puede verse en la Fig. 3.6 un esquema de la instrumentación empleada.

Dentro de los LVTDs incluidos en la Fig. 3.6, los denominados *Lb* se empleaban para medir el deslizamiento entre los angulares y el hormigón del refuerzo, mientras que los *La* median el acortamiento del hormigón. Por otro lado, las galgas quedan representadas mediante la sigla *g*.

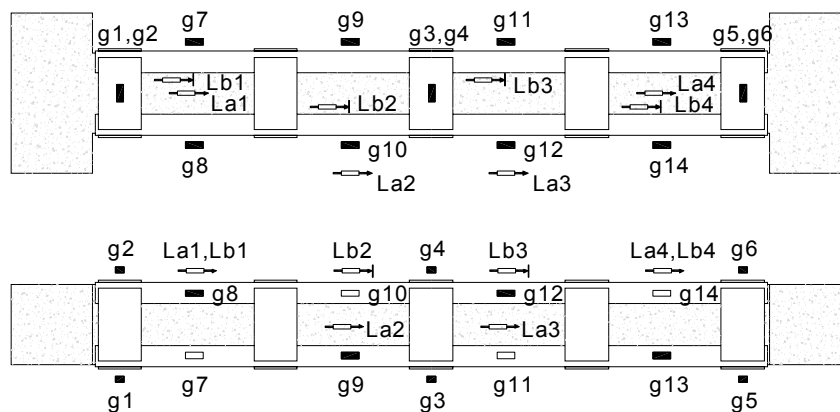


Fig. 3.6. Instrumentación (mínima) empleada

3.2.4. Procedimiento de ensayo

Los ensayos se llevaron a cabo en un marco metálico, aplicando la compresión centrada a través de una prensa hidráulica con una capacidad máxima de 5000 kN. La carga se aplicaba con un desplazamiento controlado a una velocidad aproximada de 0.5 mm/min. Esta carga era aplicada hasta que se producía la rotura de la probeta.

El tratamiento de los datos obtenidos de cada ensayo, es decir: carga aplicada por la prensa, deformación en galgas extensométricas y movimiento en LVDTs, se efectuaba a tiempo real a través de un ordenador Pentium IV equipado con el programa CEAD, programado en Labview por D. Vicente Miguel Sosa. El equipo de adquisición de datos era de la marca Hewlett Packard modelo HP 3852A.

El ensayo de cada probeta se efectuaba cuando el hormigón tenía una edad aproximada de 60 días. Las probetas se disponían dentro de un marco metálico donde eran ensayadas a compresión centrada. Puede verse en la Fig. 3.7 una representación del marco metálico y una de probetas dispuesta para ser ensayada.

Todas las probetas ensayadas presentaban un historial de cargas previo al ensayo. La totalidad de las probetas (sin reforzar) eran cargadas en el marco metálico hasta el 65% de su carga última (a compresión centrada). Aquellas probetas que eran descargadas antes de proceder al refuerzo (ADa; BD; ADb; MAD; MBD; PAD; PBD), se sacaban del marco una vez efectuada la precarga, ejecutándose el refuerzo en una zona del laboratorio habilitada para ello. Por otro lado, en aquellas probetas en las que era necesario mantener la carga (AC; BC; MAC; MBC; PAC; PBC), el refuerzo era ejecutado dentro del marco metálico. Puede verse en la Fig. 3.8 el montaje del refuerzo para el caso de una probeta descargada y para otra cargada.



Fig. 3.7. Marco metálico y probeta dispuesta para ser ensayada



Fig. 3.8. Ejecución del refuerzo en el exterior (probetas ADa; BD; ADb; MAD; MBD; PAD; PBD) e interior (probetas AC; BC; MAC; MBC; PAC; PBC) del marco

3.2.5. Resultados obtenidos del estudio experimental

Aunque los resultados obtenidos del estudio experimental se presentarán en un apartado posterior, de forma conjunta con los obtenidos a partir de un análisis por el MEF, se resume a continuación una serie de aspectos de interés relativos a la fase experimental:

- a) Para la totalidad de las probetas reforzadas, se detectó un considerable incremento de la carga última en comparación con las probetas sin reforzar (Test1 y Test2). Por otro lado, el acortamiento global en rotura presentaba también un incremento considerable, pudiendo decir que el refuerzo mediante angulares y presillas contribuye también a mejorar la ductilidad del soporte.
- b) A partir de un determinado nivel de carga, se detectó, en los extremos del soporte, el deslizamiento entre el acero del refuerzo y el mortero situado entre aquel y el hormigón del soporte. Esto significa que en esa zona había dejado de existir transmisión de cargas al refuerzo por el mecanismo de transmisión por tensiones rasantes, absorbiendo el hormigón de los extremos más carga de la que le correspondería como sección mixta.
- c) En algunas de las probetas con capitel en los extremos se produjo la rotura de una de las cabezas debido a las tensiones tangenciales originadas por los capiteles (véase Fig. 3.9), de manera similar a como ocurría en Ramírez y Bárcena (1975). Con el objeto de eliminar este problema en las probetas ensayadas con posterioridad, se reforzaron las cabezas mediante un encamisado metálico.



Fig. 3.9. Rotura de las cabezas de HA en las probetas en las cuales se disponen capiteles en los extremos del refuerzo

- d) Al comparar el comportamiento de las probetas en las que se había dispuesto mortero epoxi en la interfaz entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte (MAD, MBD, MAC Y MBD), con aquellas en las que ésta interfaz se había resuelto mediante mortero de cemento, no se observaron diferencias apreciables, ni en la carga última, ni en el acortamiento en rotura.

- e) Para la totalidad de las probetas, se detectó un elevado estado tensional en muchas de las presillas, fruto del confinamiento impuesto por éstas sobre el hormigón del soporte.
- f) Para aquellas probetas en las que se disponía de capitel en los extremos, se observaba que el mecanismo de transmisión directa de cargas era efectivo, ya que el hormigón de la zona de los extremos estaba menos cargado que en aquellas en las que no se disponía tal capitel.
- g) La disposición de unas presillas adicionales en los extremos del refuerzo, mejoraba considerablemente el comportamiento. Dichas presillas, contribuían a mejorar el confinamiento en los extremos de las probetas, así como la transmisión de carga entre el refuerzo y el hormigón del soporte
- h) Aunque en la mayor parte de los casos la rotura de las probetas ocurría en la en la zona más cercana a las cabezas, se detectó que en las probetas PBD y PBC, esta rotura se producía en una de las secciones más cercanas al centro, presentando un comportamiento cercano a lo que se podría denominar como sección mixta acero-hormigón.
- i) La descarga del soporte previa al refuerzo (probetas ADa, BD, ADb, MAD, MBD, PAD, PBD) mejoraba en cierto modo el comportamiento del SHARAPM. No obstante, a la vista de los resultados obtenidos se puede afirmar que, considerando la complejidad que entraña la descarga completa de una estructura, no sea necesario efectuar tal descarga si la carga a la que se encuentra sometido el soporte no supera el 65% de su carga última.
- j) Al analizar el modo de rotura de las probetas reforzadas, se detectó que ésta podía estar condicionada por la plastificación de los angulares situados más cerca de los extremos, por los situados en una de las secciones más cercanas al centro del soporte, o bien por la plastificación de alguna de las presillas (Giménez 2007), por lo tanto, cualquier formula de dimensionamiento debería tener en cuenta estos aspectos.

3.3. Planteamiento del estudio numérico

3.3.1. Generalidades

A través de un estudio experimental es posible analizar la influencia que tiene la variación de una serie de parámetros sobre el comportamiento de un SHARAPM, pero un estudio paramétrico exhaustivo sobre probetas a escala real, requeriría una inversión económica considerable, debido sobretodo a la gran cantidad de probetas que habría que ensayar. Además, en un estudio experimental existen una serie de limitaciones en la cantidad de datos que se pueden de medir, bien sea a partir de galgas extensométricas, captadores de desplazamiento, o cualquier otro aparato de medida.

Así es como se plantea la necesidad de desarrollar un modelo numérico. En este caso se ha

llevado a cabo un estudio por el MEF. De esta manera es posible comprender mejor el comportamiento de un SHARAPM, gracias a la gran cantidad de datos que se pueden tratar. Por otro lado, mediante un estudio por el MEF se puede analizar como afecta la variación de diversos parámetros sobre el comportamiento del SHARAPM, pudiéndose reducir la necesidad de realizar un elevado número de ensayos de laboratorio. No obstante, siempre será necesario un estudio experimental previo, con el objeto de verificar que los modelos numéricos representan de una manera razonable el comportamiento de los SHARAPM.

A partir de lo comentado en los párrafos anteriores se puede concluir que la combinación de un estudio experimental y numérico puede ser una poderosa herramienta para llegar a comprender el comportamiento de los SHARAPM.

A lo largo de este capítulo se analizan de forma numérica los SHARAPM ensayados de forma experimental por Giménez (2007), empleándose para ello el software comercial ANSYS 10.0 (2005). De este modo, se conseguirá una mejor comprensión de los SHARAPM, y además se conseguirá la verificación de los modelos, sentando las bases para un posterior estudio paramétrico.

Se plantea un análisis tridimensional por el MEF de las probetas más representativas ensayadas en laboratorio. En dichos modelos, se tendrán en cuenta diversas no-linealidades, con el objeto de aproximar lo mejor posible el comportamiento real de las probetas. Todos los aspectos referentes a la modelización efectuada, serán tratados con más detalle en apartados posteriores. No obstante, es de destacar que se considerarán:

- a) El comportamiento no lineal del acero, tanto el del refuerzo como el que forma las armaduras de las probetas.
- b) El comportamiento no lineal del hormigón. Para ello se empleará un modelo constitutivo que tenga en cuenta el comportamiento del hormigón confinado.
- c) Contacto en la interfaz entre el acero del refuerzo y el mortero/hormigón.
- d) No linealidad geométrica, considerando grandes desplazamientos.
- e) Efecto de la carga y descarga previa, a través de la opción “birth and death” implementada en ANSYS 10.0 (2005).

Todos los aspectos relativos al funcionamiento de ANSYS 10.0 (2005), se describen en los puntos que siguen.

3.3.2. Tipos de elementos finitos y mallado empleado

El hormigón que forma el tramo de soporte se modeliza mediante elementos hexaédricos SOLID65, el cual está formado por 8 nodos, con 3 grados de libertad por nodo (traslaciones en X, Y, Z). SOLID65 permite considerar el comportamiento no lineal del material

modelizado, para ello dispone de la posibilidad de considerar la fisuración (distribuida) y la rotura por compresión, a través del modelo constitutivo de Willam y Warnke (1974). No obstante, es posible considerar otros modelos constitutivos, tal y como se comentará con posterioridad. La Fig. 3.10 incluye la geometría y localización de los nodos del elemento.

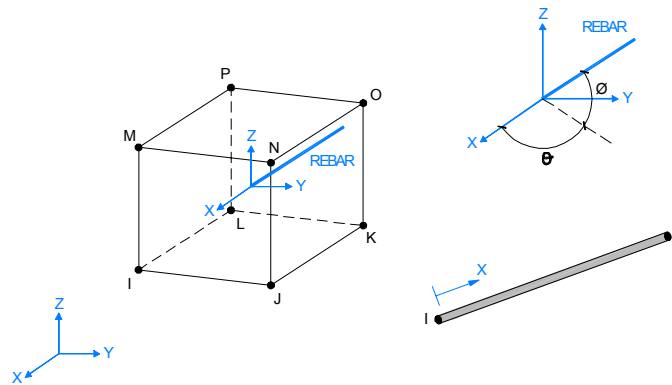


Fig. 3.10. Elementos SOLID65 y LINK8 (ANSYS 10.0 2005)

Las armaduras se pueden considerar distribuidas (“smeared”) dentro del elemento SOLID65, o bien se pueden considerar de manera discreta a través de elementos unidimensionales de 2 nodos LINK8 (véase Fig. 3.10). La elección de una u otra metodología, dependerá de las características del modelo considerado, ya que tal y como indican Barbosa y Ribeiro (1998) y Erduran y Yakut (2004), los resultados obtenidos serán muy similares, independientemente del modo en que se modelicen las armaduras.

En los modelos que se analizan en este Capítulo se plantearán las armaduras de manera distribuida, debido a la mayor simplicidad que se presenta para este caso particular. Las armaduras se introducen dentro de cada elemento como un ratio volumétrico, definido como el volumen de la armadura dividido por el volumen total del elemento. La orientación de las barras se define según el sistema de coordenadas de SOLID65.

El acero del refuerzo y el mortero situado entre el refuerzo y el soporte se han modelizado con elementos SOLID95. Este elemento está formado por 20 nodos con 3 grados de libertad por nodo (traslaciones en X, Y, Z), y permite considerar la plastificación del material analizado. Existe también la posibilidad de considerar un elemento con menor número de nodos, y por tanto, con mayor simplicidad de cálculo para la modelización del refuerzo. No obstante, debido al reducido espesor de los angulares y presillas, además del elevado gradiente de tensiones al cual se encuentran sometidos estos elementos, es aconsejable adoptar un elemento con mayor número de nodos a pesar del mayor coste computacional que ello origina. La práctica totalidad del refuerzo se modeliza mediante elementos hexaédricos, no obstante, por razones geométricas resulta necesario emplear elementos prismáticos para una pequeña zona de los capiteles. Este elemento queda representado en la Fig. 3.11.

La cabeza de hormigón de los extremos y la prensa que aplica la carga se han modelizado mediante elementos hexaédricos de 8 nodos SOLID45. Se incluye en la Fig. 3.11 una vista de este elemento.

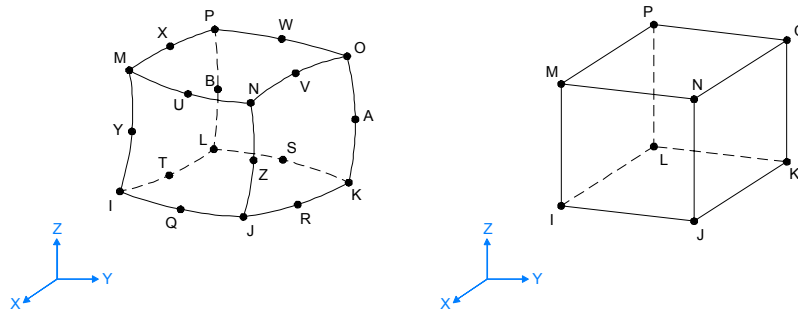


Fig. 3.11. Elementos SOLID95 y SOLID45 (ANSYS 10.0 2005)

El contacto entre el acero del refuerzo y el mortero/hormigón, se ha modelizado mediante los elementos de contacto TARGE170 y CONTA174. Estos elementos permiten plantear un modelo de fricción de Coulomb, produciéndose la separación de los elementos de la interfaz en el caso en que se detecten tensiones de tracción en la misma. Estos mismos elementos se han empleado también en el contacto entre la prensa y la cabeza de hormigón.

Por otro lado, el contacto entre el mortero y el hormigón se considera también con TARGE170 y CONTA174, pero esta vez, se considera como un contacto fijo, es decir con compatibilidad de movimientos entre los elementos que une. Esta última suposición se corresponde con lo observado en laboratorio, donde en ningún momento se produjo ningún despegue esa zona.

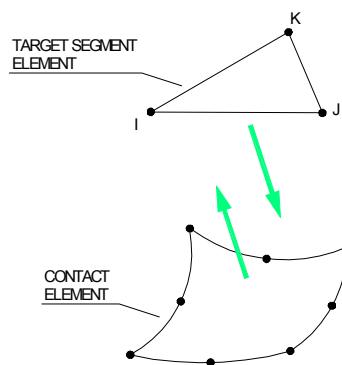


Fig. 3.12. Elementos TARGE170 y CONTA174 (ANSYS 10.0 2005)

Se han empleado diferentes tamaños de malla, dependiendo de la zona modelizada. El soporte de hormigón, cabezas de los extremos y prensa, tienen un tamaño de malla medio de $25 \times 25 \times 25 \text{ mm}^3$, mientras que en los elementos de refuerzo, el tamaño medio de la malla es de $15 \times 15 \times 8 \text{ mm}^3$.

En las Figs. 3.13 y 3.14 se puede ver uno de los modelos planteados, diferenciando cada uno de los elementos finitos que han sido considerados.

3.3.3. Condiciones de contorno y aplicación de carga

La totalidad de las probetas ensayadas por Giménez (2007) presentan 3 planos de simetría, por lo que, a efectos de la modelización numérica, se podrá considerar únicamente 1/8 de la probeta, aplicando condiciones de simetría en los planos correspondientes. De esta manera, se reducirá considerablemente el coste computacional que requiere el cálculo de un modelo.

Esta manera de operar ya la siguieron con anterioridad Mirmiran *et al.* (2000) y Shahawy *et al.* (2000) en el estudio de soportes de HA reforzados con FRP, además de Schneider (1998), Huang *et al.* (2002) y Hu *et al.* (2003) para el caso de soportes formados por tubos de acero rellenos de hormigón. En todos los casos citados, las condiciones de carga de los soportes analizados eran idénticas a las planteadas en los SHARAPM ensayados por Giménez (2007), mostrando una excelente aproximación al comportamiento real de las probetas ensayadas en laboratorio.

No obstante, debido a que en los ensayos se tiene un extremo con el desplazamiento impedido, y el otro con el desplazamiento impuesto debido a la presencia de una prensa, puede ocurrir que el análisis de 1/8 de la probeta no represente de manera satisfactoria el comportamiento real, sobretudo en la zona de los extremos de las probetas. Por este motivo, y con el objeto de verificar si es adecuado el análisis de 1/8 de la probeta, se plantean en el Apéndice I unos modelos por el MEF en los que se analizan 2 probetas: con 2 planos de simetría (1/4 de la probeta) y 3 planos de simetría (1/8 de la probeta) respectivamente. A la vista de los resultados, se concluye que es factible la simplificación de considerar en el análisis 1/8 de la probeta, en consonancia con la metodología empleada por Schneider (1998), Mirmiran *et al.* (2000), Shahawy *et al.* (2000), Huang *et al.* (2002) y Hu *et al.* (2003). Puede verse en la Fig. 3.15 un esquema de una de las probetas analizadas, con la simplificación (por simetría) correspondiente.

La carga aplicada por la prensa se considera mediante un desplazamiento controlado. Para ello, se impone un desplazamiento en uno de los nodos de la prensa, siendo la reacción en el citado nodo, la carga aplicada por la prensa. Será necesario corregir el valor de la reacción multiplicándolo por 4, y el del desplazamiento multiplicándolo por 2, con el objeto de tener en cuenta las condiciones de simetría especificadas.

Debido a la naturaleza no lineal de los modelos analizados, se emplea el método iterativo de Newton Raphson para la resolución del sistema de ecuaciones que se obtiene. Para ello, el desplazamiento impuesto en la prensa será aplicado mediante una serie de escalones, con un incremento del desplazamiento medio, en cada uno de ellos, de 0.05 mm.

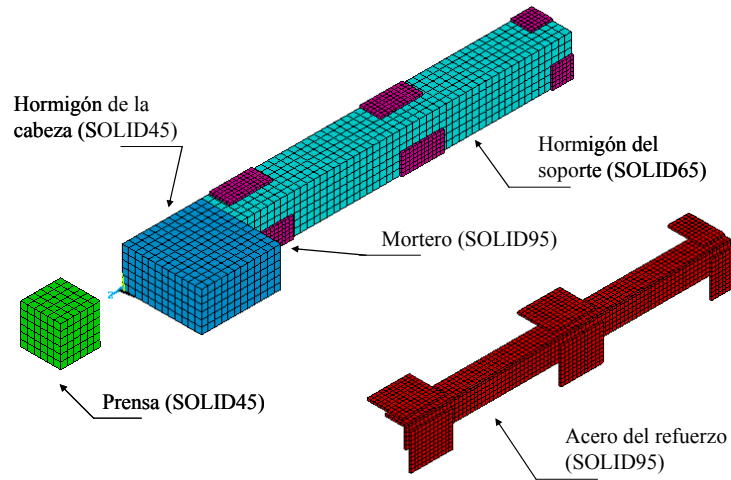


Fig. 3.13. Elementos finitos empleados para modelizar: prensa, cabezas de HA, tramo de soporte, mortero y refuerzo metálico

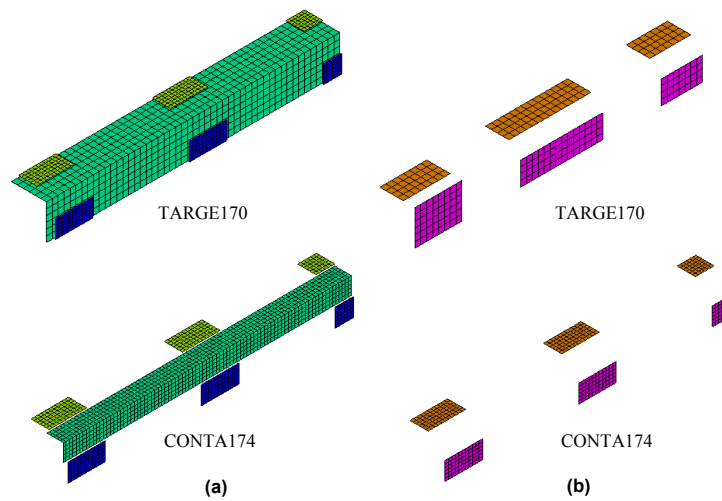


Fig. 3.14. Elementos finitos empleados para modelizar: a) contacto refuerzo-mortero/hormigón; b) contacto fijo mortero/hormigón

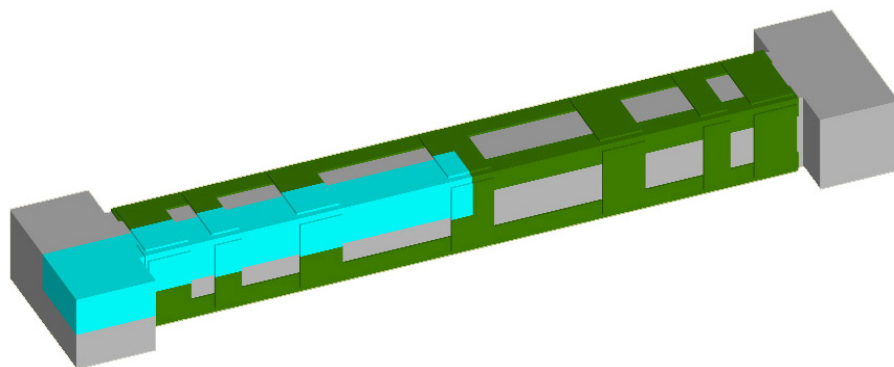


Fig. 3.15. Probeta tipo con la simplificación por simetría (1/8 de la probeta)

3.3.4. Modelización del hormigón confinado

El hormigón del soporte se encuentra confinado debido a la presencia del refuerzo metálico. Por lo tanto, será necesario plantear un modelo constitutivo que tenga en cuenta el incremento de resistencia debido a este confinamiento.

3.3.4.1. Modelos constitutivos en ANSYS 10.0 (2005)

Dentro de las posibilidades que presenta ANSYS 10.0 (2005) para considerar el comportamiento no-lineal del hormigón confinado, tenemos:

- a) Definición de una curva tensión-deformación, en la cual se considere el efecto de la presión de confinamiento (f_i). Puede emplearse para ello alguna de las curvas propuestas por Kent y Park (1971), Sargin (1971), Sheik y Uzumeri (1982), Mander *et al.* (1988a; 1988b), Saatcioglu y Razvi (1992), Cusson y Paultre (1995), Fardis y Khalili (1982), Karbhari y Gao (1997), Samaan *et al.* (1998), Miyauchi *et al.* (1999), Saafi *et al.* (1999), Spoelstra y Monti (1999), Toutanji (1999), Xiao y Wu (2000), y Lam y Teng (2001). En todas ellas, la curva tensión-deformación depende de f_i .
- b) Aplicación del criterio de rotura de Willam y Warnke (1974) (en adelante WW), mediante el cual se puede considerar fisuración del hormigón, además de la rotura por compresión del mismo. Este modelo constitutivo considera el comportamiento del hormigón confinado.
- c) Criterio de plastificación de Drucker-Prager (1952) (en adelante DP). Se trata de un criterio de plastificación elastoplástico, ampliamente aplicado en el estudio de materiales granulares, en el que se tiene en cuenta el efecto del confinamiento.

La manera de operar definida en a) es factible en aquellos casos en que f_i es constante a lo largo del elemento estudiado, y además se conoce esta presión en el momento en que se produce la rotura del elemento de hormigón (f_{lu}). Esta metodología se puede aplicar en elementos de HA con una presión de confinamiento conocida “a priori”, además de en el caso de soportes circulares reforzados con FRP y en tubos de acero rellenos de hormigón (Schneider 1998). En estos últimos casos, la expresión de f_{lu} , se obtendría tal y como se indicó en la Ec. (2.5) del Capítulo 2. Una vez definida f_{lu} , se puede determinar la curva tensión-deformación que definirá su comportamiento hasta la rotura.

La aplicación del criterio de rotura de WW lleva implícito el incremento de la resistencia del hormigón confinado. Diversos autores (Zhou *et al.* 2004; Barbosa y Ribeiro 1998; Shrestha *et al.* 2006) han señalado los problemas de convergencia que experimenta ANSYS 10.0 (2005) cuando, dentro del criterio de WW, se combinan la fisuración y la rotura por compresión. Estos problemas de convergencia provocan la imposibilidad de caracterizar, mediante un modelo por el MEF, el estado límite último del elemento considerado (Li *et al.* 2003)

Por otro lado, el criterio de plastificación de DP indicado en c) ha sido ampliamente empleado para el caso de soportes de HA reforzados con FRP (Mirmiram *et al.* 2000; Shahawy *et al.* 2000), en el caso de tubos de acero rellenos de hormigón (Huang *et al.* 2002; Johansson y Gylltoft 2002; Hu *et al.* 2003 2005; Ellobody y Young 2006a 2006b; Ellobody *et al.* 2006), así como para el caso de elementos de HA sin una presión de confinamiento exterior (Adam *et al.* 2006c 2006d 2007b 2007c). Este criterio de plastificación es más estable y origina un coste computacional inferior que el criterio de rotura de WW (Pallarés *et al.* 2005).

ANSYS 10.0 (2005) ofrece la posibilidad de combinar diferentes modelos constitutivos, de este modo, es posible aprovechar las ventajas que ofrece cada uno de ellos (Barbosa y Ribeiro 1998). Investigadores como Kachlakev *et al.* (2001), Erduran *et al.* (2004), Wolanski (2004), Shrestha *et al.* (2006), Queiroz *et al.* (2006), Kaewunruen y Remennikov (2006), Kavlicoglu *et al.* (2001; 2006) y Kazaz *et al.* (2006), combinaron las opciones definidas en a) y b), para definir el comportamiento a compresión del hormigón mediante una curva tensión-deformación, mientras que la fisuración frente a tensiones de tracción era considerada mediante el criterio de rotura de WW. En todos los casos considerados con anterioridad se obtuvo unos excelentes resultados a través de un estudio por el MEF, sin detectarse los problemas de convergencia que suelen aparecer al considerar la fisuración y la rotura por compresión mediante el criterio de rotura de WW.

3.3.4.2. Modelo constitutivo empleado

En los SHARAPM ensayados por Giménez (2007), el confinamiento originado por el refuerzo metálico no es constante, ni a lo largo de la directriz del soporte, ni dentro de cada una de las secciones transversales. Por este motivo, no se podrá emplear una curva tensión-deformación para caracterizar el comportamiento del hormigón confinado, ya que f_l varía en cada punto del soporte.

Se precisará emplear un modelo constitutivo que tenga en cuenta la influencia de f_l en el incremento de resistencia del hormigón confinado. Para ello, se emplea el criterio de plastificación de DP, por ser más estable y tener además un coste computacional inferior que el criterio de rotura de WW.

El criterio de DP empleado, es elástico y perfectamente plástico, sin considerar ninguna rama de endurecimiento. Se considera una regla de flujo no asociativa, con un ángulo de dilatación nulo ($\theta_f=0$). El comportamiento del hormigón será elástico hasta que se alcance la plastificación definida por la Ec. (3.1):

$$F = 3 \cdot \beta \cdot \sigma_m + \left[1/2 \cdot \{s\}^T \cdot [M] \cdot \{s\} \right]^{1/2} - \sigma_y = 0 \quad (3.1)$$

siendo σ_m la tensión media, $\{s\}$ el tensor desviador de tensiones,

$$[M]_{6 \times 6} = \begin{bmatrix} I_{3 \times 3} & 0 \\ 0 & 2I_{3 \times 3} \end{bmatrix},$$

$I_{3 \times 3}$ es la matriz identidad, y β es una constante del material dada por la Ec. (3.2):

$$\beta = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (3.2)$$

donde ϕ es el ángulo de rozamiento interno, y el parámetro de plastificación σ_y del material es definido como:

$$\sigma_y = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (3.3)$$

donde c es la cohesión del material.

La superficie de plastificación queda representada a través de un cono de sección circular, siendo los parámetros β and σ_y , tales que la superficie de plastificación definida por el criterio de Mohr-Coulomb (en adelante MC) quede dentro de la DP. Esta particularidad puede verse con más detalle en la Fig. 3.16.

La implementación del criterio de DP en ANSYS 10.0 (2005) requiere la definición de los parámetros c , ϕ y ϕ_f . Con respecto a ϕ_f , ya se ha indicado con anterioridad que se adopta una regla de flujo no-asociativa, siendo $\phi_f=0$.

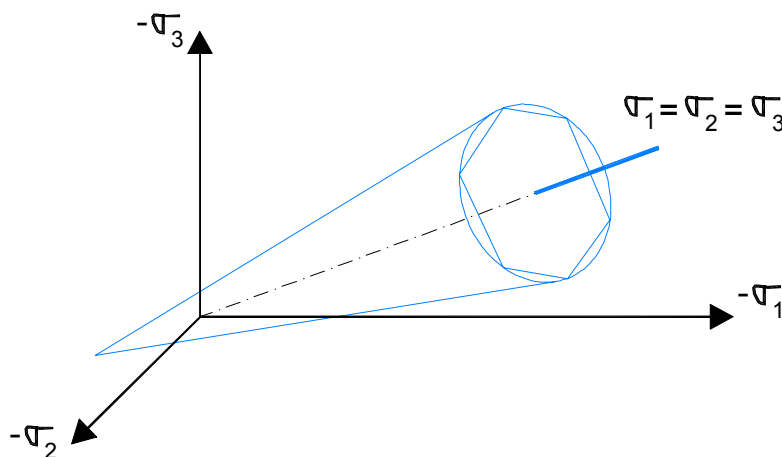


Fig. 3.16. Superficie de plastificación de Drucker-Prager (ANSYS 10.0 2005)

Los parámetros c y ϕ se pueden definir considerando la similitud que presentan los criterios de

plastificación de DP y MC. Considerando esta similitud, estos valores se pueden relacionar con la resistencia a compresión (f_c) y a tracción (f_t) del hormigón, de la manera expresada en las Ecs. (3.4) y (3.5) (Chen 1982):

$$f_c = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.4)$$

$$f_t = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (3.5)$$

Para el caso en que el hormigón esté confinado, como es el caso que nos afecta, c y ϕ se pueden determinar a partir de la Ec. (3.4) en combinación con la Ec. (3.6). La deducción matemática de estas expresiones se puede consultar en Berthet *et al.* (2006):

$$k_1 = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.6)$$

siendo k_1 el coeficiente de confinamiento efectivo definido en la Ec. (2.13) del Capítulo 2.

A parte de las expresiones basadas en el criterio de plastificación de MC, que permiten determinar c y ϕ , Rochette y Labossière (1996) propusieron las Ecs. (3.7) y (3.8), basadas en estudios efectuados sobre soportes de HA reforzados con FRP:

$$\phi = \sin^{-1} \left(\frac{3}{1 + \frac{2 \cdot f_c}{\sqrt{3}}} \right) \quad (3.7)$$

$$c = (f_c - 5 \cdot \sqrt{3}) \frac{3 - \sin \phi}{6 \cdot \cos \phi} \quad (3.8)$$

La formulación seguida en la presente Tesis Doctoral para la determinación de los parámetros c y ϕ es la definida a partir de las Ecs. (3.4) y (3.6), donde, a partir de la resistencia a compresión del hormigón sin confinar (f_c) y del coeficiente k_1 , quedan completamente definidos los parámetros requeridos. Esta metodología ha sido empleada por Mirmiran *et al.* (2000) y Adam *et al.* (2006a; 2006b; 2007c; 2007d)) con resultados satisfactorios.

El valor de f_c se conoce a partir de los ensayos sobre probetas cilíndricas. No obstante, la determinación de k_1 requiere operar mediante el método de “prueba y error” hasta lograr una solución de compromiso, tal que los resultados obtenidos a partir del MEF sean acordes con los obtenidos experimentalmente. En la totalidad de modelos propuestos en la presente Tesis

Doctoral se ha adoptado un valor $\theta = 25^\circ$, que se corresponde, según la Ec. (3.6) con $k_I = 2.46$.

Tal y como se indicó en el Apartado 2.5.3.3 del Capítulo 2, el valor de k_I no es una constante, dependiendo de f_t . Esto significa que θ dependerá también de f_t , al estar k_I y θ directamente relacionados (Ec. (3.6)). Ya se ha mencionado en diversas ocasiones que para el caso de un SHARAPM, el valor de f_t varía, tanto a lo largo de la directriz del soporte, como dentro de cada sección transversal, por lo que el valor de θ a adoptar también debería ser variable en cada punto del soporte de HA. Operando de este modo se complicaría excesivamente la modelización numérica, por lo que es necesario adoptar θ tal que represente un valor medio dentro del soporte. Tal y como se verá en el Apartado 3.5 del presente Capítulo, adoptando $\theta = 25^\circ$ para todos los modelos, se consigue representar el comportamiento real de los SHARAPM de una forma adecuada.

3.3.4.3. Parámetros mecánicos

El coeficiente de Poisson empleado es $\nu = 0.20$, mientras que el módulo de elasticidad se determina a partir de la recomendación de CEB-FIB (1991) incluida en la Ec. (3.9):

$$E_{ci} = E_{co} (f_c / f_{cmo})^{1/3} \quad (3.9)$$

donde E_{ci} es el módulo elástico, f_c es la resistencia a compresión, y f_{cmo} , E_{co} tienen los valores definidos en CEB-FIB (1991): $f_{cmo} = 10$ MPa; $E_{co} = 21.5$ GPa.

3.3.5. Modelización del acero

Para considerar el comportamiento no-lineal, tanto del acero que forma las armaduras, como del acero correspondiente al refuerzo, se emplea el criterio de plastificación de Von Mises (en adelante VM), con un comportamiento elástico-perfectamente plástico. La plastificación del material se producirá cuando la tensión equivalente (σ_e) definida a través de la Ec. (3.10) exceda el límite elástico del material (f_y).

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (3.10)$$

La superficie de plastificación es un cilindro con su eje según la dirección definida por $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, siendo estos últimos parámetros las tensiones principales. Se incluye en la Fig. 3.17 una representación de la superficie de plastificación de VM.

El módulo de elasticidad empleado para ambos tipos de acero es $E_s = 210$ GPa, con un coeficiente de Poisson $\nu = 0.30$. El límite elástico es $f_{ys} = 400$ MPa y $f_{yR} = 275$ MPa, para el acero de las armaduras y del refuerzo, respectivamente.

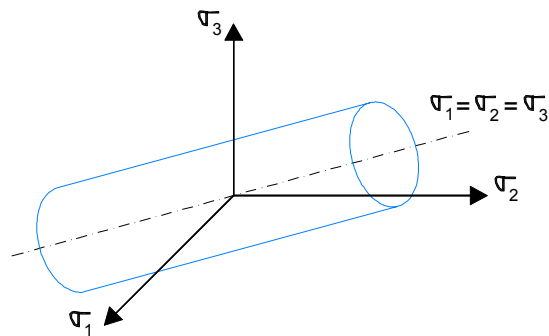


Fig. 3.17. Superficie de plastificación de Von Mises (ANSYS 10.0 2005)

3.3.6. Modelización del contacto entre superficies

En los modelos numéricos analizados, se plantean diversos tipos de contacto entre superficies. Por un lado se tiene el contacto entre la prensa y el hormigón de las cabezas, considerándose éste como un contacto sin rozamiento, ya que el único su único objeto es transmitir al soporte la carga aplicada sobre la prensa en forma de un desplazamiento controlado.

Para aquellos casos en que se disponen capiteles en los extremos del soporte, el contacto entre dichos capiteles y las cabezas de HA se considera sin rozamiento, siendo posible la separación entre superficies en el caso en se detecten tensiones de tracción.

Tal y como se ha detectado en los ensayos desarrollados por Giménez (2007), en ningún momento se observa deslizamiento relativo alguno entre la capa de mortero colocada por debajo del refuerzo y el hormigón. Con el objeto de ahorrar tiempo de cálculo, el contacto entre el hormigón del soporte y las capas de mortero se considera que estará siempre pegado, aplicando para ello la opción específica que ofrece ANSYS 10.0 (2005).

El contacto existente entre las capas de mortero y las presillas, además del existente entre el hormigón y los angulares, se modeliza mediante los elementos de contacto descritos en el Apartado 3.3.2 del presente Capítulo. Para tener en cuenta el posible deslizamiento relativo entre superficies, se considera el modelo de fricción de Coulomb expresado mediante la Ec. (3.11).

$$\tau_{crit} = a + \mu p \quad (3.11)$$

siendo τ_{crit} la tensión tangencial a partir de la cual se produce el deslizamiento entre superficies, a la adhesión, μ el coeficiente de rozamiento entre superficies, p la presión perpendicular a la superficie de contacto.

Siguiendo las indicaciones planteadas en al Apartado 2.5.1.1 del Capítulo 2, se considera $a=0$ MPa. Para el caso del coeficiente de rozamiento entre el acero y el mortero/hormigón, se

adopta el valor $\mu=0.25$, del mismo modo que Schneider (1998), Huang *et al.* (2002), Hu *et al.* (2003; 2005), Ellobody y Young (2006a; 2006b), Ellobody *et al.* (2006) y Lu *et al.* (2006).

3.3.7. Modelización del hormigón de las cabezas, mortero y prensa

Desde el punto de vista del estudio planteado por Giménez (2007), no interesa conocer el comportamiento de las cabezas de HA de los extremos, dejándose este aspecto para otro estudio que se planteará en el Capítulo 5. Por este motivo, se supone para este hormigón un comportamiento elástico y lineal, adoptando un coeficiente de Poisson $\nu=0.20$ y un módulo de elasticidad de 42.5 GPa, siguiendo las recomendaciones de ACHE (2004):

$$E_{ci} = 11000 \cdot (f_c)^{0.3} \quad (3.12)$$

En ninguno de los ensayos efectuados por Giménez (2007) se detectó la rotura del mortero situado entre el refuerzo y el hormigón del soporte. Por este motivo, se adopta, a efectos de la modelización numérica, un comportamiento elástico y lineal, con un coeficiente de Poisson $\nu=0.20$ y un módulo de elasticidad de 25 GPa.

La modelización de la prensa se realiza con el objeto de aproximar al máximo las condiciones del ensayo. Dado que no interesa un estudio específico de este elemento, se considera un comportamiento elástico y lineal, adoptando un coeficiente de Poisson $\nu=0.10$ y un módulo de elasticidad de 1000 GPa. De este modo se consigue modelizar un elemento con una elevada rigidez, tal y como ocurre con la prensa.

3.3.8. Aspectos relativos a la carga/descarga de los soportes

Tal y como se ha indicado en el Apartado 3.2.1 del presente Capítulo, las probetas ensayadas presentan un determinado historial de carga antes de ser ensayadas hasta rotura. Este historial de carga será necesario considerarlo también en la modelización numérica a efectuar.

ANSYS 10.0 (2005) ofrece la opción denominada “Birth and death” para simular, de forma numérica, el historial de carga planteado. La metodología a seguir es:

- a) Definir en primer lugar el SHARAPM con todos los elementos que lo forman.
- b) Eliminar mediante la opción “kill elements” los elementos que simulan el refuerzo metálico.
- c) Aplicar la precarga inicial (65% de la carga última del soporte sin reforzar) mediante el paso de carga 1 (“Load step 1”).
- d) A continuación, dependiendo de si el soporte se descarga previamente a su refuerzo, o en cambio se mantiene la carga durante la ejecución de aquel, se opera del siguiente modo:

- (1) Descarga del soporte previa al refuerzo (probetas ADa; BD; ADb; MAD; MBD; PAD; PBD). Se descarga el soporte del estado de carga definido en “Load step 1”, mediante un nuevo paso de carga (Load step 2). A continuación se activan los elementos que simulan el refuerzo (opción “Activate element”) para cargar el SHARAPM hasta rotura (Load step 3).
- (2) Refuerzo del soporte mientras se mantiene la carga (AC; BC; MAC; MBC; PAC; PBC). Manteniendo la carga definida en el “Load step 1”, mediante la opción “Activate element” se activan los elementos que simulan el refuerzo. Posteriormente se carga el SHARAPM hasta su rotura (Load step 2).

Debido a que el criterio de DP adoptado presenta un comportamiento elástico-perfectamente plástico, al cargar hasta el 65% de la carga última del soporte sin reforzar, no se produce plastificación alguna en el hormigón. De este modo, al descargar posteriormente el soporte, no existirá ningún tipo de deformación remanente en el hormigón. Podemos decir que esta es una de las principales limitaciones que presenta la consideración de un criterio de plastificación elástico-perfectamente plástico. Este problema no se produciría en el caso en que se hubiera definido el comportamiento del hormigón mediante una curva tensión-deformación con criterio de plastificación previo a la rotura, ya que el hormigón, a niveles de carga del 65% de su resistencia última, empieza a tener deformaciones remanentes tras un proceso de carga-descarga.

A la vista de lo comentado en el párrafo anterior, para el caso de las probetas ADa, BD, ADb, MAD, MBD, PAD y PBD, será equivalente seguir el procedimiento señalado en los puntos a)-d1), que aplicar la carga hasta rotura directamente desde el inicio, sin necesidad de plantear la opción “Birth and death”. De este modo, solo será necesario definir un paso de carga (Load step 1).

A partir de la curva tensión-deformación real del hormigón y la considerada en los modelos numéricos, se puede ver en detalle a través de las Figs. 3.18 y 3.19, el proceso de carga-descarga y ejecución del refuerzo, tanto el que ocurre en la realidad, como el considerado en la simplificación realizada en los modelos numéricos.

3.4. Descripción de los modelos analizados

A los efectos de este Capítulo, se modelizan de forma numérica la totalidad de las probetas ensayadas en laboratorio, a excepción de las probetas en las que se emplea mortero con base epoxídica en la interfaz entre el refuerzo y el soporte (MEAD y MEBD). Esta manera de operar queda justificada debido a que los resultados obtenidos son equivalentes al caso en que se emplea mortero de cemento (ADa, ADb). Por otro lado, entre las probetas testigo ensayadas en laboratorio (Test1 y Test2), se modeliza únicamente Test1, ya que los modelos de ambas probetas son idénticos, con la única variación de la resistencia del hormigón que

forma las mismas. Considerando que las probetas ADA y ADb presentan la misma geometría, variando únicamente la resistencia a compresión del hormigón, se modeliza únicamente ADb, debido a que en el ensayo experimental presentaba un mayor grado de instrumentación.

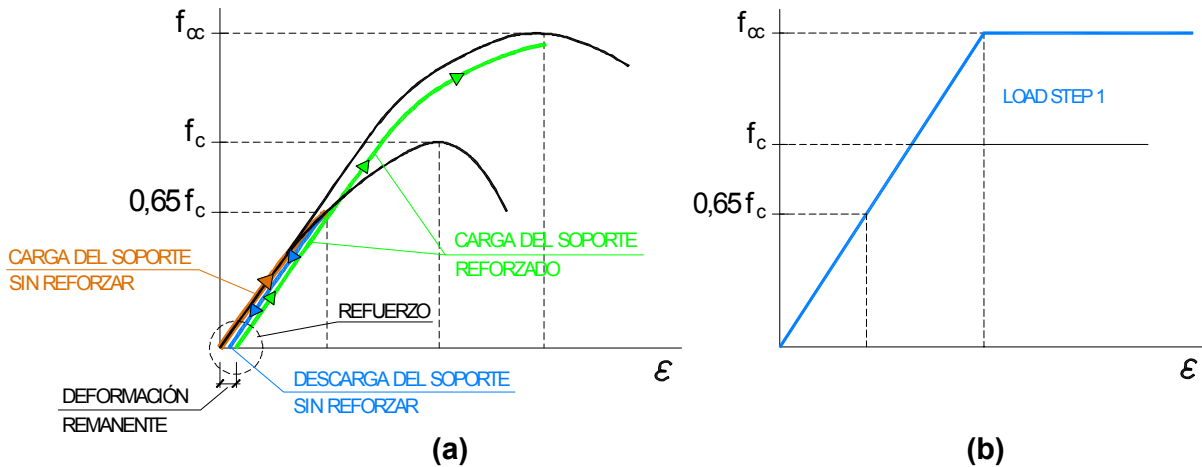


Fig. 3.18. Carga, descarga, ejecución del refuerzo y carga hasta rotura. (a) Comportamiento real; (b) Comportamiento simplificado (probetas ADA; BD; ADb; MAD; MBD; PAD; PBD)

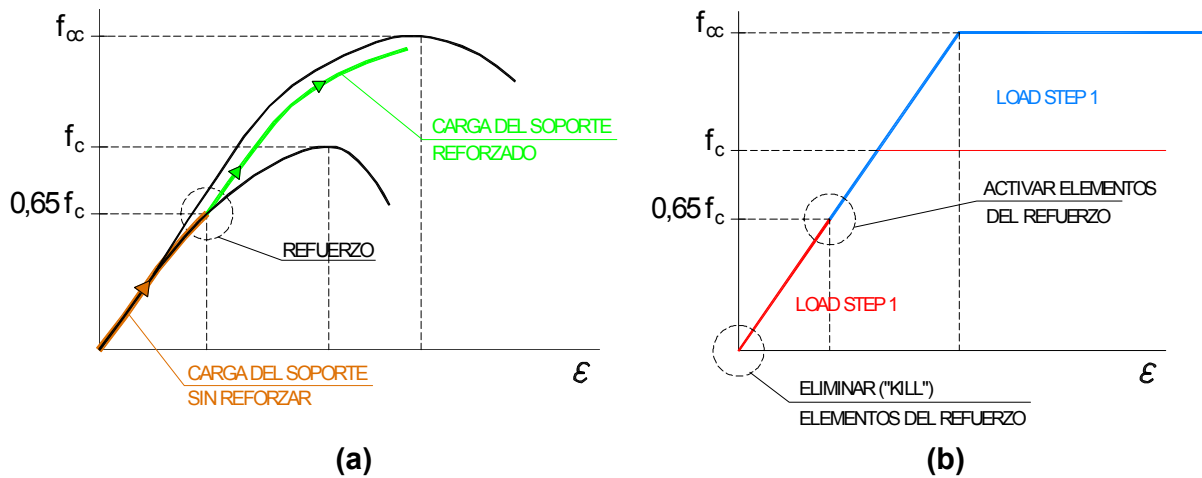


Fig. 3.19. Carga, ejecución del refuerzo y carga hasta rotura. (a) Comportamiento real; (b) Comportamiento simplificado (probetas AC; BC; MAC; MBC; PAC; PBC)

A partir de estos modelos, se determinará si es posible representar de forma numérica el comportamiento de los SHARAPM ensayados en laboratorio. La modelización de cada una de las probetas se realiza siguiendo las premisas descritas en el Apartado 3.3.

En la Tabla 3.3 se incluye para cada una de las probetas analizadas: resistencia a compresión del hormigón (f_c), parámetros que definen el criterio de plastificación de DP (c y θ), parámetros mecánicos del hormigón (E_{ci} y ν), y precarga realizada en el modelo numérico (en kN y como desplazamiento equivalente impuesto en mm), que para las probetas con descarga

previa a la ejecución del refuerzo, no coincide con la real (véase Fig. 3.18). El valor de c se determina a partir de la Ec. (3.4) una vez conocidos f_c y ϕ . E_{ci} se determina a partir de la Ec. (3.9).

Por otro lado, en la Tabla 3.4 se detallan el número y tipo de los elementos finitos (FE) empleados para modelizar cada una de las probetas.

Tabla 3.3. Parámetros mecánicos del hormigón que forma las probetas analizadas mediante el MEF y precarga realizada para cada una de ellas

probeta	Parámetros de DP			Parámetros mecánicos		Precarga	
	f_c (Mpa)	c (Mpa)	ϕ (°)	E_{ci} (Gpa)	ν	carga (kN)	desplazamiento (mm)
Test1	11.9	3.79	25	22.78	0.2	-	-
ADb	8.3	2.64	25	20.21	0.2	-	-
BD	10.6	3.38	25	21.92	0.2	-	-
AC	12.4	3.95	25	23.10	0.2	800	1.10
BC	14	4.46	25	24.05	0.2	800	1.24
PAD	8.3	2.64	25	20.21	0.2	-	-
PBD	8.3	2.64	25	20.21	0.2	-	-
PAC	8.3	2.64	25	20.21	0.2	591.5	0.73
PBC	8.3	2.64	25	20.21	0.2	591.5	0.73

Tabla 3.4. Número y tipo de EF empleados para cada modelo y en cada zona del mismo

probeta	SOLID45		SOLID65	SOLID95		TARGE170	CONTA174
	prensa	cabeza	soporte	mortero	refuerzo		
Test1	216	864	1800	-	-	36	36
ADb	216	864	1800	336	1495	1220	1558
BD	216	864	1800	336	1704	1208	1702
AC	216	864	1800	336	1495	1220	1558
BC	216	864	1800	336	1704	1208	1702
PAD	216	864	1800	420	1635	1336	1726
PBD	216	864	1800	420	1970	1372	1930
PAC	216	864	1800	420	1635	1336	1726
PBC	216	864	1800	420	1970	1372	1930

Se incluye en la Fig. 3.20 una vista de la probeta Test1. Además, también se han representado las armaduras dispuestas de manera distribuida (“smeared”), que coinciden plenamente con las consideradas en la totalidad de las probetas analizadas a lo largo de este Capítulo.

En las Figs. 3.21 a 3.22 se incluye una representación gráfica de cada uno de los modelos desarrollados. Los tipos de EF empleados coinciden con los indicados en las Fig. 3.13 y 3.14.

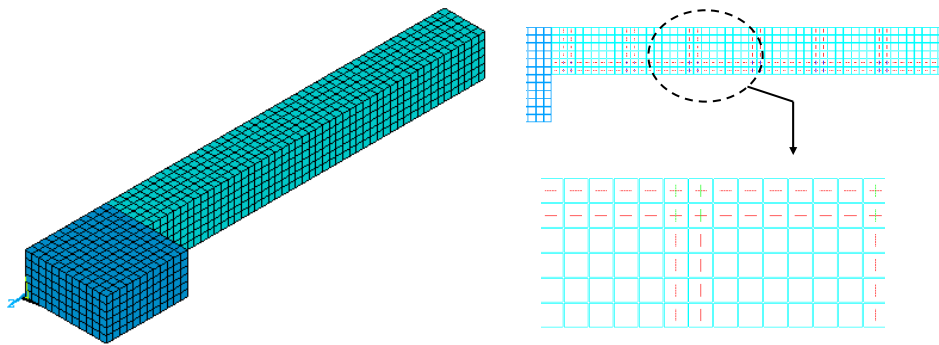


Fig. 3.20. Vista de la probeta Test1. Representación de la armadura distribuida

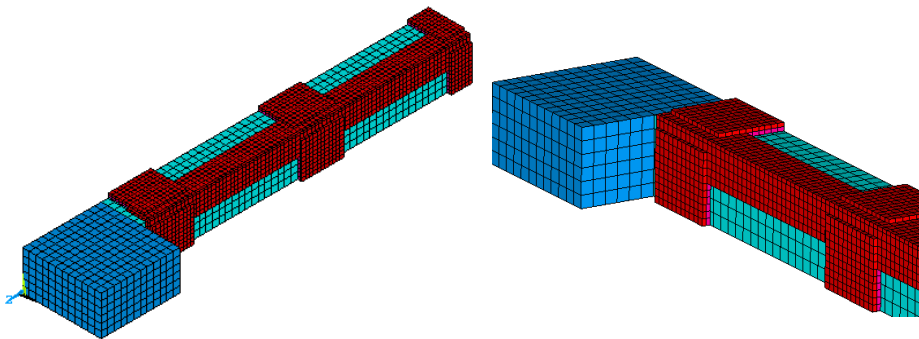


Fig. 3.21. Probetas ADb y AC. Vista tridimensional del modelo de EF

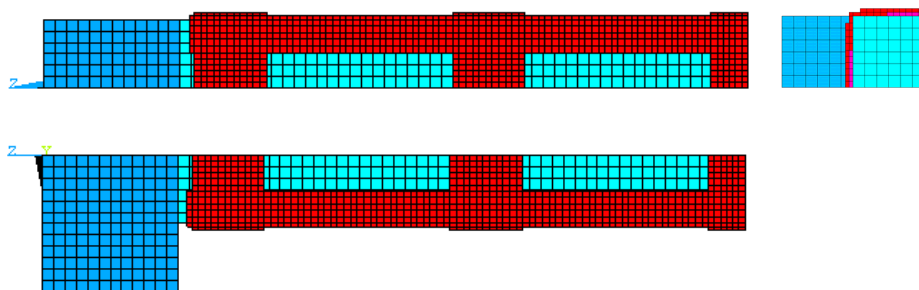


Fig. 3.22. Probetas ADb y AC. Alzado, planta y perfil

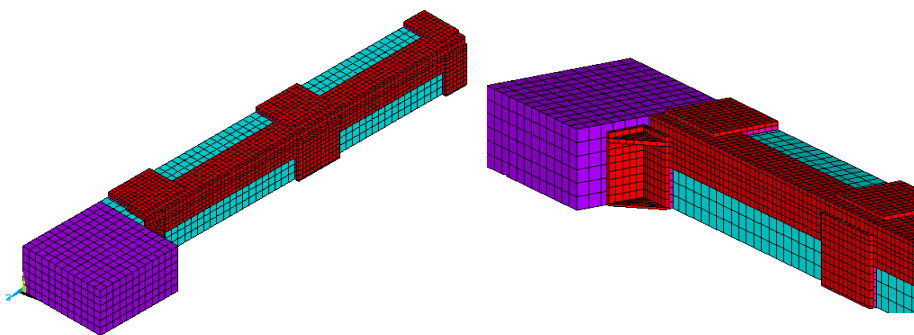


Fig. 3.23. Probetas BD y BC. Vista tridimensional del modelo de EF

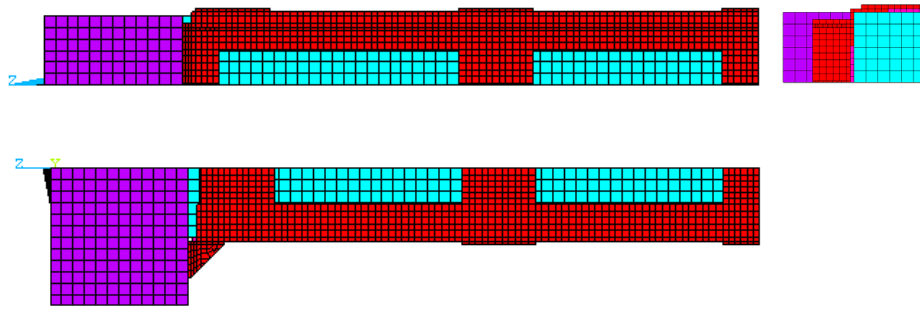


Fig. 3.24. Probetas BD y BC. Alzado, planta y perfil

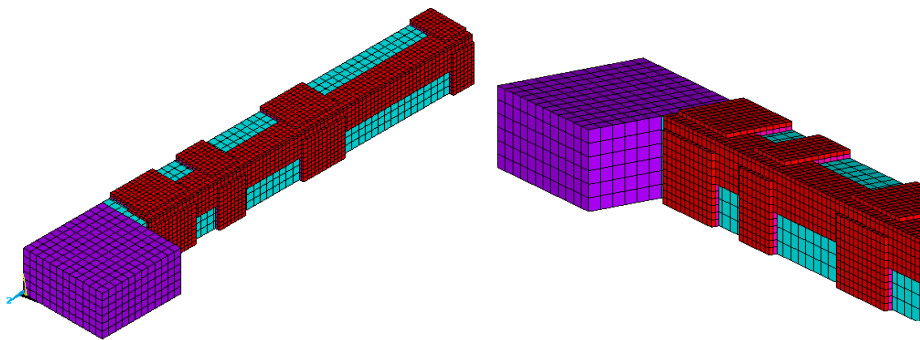


Fig. 3.25. Probetas PAD y PAC. Vista tridimensional del modelo de EF

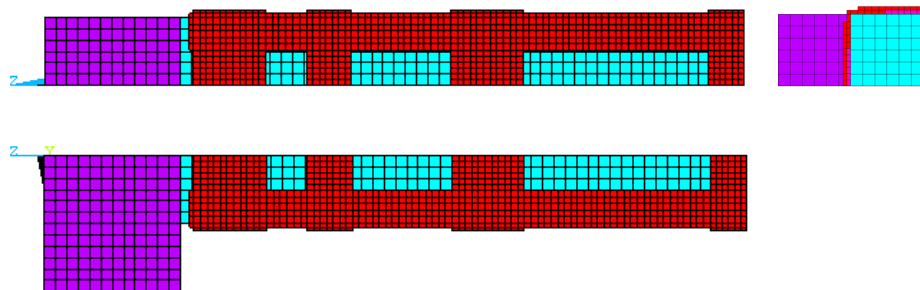


Fig. 3.26. Probetas PAD y PAC. Alzado, planta y perfil

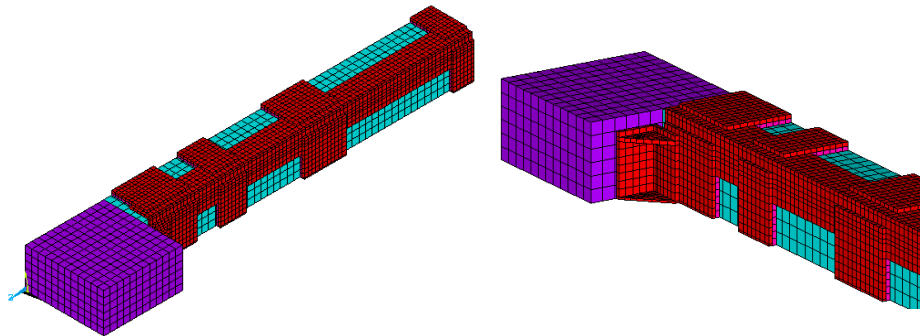


Fig. 3.27. Probetas PBD y PBC. Vista tridimensional del modelo de EF

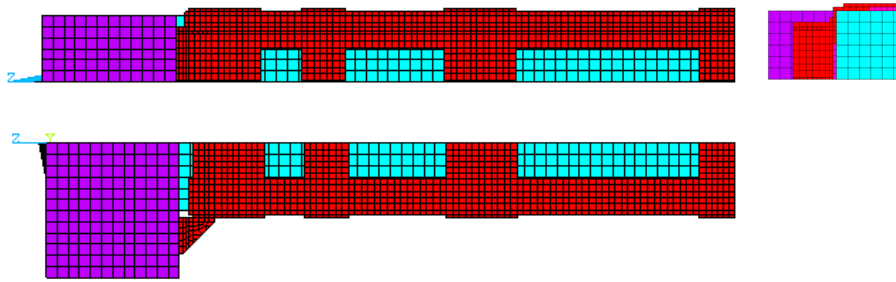


Fig. 3.28. Probetas PBD y PBC. Alzado, planta y perfil

3.5. Verificación de los modelos

Con el objeto de verificar los modelos de elementos finitos (en adelante EF), será necesaria una comparación, para cada una de las probetas, entre los resultados del estudio experimental y el numérico.

Para ello, en primer lugar se comprobará si la carga última obtenida de forma numérica (P_{MEF}) coincide sensiblemente con la del estudio experimental (P_{Exp}). El mismo proceso se seguirá para el caso de las curvas carga-acortamiento de cada uno de los modelos. Finalmente, se comprobará si las pautas de comportamiento de las probetas ensayadas de forma numérica, coinciden con las ensayadas en laboratorio.

La metodología descrita para la verificación de los modelos de EF ha sido también empleada por Hu *et al.* (2003; 2005), Ellobody y Young (2006a; 2006b), Ellobody *et al.* (2006) y Gupta *et al.* (2006).

Con el objeto de determinar si los modelos de EF son capaces de reproducir de manera satisfactoria los efectos de transmisión por rasante y el confinamiento impuesto por las presillas, en el Apéndice II se presenta una comprobación adicional, en la que se obtiene unos resultados aceptables.

3.5.1. Carga de rotura

Conocidas las cargas últimas de las probetas ensayadas de manera experimental (P_{Exp}), así como las obtenidas a través de los modelos numéricos (P_{MEF}), es posible conocer el grado de ajuste de los modelos de EF.

En la Tabla 3.5 se muestra la comparación entre las cargas últimas obtenidas experimental y numéricamente. Tal y como se puede ver, existe un buen grado de ajuste entre ambos grupos de resultados. Se detecta una diferencia máxima del 9% entre los resultados experimentales y numéricos, para el caso particular de la probeta PAC. Por otro lado, el valor medio del ratio

P_{Exp}/P_{MEF} es de 0.98, con una desviación típica de 0.061.

Tabla 3.5. Comparación entre las cargas últimas obtenidas a partir del estudio experimental y de los modelos de EF

Probeta	P_{Exp} (kN)	P_{MEF} (kN)	P_{Exp}/P_{MEF}
Test1	1352.3	1373.6	0.98
ADb	1954.8	1802.5	1.08
BD	2098.1	2258.0	0.93
AC	2324.1	2205.8	1.05
BC	2218.1	2413.1	0.92
PAD	2451.9	2409.2	1.02
PBD	2665.4	2663.0	1.00
PAC	2139.8	2360.2	0.91
PBC	2524.8	2628.3	0.96
Media	-	-	0.98
Desviación típica	-	-	0.061

3.5.2. Curva carga-acortamiento

En las Figs. 3.29 a 3.37, se comparan las curvas carga-acortamiento obtenidas de manera experimental con las obtenidas a través de los modelos numéricos. Tal y como se puede ver, los modelos de EF predicen de manera satisfactoria el comportamiento de las probetas.

Es necesario destacar que, a pesar de haberse ensayado 2 probetas de cada uno de los tipos señalados, en alguna de las probetas los resultados no resultaron representativos, debido a la rotura de alguna de las cabezas de hormigón, o bien a problemas en la adquisición de datos. Este es el motivo por el que en algunas de las figuras que siguen solo se compara una curva carga-acortamiento experimental con la obtenida a través de los modelos de EF.

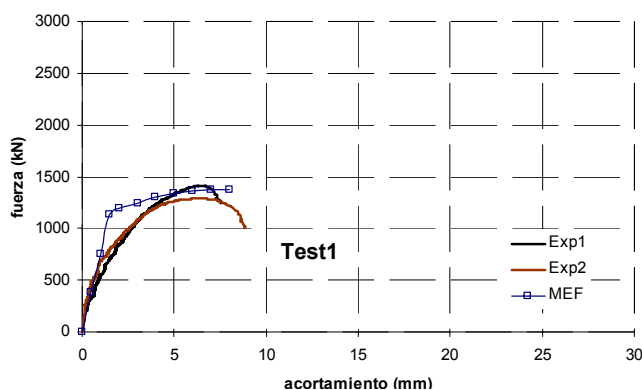
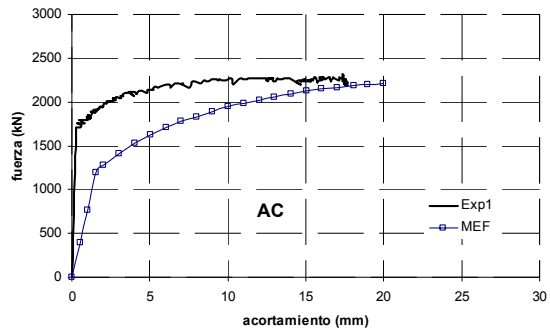
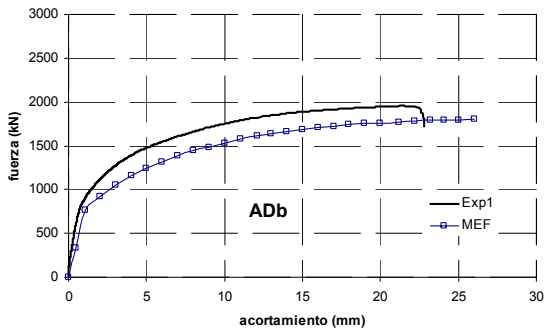
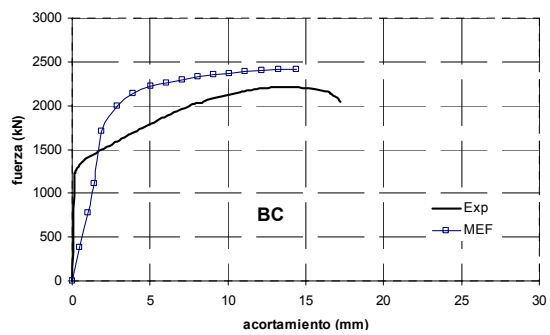
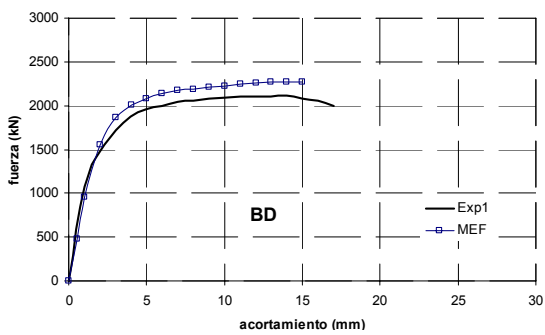


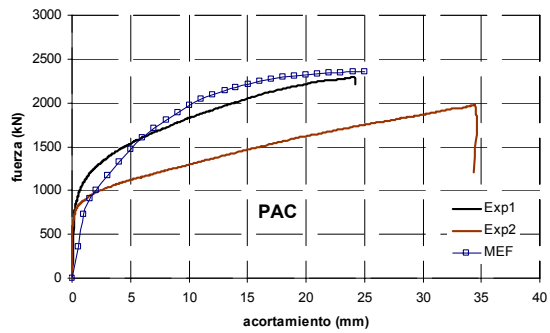
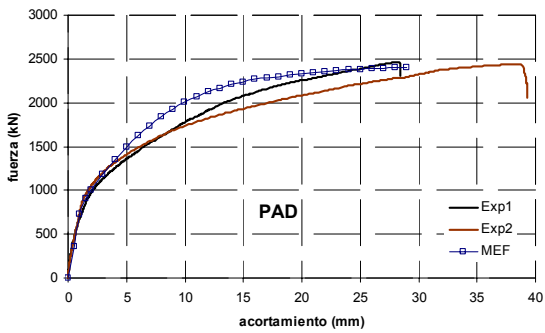
Fig. 3.29. Curva carga acortamiento. Probeta Test1



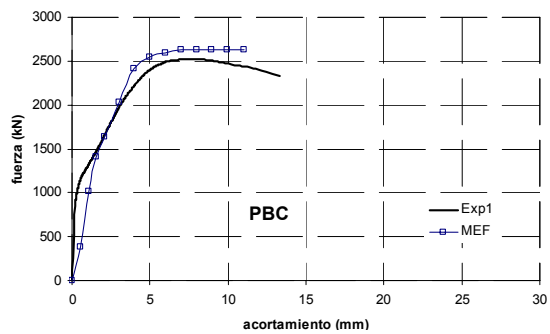
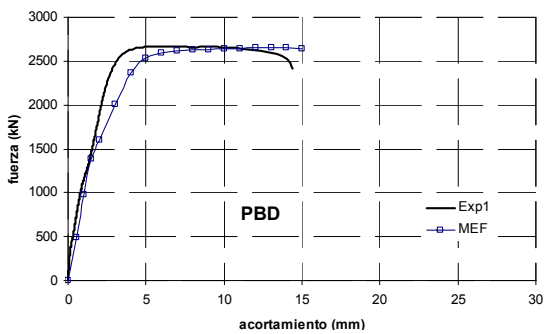
Figs. 3.30 y 3.31. Curva carga acortamiento. Probetas ADb y AC



Figs. 3.32 y 3.33. Curva carga acortamiento. Probetas BD y BC



Figs. 3.34 y 3.35. Curva carga acortamiento. Probetas PAD y PAC



Figs. 3.36 y 3.37. Curva carga acortamiento. Probetas PBD y PBC

3.5.3. Pautas de comportamiento

Una vez se han comparado los resultados experimentales y numéricos, referentes a las cargas últimas y curvas carga-acortamiento, quedaría analizar si las pautas de comportamiento detectadas en los modelos de EF coinciden con las observadas en laboratorio.

En este apartado se compara, de manera cualitativa, el comportamiento y modo de rotura de cada una de las probetas analizadas numéricamente, con las ensayadas en laboratorio.

Se incluye a continuación, para cada una de las probetas, el planteamiento descrito con anterioridad. De este modo, habremos seguido la metodología de verificación de los modelos adoptada con anterioridad por Hu *et al.* (2003; 2005), Ellobody y Young (2006a; 2006b), Ellobody *et al.* (2006) y Gupta *et al.* (2006).

Es necesario indicar que el comportamiento, dentro de una misma geometría de refuerzo, para las probetas descargadas antes de ejecutar refuerzo (ADb; BD; PAD; PBD) y reforzadas manteniendo la precarga (AC; BC; PAC; PBC), es muy similar, tal y como hemos podido ver a través de la propia forma de las curvas carga-acortamiento incluidas en las Figs. 3.28 a 3.35. Giménez (2007) coincide en la afirmación anterior, señalando que el comportamiento, así como el modo de rotura son muy similares.

Por lo tanto, en este apartado se tratan de forma conjunta las probetas descargadas antes de ejecutar el refuerzo (ADb; BD; PAD; PBD) y reforzadas manteniendo la precarga (AC; BC; PAC; PBC).

3.5.3.1. Probetas ADb y AC

Tal y como indican Giménez *et al.* (2006), Calderón *et al.* (2006) y Giménez (2007), la rotura del hormigón de estas probetas se producía entre las 2 primeras presillas, produciéndose además la plastificación de los angulares del refuerzo de esta zona, debido a la combinación de esfuerzos axiales y de flexión (originada por la expansión lateral del hormigón). Además, en la zona de los extremos se producía el deslizamiento relativo entre los elementos del refuerzo y el mortero colocado en la interfaz entre aquellos y el hormigón del soporte, debido a las tensiones rasantes existentes entre ambos materiales.

En la Fig. 3.38 se incluyen una serie de fotografías del instante de la rotura de algunas de estas probetas, en las que queda de manifiesto lo comentado con anterioridad.

Al estudiar el comportamiento en rotura de los modelos de EF realizados para estas probetas, observamos las mismas pautas de comportamiento que se detectaron en laboratorio. En la Fig. 3.39 se puede ver que la rotura del hormigón se produce entre las 2 primeras presillas,

acompañado de la plastificación de los angulares de esta zona. Además, se detecta un cierto desplazamiento relativo entre el mortero de la interfaz y los elementos del refuerzo. Por otro lado, la deformada de los angulares representada en la Fig. 3.39(a), coincide con la que se puede ver en la Fig. 3.38(c).



Fig. 3.38. Instante de la rotura de las probetas ADB y AC. (a), (b) Rotura del hormigón situado entre las 2 primeras presillas; (c) Rotura del hormigón situado entre las 2 primeras presillas y plastificación de los angulares del refuerzo; (d) Deslizamiento relativo entre los elementos del refuerzo y el mortero de la interfaz

Se ha empleado el denominado “stress state ratio” para determinar el grado de plastificación del hormigón. Este parámetro se define como el ratio entre la tensión equivalente obtenida para el criterio de plastificación de DP y el parámetro que define la plastificación del material. Cuando este ratio es igual o mayor que uno, ocurre la plastificación del material, y cuando es menor que uno, el material presentará un comportamiento elástico.

3.5.3.2. Probetas BD y BC

Para el caso de estas probetas, la rotura del hormigón se producía en los extremos, coincidiendo con una plastificación parcial de los angulares de esa zona (Giménez *et al.* 2006; Calderón *et al.* 2006; Giménez 2007). Esto último queda de manifiesto a través de la Fig. 3.40.

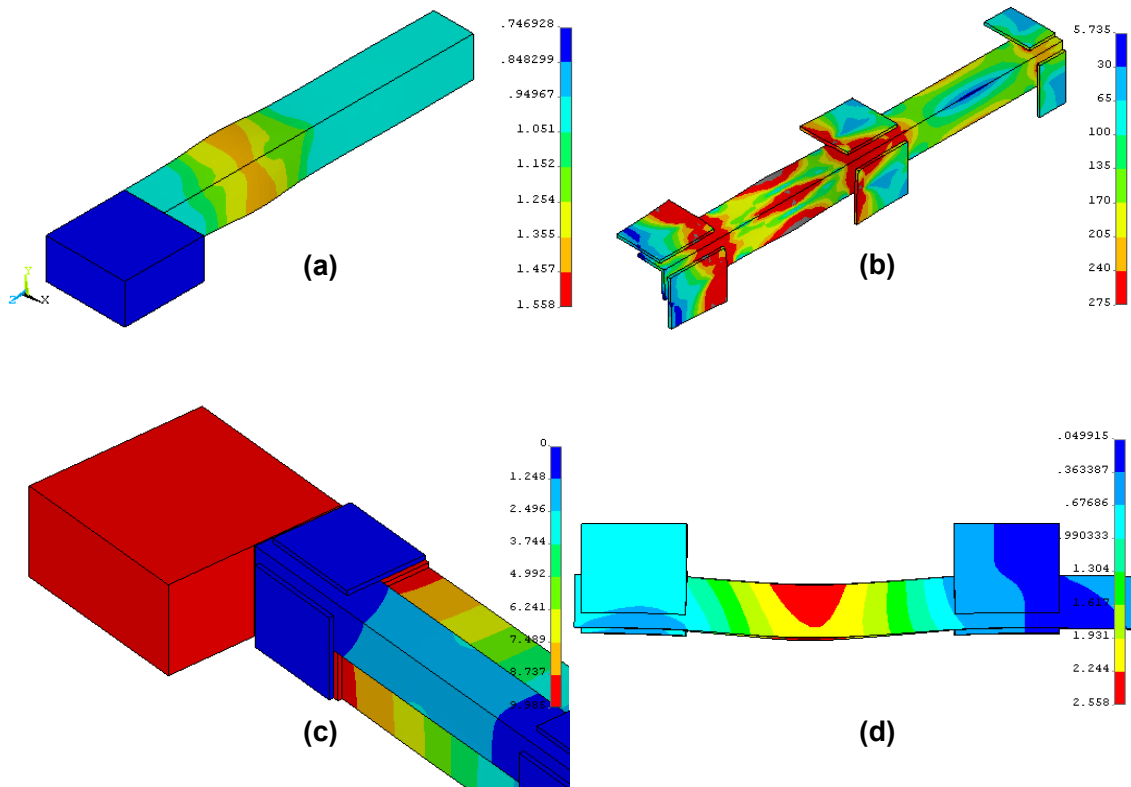


Fig. 3.39. Instante de la rotura de las probetas ADb y AC (modelo de EF). (a) Plastificación del hormigón situado entre las 2 primeras presillas (“Stress state ratio”); (b) Plastificación de los angulares situados entre las 2 primeras presillas (tensión de Von Mises); (c) Deslizamiento relativo entre los elementos del refuerzo y el mortero de la interfaz (en mm); (d) Deformada de los angulares situados entre las 2 primeras presillas (en mm)

Por otro lado, se detectaba también un cierto deslizamiento relativo entre los elementos del refuerzo y el mortero de la interfaz. Además, a medida que entraban en carga los capiteles, se producía una separación en los extremos de los mismos, en relación a las cabezas de hormigón. Esto último puede verse en la Fig. 3.44(b), relativa a las probetas PBD y PBC.



Fig. 3.40. Instante de la rotura de las probetas BD y BC. (a) Rotura del hormigón situado entre las 2 primeras presillas; (b) Plastificación y deformada de los angulares situados en los extremos de las probetas

Si pasamos a estudiar los resultados obtenidos de forma numérica, podemos ver que la plastificación del hormigón se localiza en la misma zona que se ha indicado con anterioridad (véase Fig. 3.41(a)). Además, la deformación de los angulares en la zona de los extremos (Fig. 3.41(b)) es muy similar a la observada en la Fig. 3.40 (b).

Del mismo modo, en la Fig. 3.41(c) se puede ver el deslizamiento relativo entre los elementos del refuerzo y el mortero al que se hacía referencia en un párrafo anterior. Por otro lado, en la Fig. 3.41(d) se observa la separación de los extremos de los capiteles (en relación a las cabezas de hormigón), a la cual también se hacía mención con anterioridad.

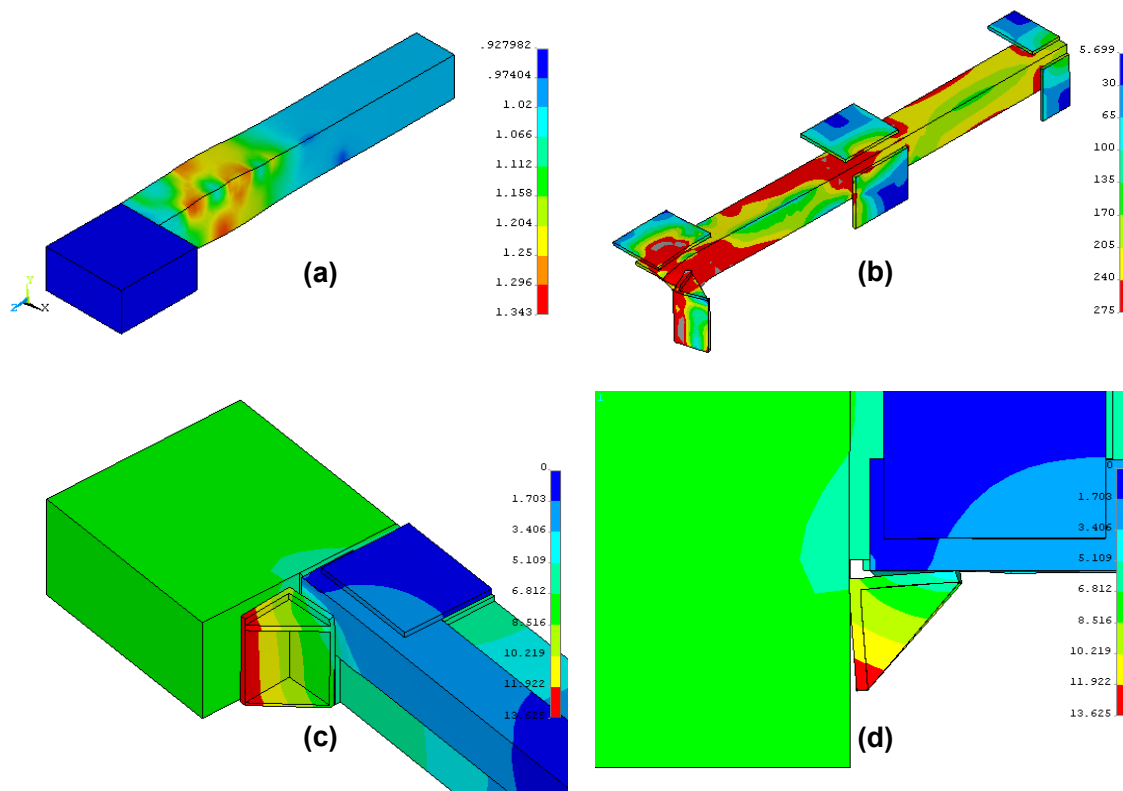


Fig. 3.41. Instante de la rotura de las probetas BD y BC (modelo de EF). (a) Plastificación del hormigón situado entre las 2 primeras presillas (“Stress state ratio”); (b) Plastificación de los angulares situados entre las 2 primeras presillas (tensión de Von Mises); (c) Deslizamiento relativo entre los elementos del refuerzo y el mortero de la interfaz (en mm); (d) Deformada de los capiteles (en mm)

3.5.3.3. Probetas PAD y PAC

Giménez (2007) indica que la rotura del hormigón de estas probetas se localizaba en la zona de los extremos, tal y como se puede ver en la Fig. 3.42. Esta rotura iba acompañada de la plastificación en la segunda presilla. Se detectaba además, una cierta deformación de la primera presilla en la dirección perpendicular a la misma, tal y como se puede ver en la Fig.

3.42(d). Esta deformación estaba originada por la propia expansión lateral del hormigón (efecto Poisson).

Del mismo modo que en las probetas descritas con anterioridad, se observaba un cierto deslizamiento relativo entre los elementos del refuerzo y el mortero de la interfaz.



Fig. 3.42. Instante de la rotura de las probetas PAD y PAC. (a), (b), (c) Rotura del hormigón situado en los extremos de la probeta; (d) Deformación de la primera presilla en la dirección perpendicular a la misma

Tras el análisis de estas probetas por el MEF, se detectaron las mismas pautas de comportamiento detectadas en los ensayos de laboratorio. Tal y como se desprende de la Fig. 3.43(a), la plastificación del hormigón se produce en la zona de los extremos, de forma idéntica a lo observado en las Figs. 3.42(a), 3.42(b) y 3.42(c). Esta plastificación del hormigón va acompañada también de la plastificación de la primera presilla (véase Fig. 3.43(b)).

Al analizar la deformada de los modelos numéricos, se detecta también un cierto deslizamiento relativo entre los elementos del refuerzo y el mortero de la interfaz (Fig. 3.43(c)). Por otro lado, la deformación perpendicular a la primera presilla a la que se hacía mención con anterioridad y que se puede ver en la Fig. 3.42(d), también se detecta en los modelos numéricos, tal y como se puede ver en la Fig. 3.43(d).

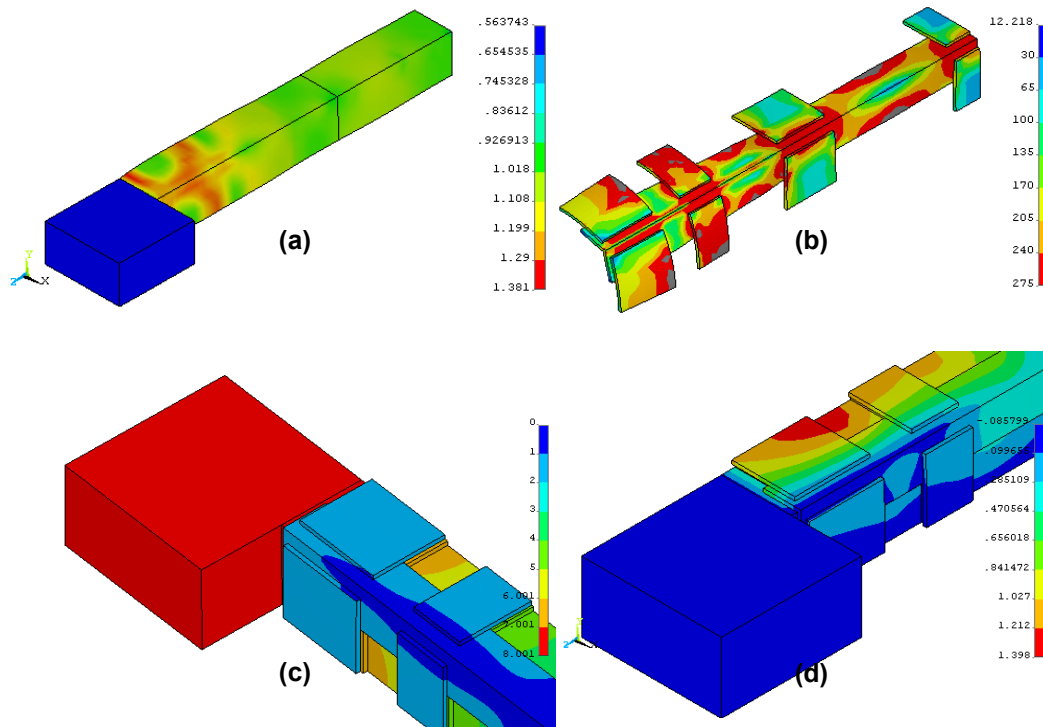


Fig. 3.43. Instante de la rotura de las probetas PAD y PAC (modelo de EF). (a) Plastificación del hormigón situado en los extremos de la probeta (“Stress state ratio”); (b) Plastificación de la segunda presilla (tensión de Von Mises); (c) Deslizamiento relativo entre los elementos del refuerzo y el mortero de la interfaz (en mm); (d) Deformada en dirección vertical (en mm)

3.5.3.4. Probetas PBD y PBC

La rotura de estas probetas se producía en la zona central, entre las presillas tercera y cuarta (Giménez 2007). Tal y como se puede ver en la Fig. 3.42(a), en la zona central de las probetas se detectaba la rotura del hormigón, acompañada por la plastificación de los angulares.



Fig. 3.44. Instante de la rotura de las probetas PBD y PBC. (a) Rotura del hormigón situado en la zona central de la probeta, y plastificación de los angulares; (b) Deformación experimentada por los capiteles

Al analizar los resultados obtenidos de los modelos numéricos, se observa que la plastificación del hormigón también se produce entre las presillas tercera y cuarta (véase Fig. 3.45(a)), detectándose también la plastificación de los angulares de esa zona (véase Fig. 3.45(b)). La plastificación de los angulares origina una deformación transversal apreciable, que puede verse en las Figs. 3.44(a) y 3.45(d).

Además, tal y como se puede ver en la Fig. 3.44(b), al entrar en carga los angulares, estos experimentan una separación en sus extremos con respecto a las cabezas de hormigón. Esta separación también queda de manifiesto en los modelos numéricos, tal y como se desprende de la Fig. 3.45(c).

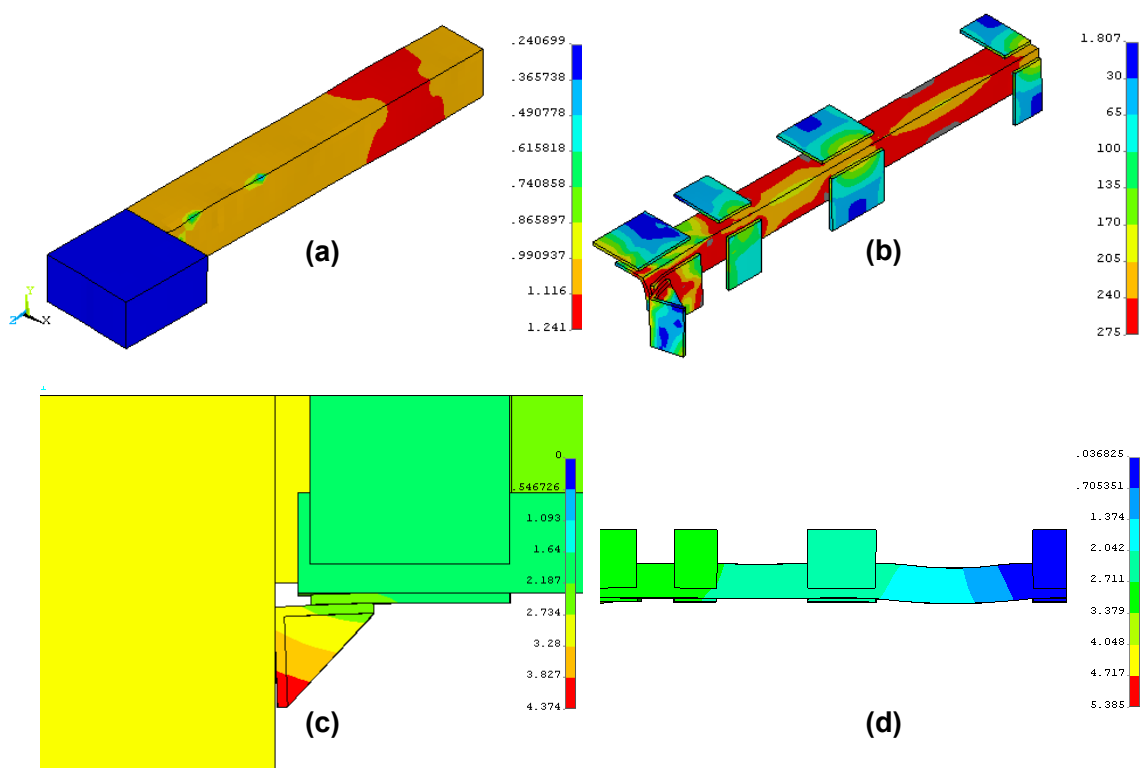


Fig. 3.45. Instante de la rotura de las probetas PBD y PBC (modelo de EF). (a) Plastificación del hormigón situado entre las presillas tercera y cuarta (“Stress state ratio”); (b) Plastificación de los angulares situados entre las presillas tercera y cuarta (tensión de Von Mises); (c) Deformación de los capiteles (en mm); (d) Deformada de los angulares (en mm)

3.5.4. Conclusiones relativas a la verificación de los modelos

En los Apartados 3.5.1, 3.5.2 y 3.5.3, se ha desarrollado una metodología de verificación de modelos numéricos seguida con anterioridad por diferentes investigadores (Hu *et al.* 2003 2005; Ellobody y Young 2006a 2006b, Ellobody *et al.* 2006; Gupta *et al.* 2006).

Tras comparar los resultados experimentales con los numéricos, observamos que:

- a) A través de los modelos numéricos obtenemos una carga última, para cada una de las probetas analizadas, similar a la registrada de manera experimental.
- b) Las curvas carga-acortamiento de las probetas analizadas de forma numérica, se ajustan adecuadamente a las obtenidas experimentalmente.
- c) Los modelos numéricos presentan las mismas pautas de comportamiento, así como idénticos modos de rotura que las probetas ensayadas experimentalmente.
- d) Los modelos numéricos son capaces de representar el confinamiento impuesto por las presillas, así como la transmisión de cargas al refuerzo mediante mecanismos de tensiones rasantes (véase para ello el Apéndice II).

A la vista de lo anterior podemos afirmar que:

- a) Mediante las herramientas de análisis disponibles en ANSYS (2005), se puede representar el comportamiento de un SHARAPM con resultados aceptables.
- b) Los modelos constitutivos empleados para caracterizar los materiales, así como las hipótesis consideradas sobre ellos, son adecuados.
- c) Las dimensiones de malla empleadas en los modelos numéricos son adecuadas para representar el comportamiento de las probetas.
- d) Es factible la simplificación adoptada de modelizar únicamente 1/8 de las probetas (tal y como también se puede ver en el Apéndice I).
- e) La metodología empleada para determinar los parámetros mecánicos de los materiales es adecuada.
- f) El coeficiente de rozamiento empleado para caracterizar el contacto entre el acero del refuerzo y el mortero de la interfaz es adecuado.

Podemos concluir que la metodología seguida en la modelización numérica descrita en este capítulo es la adecuada. Por lo tanto, seremos capaces de realizar un estudio paramétrico por el MEF sobre SHARAPM, siempre que sigamos esta misma metodología de análisis.

CAPITULO 4. ESTUDIO PARAMÉTRICO SOBRE SHARAPM SOMETIDOS A COMPRESIÓN CENTRADA

4.1. Introducción

Tal y como se ha visto en el Capítulo 3, los modelos de EF realizados predicen adecuadamente el comportamiento de un SHARAPM. Por lo tanto, siguiendo la metodología expuesta en el Apartado 3.3 del mencionado Capítulo, se podrá efectuar un estudio paramétrico sobre SHARAPM a través de modelos numéricos, sin necesidad de efectuar un estudio experimental adicional.

En el presente Capítulo, se desarrolla el estudio paramétrico al que se hace referencia. Para ello, serán analizados de forma numérica un total de 32 SHARAPM, variando entre ellos diversos parámetros, como pueden ser: características de los elementos del refuerzo metálico (geometría y parámetros mecánicos), resistencia del hormigón del soporte, geometría los soportes, etc. De este modo, se simulará el ensayo hasta rotura de soportes de HA con distintas características y configuraciones de refuerzo.

A través del estudio paramétrico será posible conocer con mayor detalle el comportamiento de un SHARAPM, así como los factores que intervienen en dicho comportamiento. Al simular la rotura de cada una de las probetas, podremos comparar la carga última obtenida a partir de cada modelo (P_{MEF}), con la prevista por diversas propuestas de cálculo (Eurocode No. 4 1991; Regalado 1999; Cirtek 2001b; Giménez 2007).

4.2. Parámetros estudiados

En el estudio paramétrico que se plantea en el presente Capítulo, se analiza la influencia que tiene la variación de diversos parámetros sobre el comportamiento de un SHARAPM. Para ello, se analizan por el MEF diversas probetas, de características similares a las ensayadas en laboratorio por Giménez (2007).

Las probetas analizadas por el MEF se dividen en diversos grupos, con el objeto de analizar por separado la influencia de cada uno de los parámetros que se pretenden estudiar.

A continuación se describen cada uno de los grupos en los que quedan divididas las probetas que van a ser analizadas en este Capítulo.

4.2.1. Grupo Ref (probetas de referencia)

Para poder comparar la influencia de la variación de cada uno de los parámetros analizados sobre una probeta patrón, se definen previamente 3 probetas de referencia, denominadas A0, B0 y Ref.

La probeta denominada Ref consiste en un tramo de un soporte de HA sin ningún tipo de refuerzo exterior. Por otro lado, mediante las probetas denominadas A0 y B0, se pretende reflejar la práctica habitual que se sigue en España para reforzar soportes de HA.

La probeta A0 presenta idéntica geometría que las ADb y AC analizadas en el Capítulo 3. De este modo, se pretende estudiar un SHARAPM en el cual no se disponen capiteles en los extremos de cada tramo del soporte reforzado.

Para el caso de la probeta B0, la geometría es similar a la A0, sólo que se dispone de un capitel en los extremos del tramo reforzado, que se suelda a la última presilla y además queda en contacto con la viga que simulan las cabezas de los extremos.

Al igual que en las probetas analizadas en el Capítulo 3, las probetas englobadas en este grupo (Grupo Ref) tienen una longitud total de 3100 mm, estando formadas por una parte central de 2500 mm de longitud y una sección transversal de $300 \times 300 \text{ mm}^2$ que representaba el tramo de soporte. En los extremos se disponen unas cabezas de hormigón armado de dimensiones $300 \times 300 \times 600 \text{ mm}^3$, simulando la unión en el nudo viga-soporte.

La resistencia del hormigón del tramo de soporte es de 12 MPa, pudiéndose clasificar como C12/15 (Eurocode No. 2 1991). Para las cabezas de los extremos, se supone que están ejecutadas con hormigón de alta resistencia, con un valor de su resistencia a compresión de 90 MPa.

Las armaduras empleadas son del tipo B400S, con un límite elástico de 400 MPa. Éstas últimas se disponen en forma de 4 barras de 12 mm de diámetro en la dirección longitudinal del soporte, mientras que la armadura transversal está formada por estribos de 6 mm de diámetro separados 200 mm.

El refuerzo se realiza con perfiles laminados L80.8 y presillas de dimensiones $270 \times 160 \times 8 \text{ mm}^3$. El acero que forma los elementos del refuerzo (angulares y presillas) es del tipo Fe430 (Eurocode No. 3 1993) con un límite elástico de 275 MPa y un módulo de elasticidad de 210 GPa.

Tal y como se desprende de los párrafos anteriores, las probetas empleadas como referencia son muy similares a las estudiadas en el Capítulo 3. En las Figs. 4.1 y 4.2 se puede ver una

representación de las 3 probetas que forman el denominado “Grupo Ref”.

A partir de aquí es preciso señalar que cuando la nomenclatura de una probeta empiece por la letra A, significará que aquella no tiene capitel en los extremos del refuerzo, mientras que cuando empiece por la letra B, significará todo lo contrario. Estas siglas serán las que diferenciarán cada una de las probetas planteadas a lo largo del presente Capítulo.

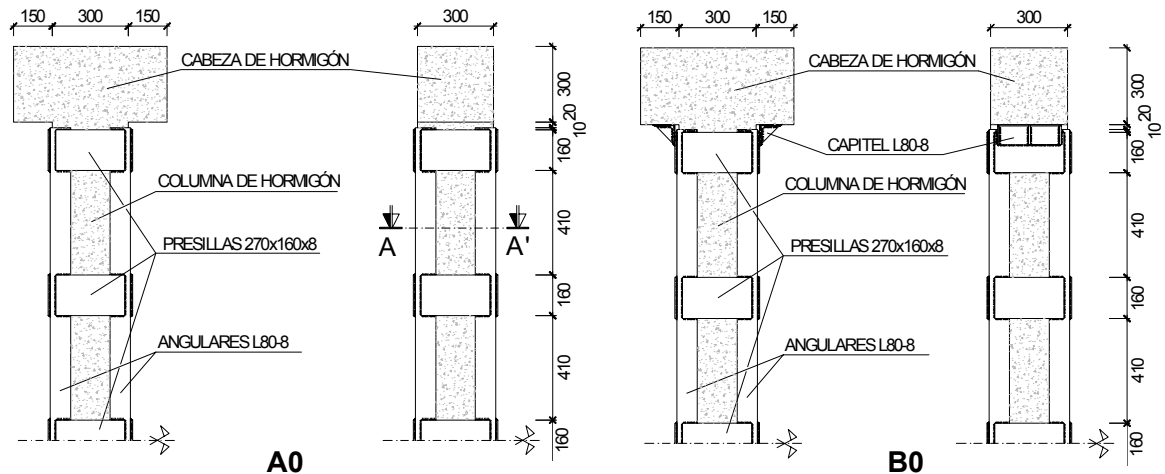


Fig. 4.1. Probetas A0 y B0

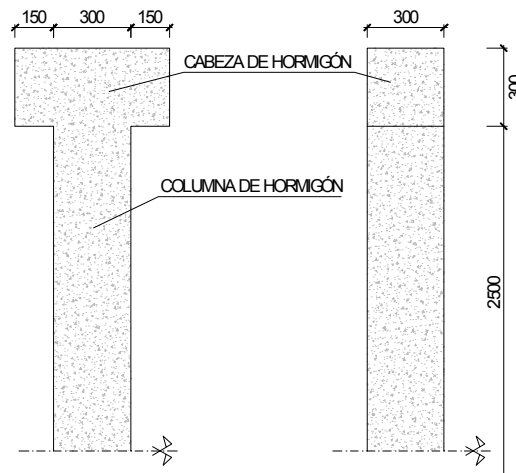


Fig. 4.2. Probeta Ref

4.2.2. Grupo sP

Tal y como indica Giménez (2007), cuando se opta por disponer un capitel en los extremos del refuerzo, siempre es recomendable soldarlo sobre una de las presillas dispuestas en dicha zona. De este modo, en los extremos del SHARAPM se añadirán los efectos del confinamiento impuesto por las presillas a los de la transmisión directa de cargas a través de

los capiteles.

En ocasiones, los capiteles se sueldan directamente a los angulares del refuerzo, sin disponer por debajo de ellos ningún tipo de presilla. Aunque esta práctica no es aconsejable, suele ser bastante empleada en España (véase Fig. 4.3).

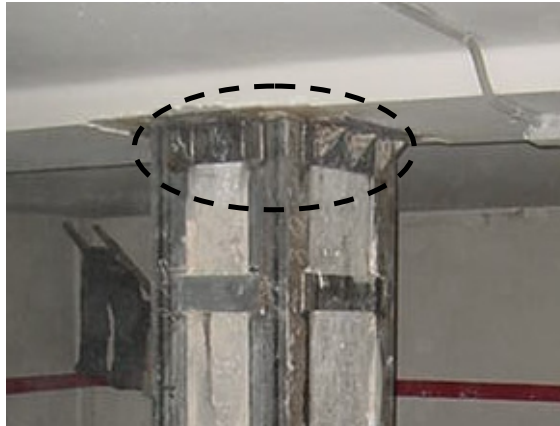


Fig. 4.3. Vista de un SHARAPM, en el que no se dispone ninguna presilla en la zona de los extremos

El “Grupo sP” está integrado por la probeta denominada B-sP, en la cual los parámetros mecánicos de los materiales y la geometría son idénticos al de la probeta B0 del “Grupo Ref”, con la única salvedad del detalle del refuerzo en los extremos. En la Fig. 4.4 se incluye una representación de la probeta a la que hacemos referencia.

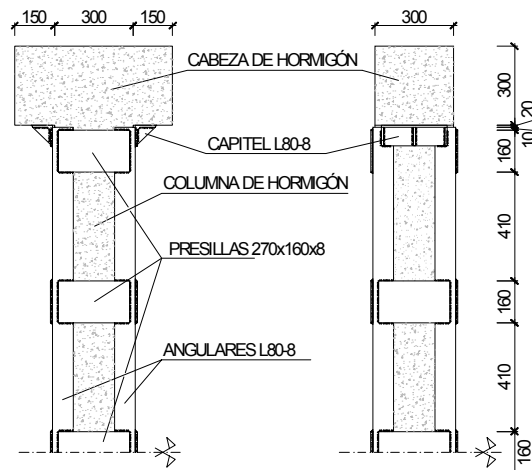


Fig. 4.4. Probeta B-sP

4.2.3. Grupo L

A partir de las probetas incluidas en el “Grupo L” se pretende analizar la influencia que tiene la variación del calibre de los angulares del refuerzo, sobre el comportamiento del

SHARAPM. Para ello se plantean las probetas:

- A-L50 y B-L50, con unos angulares de refuerzo del tipo L50.5.
- A-L120 y B-L120, con unos angulares de refuerzo del tipo L120.12.

La geometría, así como los parámetros mecánicos de los materiales que forman éstas probetas, son idénticos a las del “Grupo Ref”. La única variación con respecto a estas últimas, reside en el calibre de los angulares que forman el refuerzo. Se puede ver en las Figs. 4.5 y 4.6 una representación de las probetas integradas en el “Grupo L”.

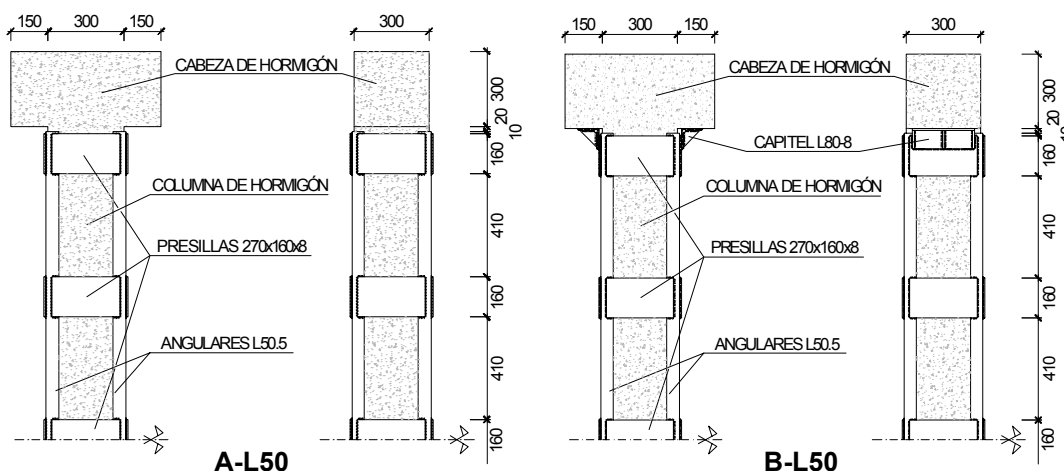


Fig. 4.5. Probetas A-L50 y B-L50

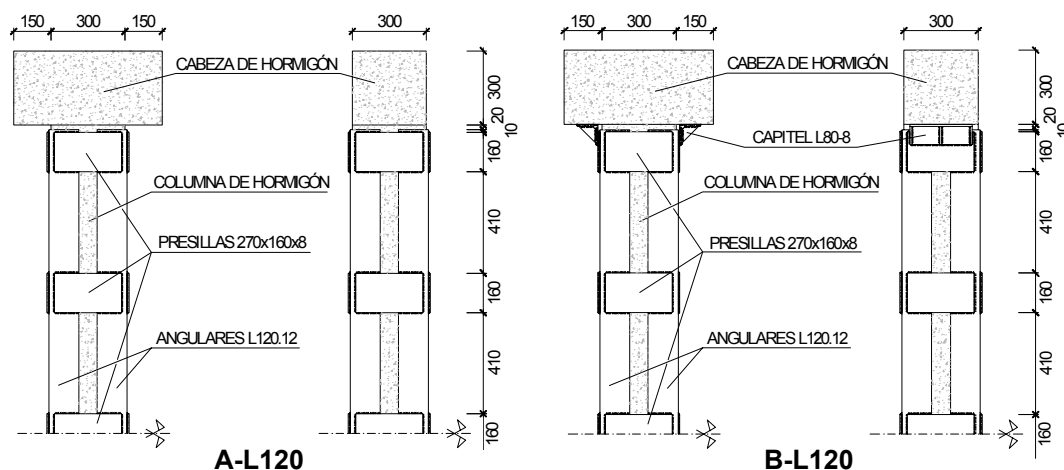


Fig. 4.6. Probetas A-L120 y B-L120

4.2.4. Grupo f_y

El “Grupo f_y ” se define con el objeto de determinar la influencia que tiene una variación en el

límite elástico del acero del refuerzo, sobre el comportamiento de un SHARAPM. Las probetas que integran éste grupo serán:

- A-fy235 y B-fy235, en las que el acero que forma el refuerzo tiene un límite elástico de 235 MPa.
- A-fy-355 y B-fy355, donde el acero que forma el refuerzo tiene un límite elástico de 355 MPa.

Tanto la geometría, como el resto de parámetros mecánicos, coinciden con lo señalado para las probetas A0 y B0 que forman el “Grupo Ref”.

4.2.5. Grupo *fc*

Mediante las probetas incluidas en el “Grupo *fc*” se pretende analizar como afecta la resistencia del soporte a reforzar sobre el comportamiento del elemento ya reforzado. Para ello, se plantean las probetas:

- A-*fc*4 y B-*fc*4, con una resistencia a compresión para el hormigón del soporte de 4 MPa. De este modo, se simula un pilar con unas condiciones de resistencia muy bajas, sobre el cual se precisa un refuerzo.
- A-*fc*25 y B-*fc*25, con una resistencia a compresión para el hormigón del soporte de 25 MPa. De este modo, se simula un pilar con unas condiciones de resistencia aceptables. Podría coincidir con el caso de una estructura a la cual se le cambia su uso, y precisa un refuerzo debido a un incremento sobre las cargas supuestas en el diseño inicial.

Las probetas planteadas en este grupo son idénticas a las del “Grupo Ref”, con la única salvedad de los parámetros mecánicos directamente relacionados con la resistencia a compresión del hormigón.

4.2.6. Grupo *P100*

El “Grupo *P100*” está formado por las probetas representadas en la Fig. 4.7. La única diferencia de estas probetas con las denominadas A0 y B0 integradas en el “Grupo Ref”, reside en la dimensión de las presillas, que en el caso que nos afecta ahora será de 100x270x8 mm³. De este modo, se podrá determinar como influye una variación en la dimensión de las presillas sobre el comportamiento de un SHARAPM, sobretodo teniendo en cuenta la reducción del efecto de confinamiento que se originará en éste caso, debido a que el volumen de hormigón confinado se verá disminuido.

La dimensión de las presillas a las que se hace referencia para éste grupo, es similar a la que recomiendan Regalado (1999) y Ramírez (1996). Ésta misma geometría de presillas es muy

empleada en una gran parte de la geografía española (véase Fig. 4.8).

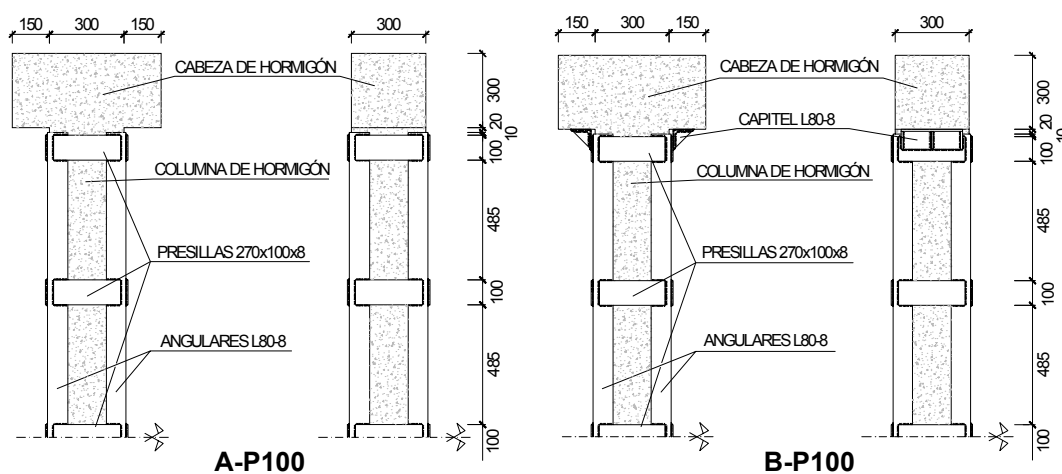


Fig. 4.7. Probetas A-P100 y B-P100



Fig. 4.8. SHARAPM con presillas con un ancho del orden de 80-100 mm

4.2.7. Grupo PA

Ya se ha visto en el Capítulo 3 que mediante la geometría de refuerzo dispuesta en las probetas PAD, la rotura de las mismas se ocasionaba en los extremos. Con el objeto de confinar suficientemente el hormigón de la zona de los extremos del soporte, de tal modo que la rotura se desplace al tramo central del SHARAPM, se plantean las probetas englobadas en el “Grupo PA”.

Las probetas A-PA y B-PA que forman éste grupo, presentan las mismas particularidades que las incluidas en el “Grupo Ref”. La diferencia entre los 2 grupos radica en la disposición de unas presillas adicionales en el primer tramo de angulares. Las dimensiones y disposición de

estas presillas, difiere de las colocadas en las probetas PAD, PAC, PBD y PBC del Capítulo 3. Para el caso particular que aquí se trata, se pretende trasladar la rotura del soporte al tramo central, de manera similar a como ocurría con las probetas PBD y PBC analizadas en el Capítulo 3.

Mediante la disposición de estas presillas, se consigue un elevado grado de confinamiento en el hormigón de los extremos del soporte. De éste modo, será posible cuantificar la influencia del confinamiento, en comparación con las probetas planteadas en el “Grupo Ref”. Un mayor confinamiento en los extremos, se traducirá en una mejor transmisión de cargas por tensiones rasantes, por lo que se analizará también éste último fenómeno.

En la Fig. 4.9 se puede ver la geometría del refuerzo planteado para las probetas A-PA y B-PA.

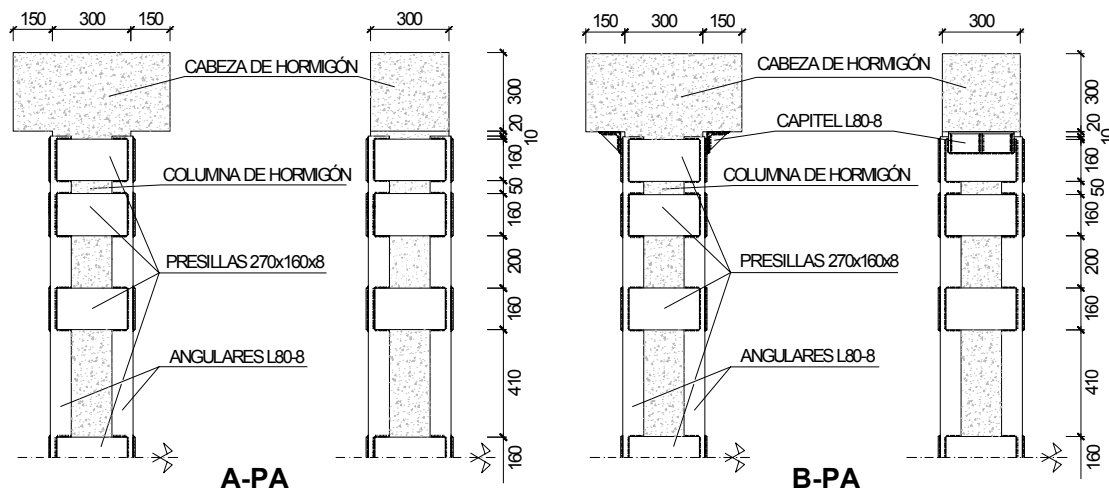


Fig. 4.9. Probetas A-PA y B-PA

4.2.8. Grupo μ

Tal y como ya sabemos, con el objeto de mejorar la transmisión de cargas desde el soporte de HA al refuerzo metálico, se dispone una capa de mortero entre ambos materiales. Esta capa, se deberá colocar con especial cuidado, con el objeto de que la transmisión de cargas a la que se hace mención sea eficiente.

Tal y como indican Adam *et al.* (2006), el coeficiente de rozamiento (μ) entre el mortero y el acero del refuerzo, depende del cuidado que se haya seguido en la fase de ejecución, y más concretamente en la colocación del mortero.

En las probetas A0 y B0 del “Grupo Ref” se considera $\mu=0.25$, del mismo modo que se ha hecho en la verificación de los modelos de EF del Capítulo 3. Para el caso de las probetas que

forman el “Grupo μ ”, se estudia la influencia que tiene una variación de μ sobre el comportamiento de un SHARAPM.

En este grupo, se analizan las probetas sin capitel A- μ 0.00 y A- μ 0.60, con valores de μ de 0 y 0.60, respectivamente. Del mismo modo se opera con las probetas con capitel, denominadas B- μ 0.00 y B- μ 0.60. El rango de valores de μ está dentro de los límites establecidos por Johansson (2002).

La geometría de las probetas del “Grupo μ ”, coincide completamente con las de las probetas pertenecientes al “Grupo Ref” (A0 y B0).

4.2.9. Grupo sep

Puede ocurrir el caso que al soldar un capitel metálico a los extremos de un refuerzo, el proceso seguido no sea el adecuado. Debido al enfriamiento que experimenta el acero, se originará una contracción en el mismo, que motivará una separación entre el capitel y la viga de los extremos del tramo de soporte (véase Fig. 4.10).



Fig. 4.10. Separación entre el capitel y la base de la viga debido al enfriamiento del primero después de la soldadura

Considerando esta particularidad, será necesario determinar cómo influye una separación entre el capitel y la cabeza de los extremos de las probetas. Para ello, en el denominado “Grupo sep” se analizan las probetas B-sep1.5 y B-sep3.0, en las que se simula una separación de 1.5 y 3.0 mm respectivamente, entre el capitel y las cabezas de los extremos de las probetas.

Aparte del aspecto relativo a la separación de los capiteles de las cabezas de los extremos, tanto la geometría como los parámetros mecánicos de los materiales, coinciden con el de la probeta B0 planteada en el “Grupo Ref”.

4.2.10. Grupo S

Para el caso de un soporte de HA reforzado mediante FRP, se sabe que el incremento de resistencia obtenido por la presencia del refuerzo decrece conforme aumenta el ratio a/b (Teng *et al.* 2002). Siendo a y b la dimensión de los lados mayor y menor, respectivamente, de la sección transversal del soporte de HA.

Éste fenómeno, se debe principalmente a que el confinamiento impuesto por el refuerzo es menos eficaz conforme el ratio a/b se incrementa.

Mediante las probetas que se analizan en el “Grupo S” se pretende cuantificar la influencia que tiene una variación del ratio a/b , en el comportamiento de un SHARAPM. Para ello se consideran las probetas:

- A-S25x36 y B-S25x36, con una sección transversal de dimensiones 250x360 mm², y un ratio a/b de 1.44
- A-S22.5x40 y B-S22.5x40, con una sección transversal de dimensiones 225x400 mm², y un ratio a/b de 1.78.

Todas las tipologías de probetas planteadas en éste grupo, tienen una sección transversal de hormigón de 90000 mm², y un armado idéntico al de las probetas planteadas en el “Grupo Ref”. De este modo, se podrán comparar los resultados obtenidos para las probetas de ambos grupos.

En las Figs. 4.11 y 4.12 se puede ver un esquema de las probetas que forman el grupo al que hacemos referencia.

4.2.11. Grupo sC

Ya se sabe que uno de los mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última de un SHARAPM, es el confinamiento impuesto por los elementos que forman el refuerzo.

Con el objeto de determinar la importancia relativa del efecto del confinamiento, en comparación con los otros mecanismos de transmisión de carga que conocemos (transmisión por tensiones rasantes y transmisión directa a través de un capitel), se plantean las probetas A-sC y B-sC. Para el hormigón que forma dichas probetas, no se considera un modelo constitutivo que tenga en cuenta el confinamiento del hormigón, expresando únicamente una relación tensión-deformación para definir su comportamiento.

De este modo, se podrá establecer la influencia del confinamiento sobre el incremento de la carga última de un SHARAPM.

Las geometría y parámetros mecánicos de los materiales de éstas probetas, coincide con las del “Grupo Ref”, a excepción del modelo constitutivo empleado para caracterizar el comportamiento del hormigón.

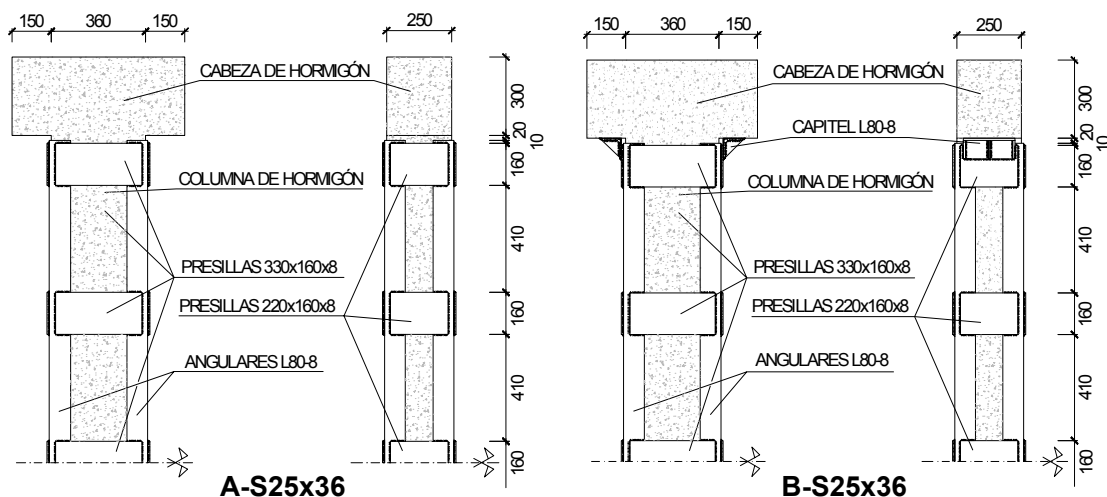


Fig. 4.11. Probetas A-S25x36 y B-S25x36

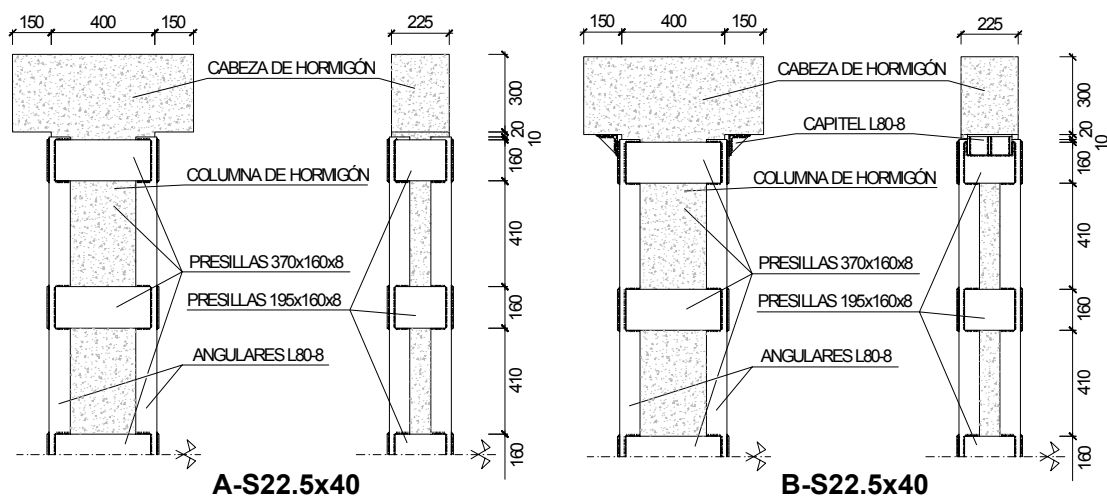


Fig. 4.12. Probetas A-S22.5x40 y B-S22.5x40

4.3. Aspectos relativos a la modelización numérica

4.3.1. Generalidades

La metodología seguida para desarrollar los modelos de EF que se incluyen el presente Capítulo coincide con la expresada en el Apartado 3.3 del Capítulo 3. Cabe señalar que mediante los modelos de EF que se analizan, se pretende simular el comportamiento de SHARAPM. Para ello, en la modelización numérica se considera:

- Comportamiento no lineal de los materiales
- Modelo constitutivo que considere el comportamiento del hormigón confinado
- Contacto en la interfaz entre el acero del refuerzo y el mortero/hormigón

La modelización numérica a la que se hace mención, se realiza mediante el software comercial ANSYS 10.0 (2005).

Es de destacar que los aspectos que se indican a continuación, coinciden con lo expresado en el Apartado 3.3 del Capítulo 3, por lo que no se va a volver a insistir en ello de nuevo. Los aspectos a los que se hace referencia son:

- a) Tipos de elementos finitos y mallado empleado
- b) Condiciones de contorno y aplicación de carga
- c) Modelización del hormigón confinado
- d) Modelización del acero
- e) Modelización del contacto entre superficies
- f) Modelización del hormigón de las cabezas, mortero y prensa

4.3.2. Descripción de los modelos de EF

En las Figs. 4.13 a 4.19 se incluye una representación gráfica de cada uno de los modelos de EF planteados. Es necesario tener en cuenta que los modelos que forman los grupos: “Grupo fy”, “Grupo fc”, “Grupo mu” y “Grupo sC”, quedan representados en la misma Fig. 4.13 que las del “Grupo Ref”, dado que la única diferencia entre dichos grupos radica en una serie de parámetros mecánicos ya descritos en el Apartado 4.2.

Para el caso de las probetas B-sep1.5 y B-sep3.0 integradas en el “Grupo sep”, se representa una vista en la que se pretende dejar de manifiesto la separación entre el capitel y la base de la cabeza de hormigón que pretende simular una viga.

Las probetas analizadas en el estudio paramétrico quedan resumidas en la Tabla 4.1. En esta Tabla se indican:

- a) Denominación y grupo al que pertenece cada probeta
- b) Características del refuerzo: calibre de los angulares, dimensión de las presillas y presencia o no de capitel en los extremos
- c) Características mecánicas de los materiales: Límite elástico del acero del refuerzo (f_{yR}) y resistencia a compresión del hormigón (f_c)
- d) Sección transversal de cada probeta

e) Coeficiente de rozamiento entre el mortero/hormigón y el acero que forma el refuerzo

Tabla 4.1. Descripción de las probetas analizadas por el MEF

Grupo	Probeta	Refuerzo			Caract. materiales		Sec. transv. (mm ²)	μ
		Angulares	Presilla (mm ³)	Capitel	f _{yR} (Mpa)	f _c (Mpa)		
“Ref”	A0	L 80. 8	270x160x8	-	275	12	300x300	0.25
	B0	L 80. 8	270x160x8	√	275	12	300x300	0.25
	Ref	-	-	-	-	12	300x300	-
“sP”	B-sP	L 80. 8	270x160x8	√	275	12	300x300	0.25
“L”	A-L50	L 50. 5	270x160x8	-	275	12	300x300	0.25
	B-L50	L 50. 5	270x160x8	√	275	12	300x300	0.25
	A-L120	L 120. 12	270x160x8	-	275	12	300x300	0.25
	B-L120	L 120. 12	270x160x8	√	275	12	300x300	0.25
“fy”	A-fy235	L 80. 8	270x160x8	-	235	12	300x300	0.25
	B-fy235	L 80. 8	270x160x8	√	235	12	300x300	0.25
	A-fy355	L 80. 8	270x160x8	-	355	12	300x300	0.25
	B-fy355	L 80. 8	270x160x8	√	355	12	300x300	0.25
“fc”	A-fc4	L 80. 8	270x160x8	-	275	4	300x300	0.25
	B-fc4	L 80. 8	270x160x8	√	275	4	300x300	0.25
	A-fc25	L 80. 8	270x160x8	-	275	25	300x300	0.25
	B-fc25	L 80. 8	270x160x8	√	275	25	300x300	0.25
“P100”	A-P100	L 80. 8	270x100x8	-	275	12	300x300	0.25
	B-P100	L 80. 8	270x100x8	√	275	12	300x300	0.25
“PA”	A-PA	L 80. 8	270x160x8	-	275	12	300x300	0.25
	B-PA	L 80. 8	270x160x8	√	275	12	300x300	0.25
“mu”	A-mu0.00	L 80. 8	270x160x8	-	275	12	300x300	0.00
	B-mu0.00	L 80. 8	270x160x8	√	275	12	300x300	0.00
	A-mu0.60	L 80. 8	270x160x8	-	275	12	300x300	0.60
	B-mu0.60	L 80. 8	270x160x8	√	275	12	300x300	0.60
“sep”	B-sep1.5	L 80. 8	270x160x8	-	275	12	300x300	0.25
	B-sep3.0	L 80. 8	270x160x8	√	275	12	300x300	0.25
“S”	A-S25x36	L 80. 8	330(220)x160x8	-	275	12	250x360	0.25
	B-S25x36	L 80. 8	330(220)x160x8	√	275	12	250x360	0.25
	A-S22.5x40	L 80. 8	370(195)x160x8	-	275	12	225x400	0.25
	B-S22.5x40	L 80. 8	370(195)x160x8	√	275	12	225x400	0.25
“sC”	A-sC	L 80. 8	270x160x8	-	275	12	300x300	0.25
	B-sC	L 80. 8	270x160x8	√	275	12	300x300	0.25

Ya se ha indicado con anterioridad que para la determinación de los parámetros mecánicos de los materiales, se sigue la metodología expuesta en el Apartado 3.3 del Capítulo 3. No obstante, se considera necesario detallar una serie de particularidades referentes a los parámetros mecánicos para el caso del hormigón que forma las probetas.

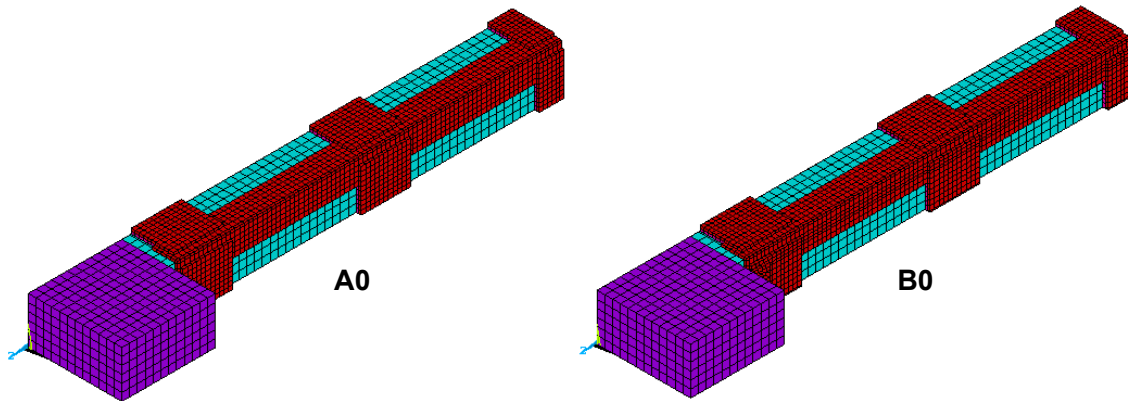


Fig. 4.13. Probetas del "Grupo Ref" (similares a las de: "Grupo fy", "Grupo fc", "Grupo mu" y "Grupo sC")

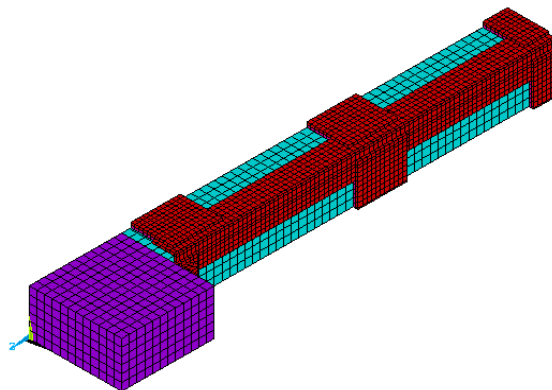


Fig. 4.14. Probeta B-SP del "Grupo SP"

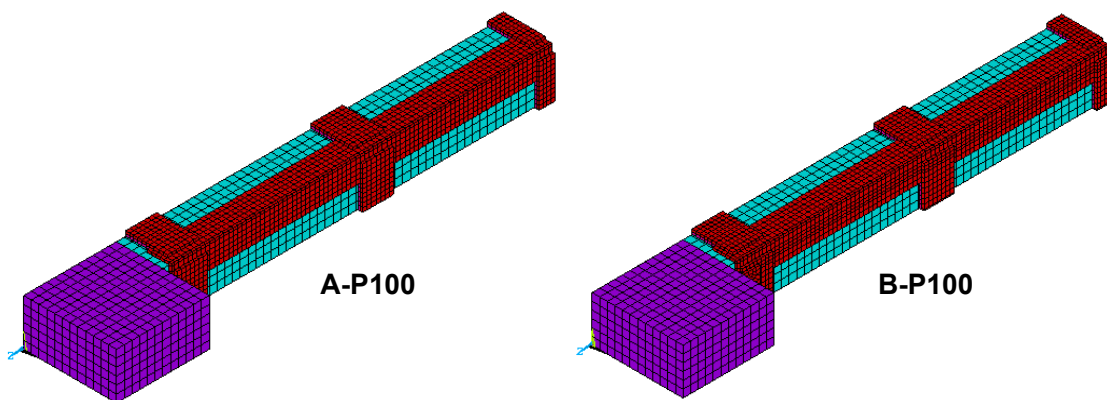


Fig. 4.15. Probetas del "Grupo P100"

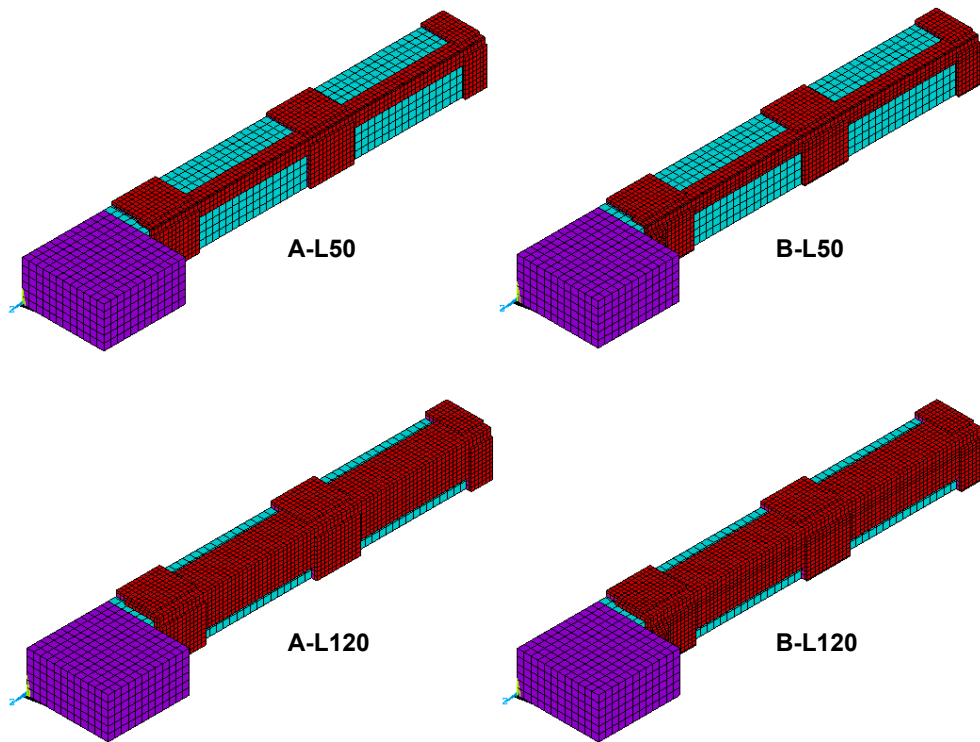


Fig. 4.16. Probetas del "Grupo L"

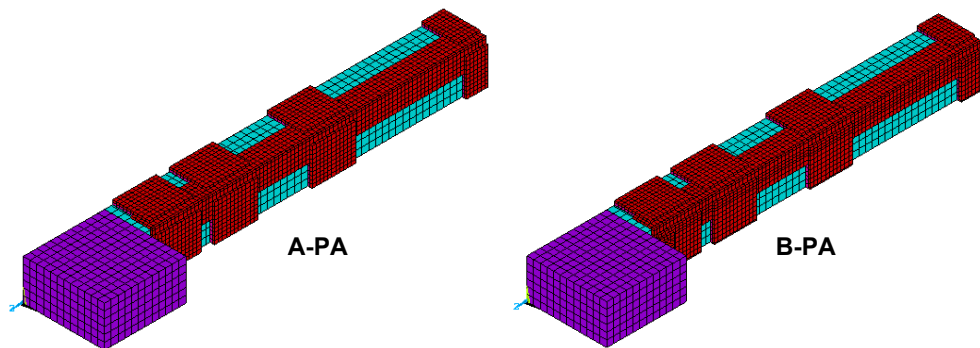


Fig. 4.17. Probetas del "Grupo PA"

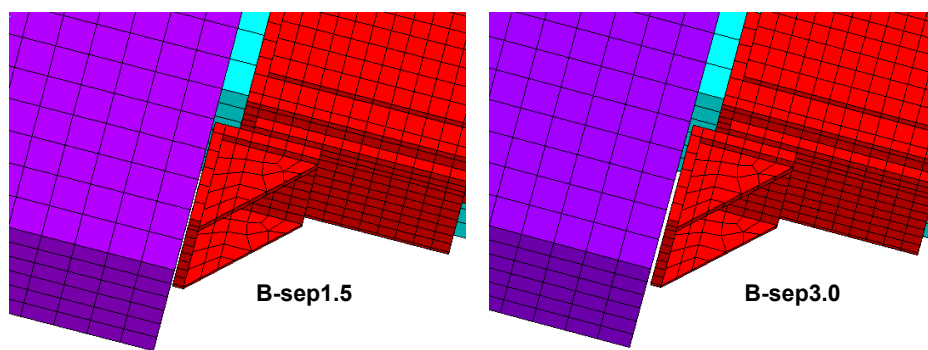


Fig. 4.18. Probetas del "Grupo sep"

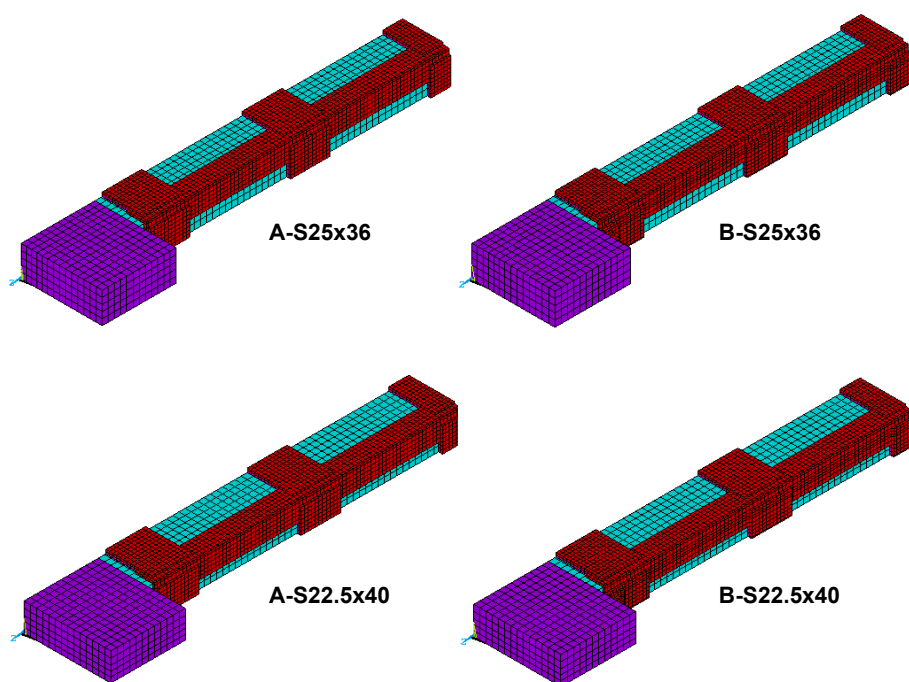


Fig. 4.19. Probetas del “Grupo S”

Dado que se modelizan probetas que tienen una resistencia a compresión variable entre 4 y 25 MPa, se indican en la Tabla 4.2 los parámetros que definen el criterio de plastificación de Drucker Prager (DP), así como el módulo de elasticidad del hormigón que forma cada una de las probetas, en función de la resistencia a compresión de aquél. Para la determinación de c , se emplea la Ec. (3.4) del Capítulo 3, imponiendo previamente un valor $\theta=25^\circ$. El valor del módulo de elasticidad (E_{ci}) queda determinado mediante la Ec. (3.9) incluida en el mismo capítulo.

En las probetas del “Grupo sC” no se considera el criterio de plastificación de DP, dado que el comportamiento del hormigón se caracteriza mediante una curva tensión-deformación. La curva adoptada es la que establece CEB-FIB (1991) para un hormigón con una resistencia a compresión simple de 12 MPa, y queda representada por medio de la Fig. 4.20. Ésta misma curva se emplea para definir el comportamiento del hormigón de la probeta Ref, perteneciente al “Grupo Ref”.

Tabla 4.2. Parámetros mecánicos del hormigón, en función de f_c

f_c (Mpa)	Parámetros de DP		Parámetros mecánicos	
	c (MPa)	θ ($^\circ$)	E_{ci} (GPa)	ν
4	1.27	25	15.84	0.2
12	3.82	25	22.85	0.2
25	7.96	25	29.18	0.2

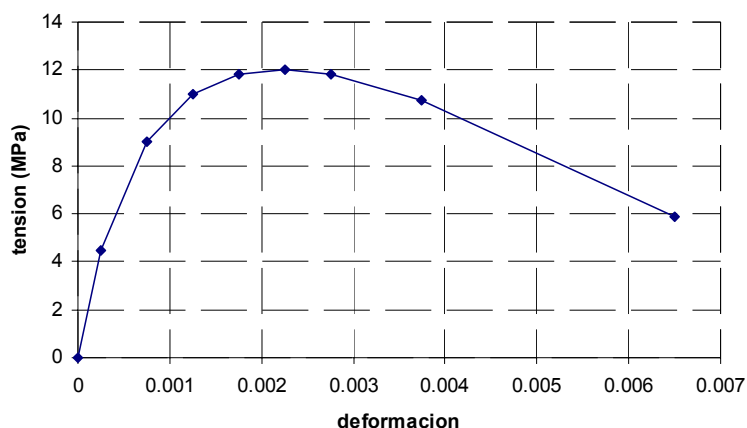


Fig. 4.20. Curva tensión-deformación para el hormigón de las probetas del “Grupo sC”

4.4. Resultados obtenidos

4.4.1. Probetas de referencia (Grupo Ref)

Las probetas integradas en el “Grupo Ref” van a ser empleadas como referencia en el estudio paramétrico que se plantea en el presente Capítulo. A continuación se analizan en detalle los resultados relativos a la modelización numérica de estas probetas.

En la Fig. 4.21 se representan las curvas carga-acortamiento de las 3 probetas que integran el “Grupo Ref”, mientras que en la Tabla 4.3 se resumen los resultados referentes a la carga última (P_{MEF}) de cada una de ellas.

Tal y como se desprende de la Tabla 4.3, mediante el refuerzo planteado se consigue un incremento considerable de la carga última, en comparación con la correspondiente a la misma probeta sin reforzar (véase el ratio $P_{MEF}/P_{MEF,Ref}$). Por otro lado, la carga última de la probeta B0 es superior que la de la probeta A0, deduciéndose que el refuerzo planteado en la probeta B0 es más eficaz.

A partir de la Fig. 4.21 se puede observar que la probeta A0 presenta una mayor deformación en rotura que B0. Por un lado, esto debido a que la presencia de los capiteles dota al soporte reforzado de mayor rigidez. Además, el hormigón de A0 se encuentra mucho más confinado que en B0, lo que redundará en un comportamiento más dúctil del elemento reforzado.

Tabla 4.3. Resultados relativos a P_{MEF} (“Grupo Ref”)

Probeta	P_{MEF} (kN)	$P_{MEF}/P_{MEF,Ref}$
A0	2185.7	1.73
B0	2805.6	2.22
Ref	1264.0	-

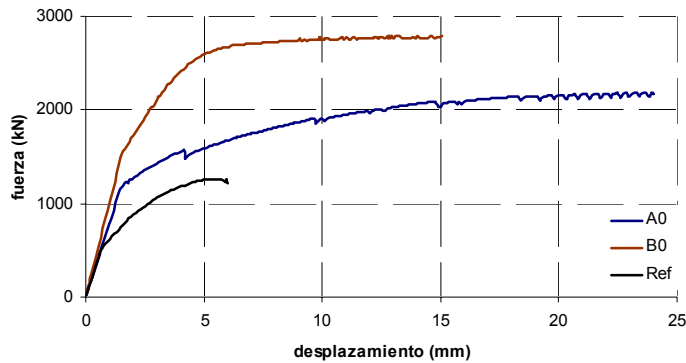


Fig. 4.21. Curvas carga-acortamiento. “Grupo Ref”

4.4.1.1. Pautas de comportamiento

A partir de las Figs. 4.22 a 4.25 podemos analizar las pautas de comportamiento de las probetas A0 y B0. En dichas Figs. se representa el estado de plastificación del hormigón y de los elementos que forman el refuerzo, para diferentes valores relativos de P_{MEF} (25, 50, 75 y 100%, respectivamente, de P_{MEF}).

Tal y como podemos ver para el caso de la probeta A0, la rotura se localiza entre las 2 primeras presillas, donde el hormigón queda plastificado (véase Fig. 4.22). Se puede observar también (véase Fig. 4.23), que el tramo de angulares situados entre las mismas presillas, presenta un considerable grado de plastificación. A partir de la Fig. 4.23, se puede deducir que la plastificación de dichos angulares es debida, fundamentalmente, a la expansión lateral del hormigón por efecto Poisson. El mecanismo de comportamiento del primer tramo del refuerzo (angulares situados entre las 2 primeras presillas) se podría asimilar al de una viga biempotrada (en las presillas), con una carga lineal sobre ella que quedaría representada por la presión de confinamiento. El estado límite último de este tramo de angular, se produciría al alcanzarse la formación de 3 rótulas plásticas. Esta misma hipótesis de comportamiento ha sido también propuesta por Giménez (2007).

Si observamos la Fig. 4.24, podemos ver que la rotura de la probeta B0 se localiza también entre las 2 primeras presillas, donde se produce la plastificación del hormigón. En cambio, para el instante en que la carga aplicada coincide con P_{MEF} , existe una plastificación simultánea de los 2 tramos de angulares (véase Fig. 4.25). No obstante, durante el proceso de carga en primer lugar se produce la plastificación de los angulares situados entre las 2 primeras presillas, tal y como se puede ver en la Fig. 4.25 para un nivel de carga del 75% de P_{MEF} .

Si comparamos entre sí las Figs. 4.23 y 4.25, se puede deducir que el mecanismo que origina la plastificación de los angulares es diferente para ambas probetas. Podemos afirmar que en el

caso de la probeta B0, la expansión lateral del hormigón por efecto Poisson es considerablemente inferior a la de la probeta A0. A la vista de la Fig. 4.25 podemos intuir que el mecanismo que gobierna el comportamiento de la probeta, es la transmisión directa de cargas a través de los capiteles (éste aspecto será corroborado con posterioridad).

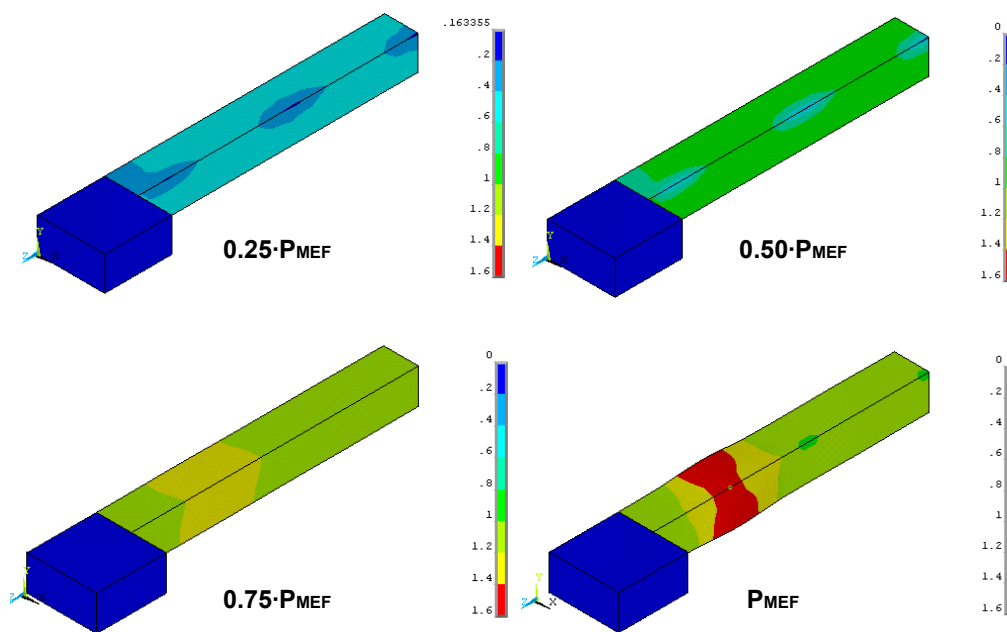


Fig. 4.22. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A0

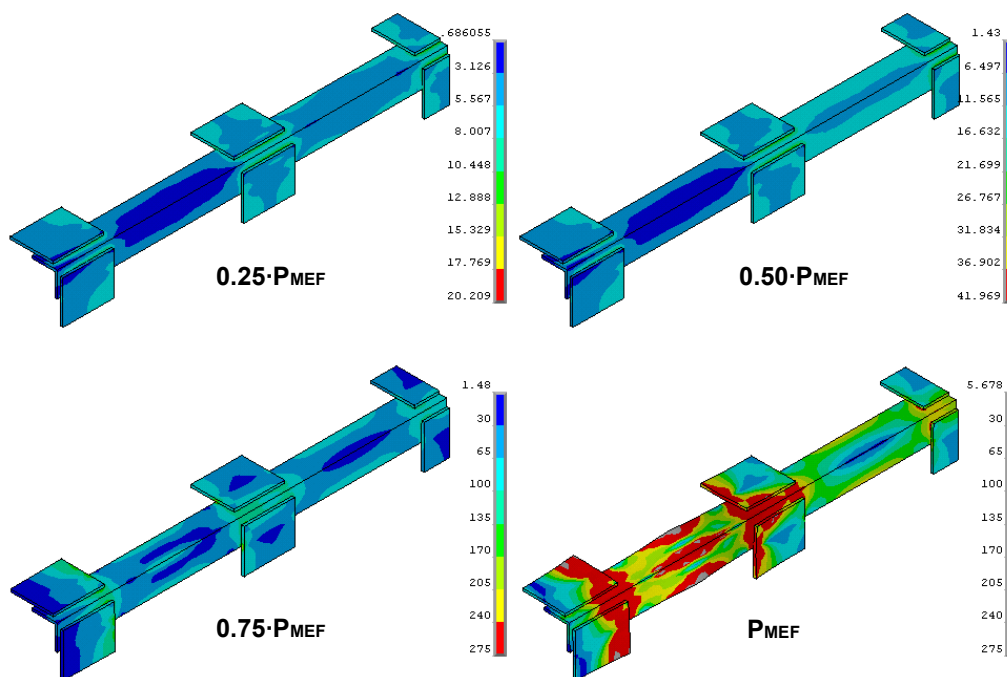


Fig. 4.23. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A0

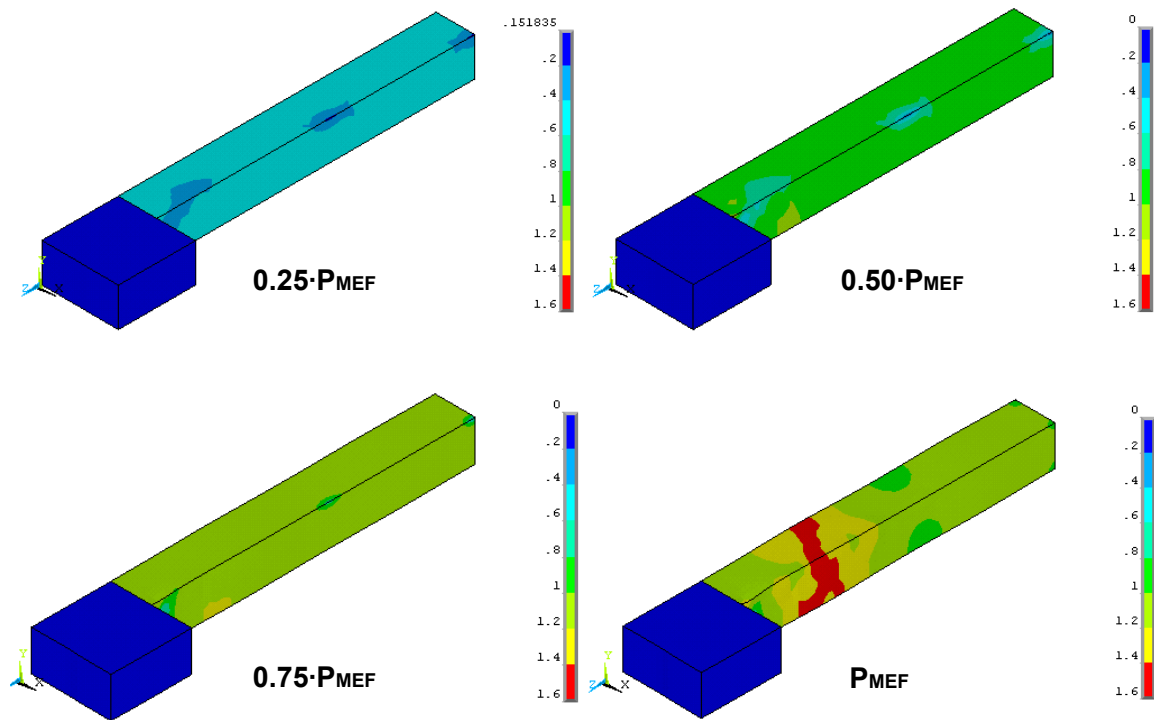


Fig. 4.24. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B0

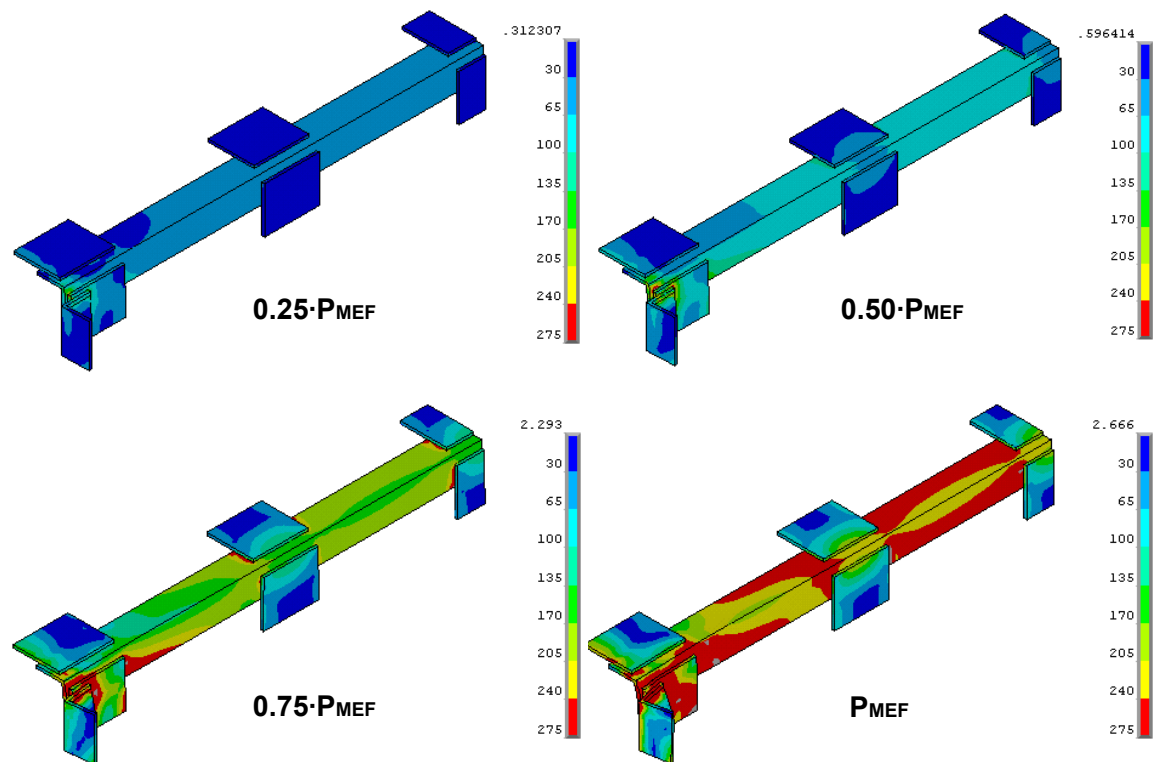


Fig. 4.25. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B0

4.4.1.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

En el Capítulo 3 se plantearon los diferentes mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última de un SHARAPM. A continuación se analiza la importancia relativa de cada uno de dichos mecanismos para el caso particular de las probetas A0 y B0.

En cuanto a la transmisión de esfuerzos axiales se refiere, los mecanismos que a priori tienen mayor influencia en el comportamiento de cada una de las probetas, serán:

- A0: Transmisión por tensiones rasantes en la interfaz entre el acero refuerzo y el hormigón del soporte.
- B0: Transmisión directa de cargas a través de los capiteles.

En las Figs. 4.26 y 4.27 se representa la carga axial (relativa a la carga total aplicada P_i) que se llevan el refuerzo (N_s/P_i) y el hormigón del soporte (N_c/P_i), para diferentes niveles de la carga total aplicada (P_i). Estos valores quedan representados en función de la distancia, medida desde la cara interior de la cabeza de hormigón (véanse los croquis incluidos en las Figs. 4.26 y 4.27). Tal y como se desprende de estas figuras, la transmisión de esfuerzos axiales al refuerzo es más eficaz en el caso en que se disponen capiteles en los extremos del mismo (probeta B0). Se observa también para la probeta B0, que la distancia en que se efectúa la transferencia de cargas es mucho menor que en el caso de la probeta A0. Podemos afirmar que la presencia de los capiteles contribuye a mejorar la transmisión de esfuerzos axiales.

Otro aspecto directamente relacionado con la transmisión de cargas desde el hormigón al refuerzo es el relativo al deslizamiento entre el hormigón/mortero y el refuerzo. Ya se comentó en el Capítulo 3 que en los ensayos desarrollados por Giménez (2007), dicho deslizamiento se concentraba en los extremos de las probetas.

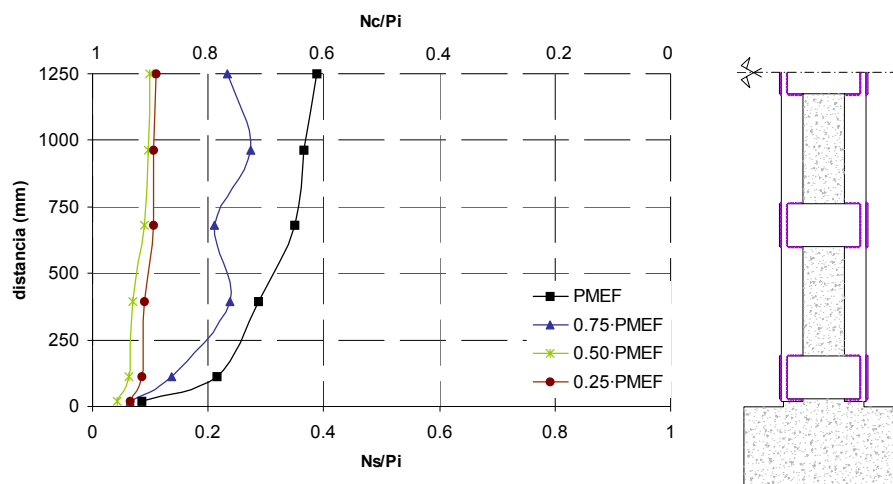


Fig. 4.26. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probeta A0

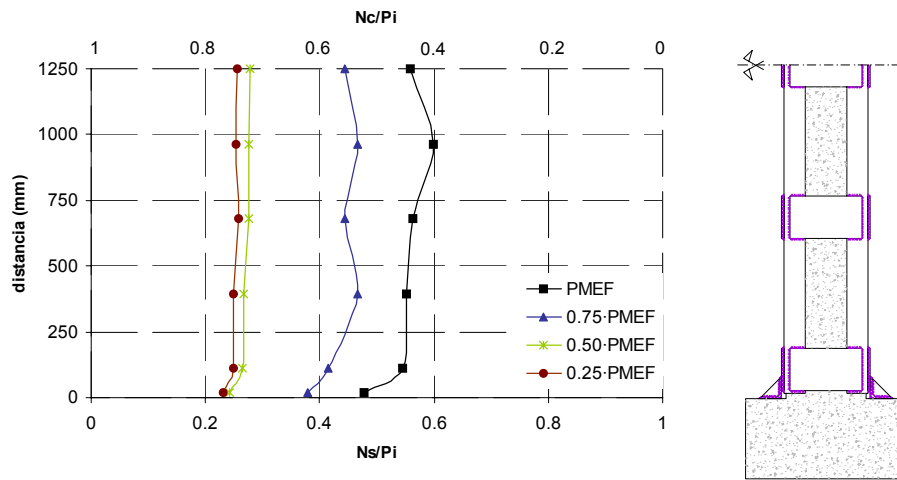


Fig. 4.27. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probeta B0

En las Fig. 4.28 se representa, para un determinado nivel de carga (coincidente con un desplazamiento impuesto de la prensa de 12 mm), el deslizamiento detectado en los elementos de contacto que forman la interfaz entre el refuerzo y el hormigón/mortero. Tal y como se puede ver, el deslizamiento entre ambas superficies queda localizado en los extremos de las probetas. El deslizamiento al que hacemos referencia, es mayor en el caso de la probeta A0 que en la probeta B0. De este modo, queda de manifiesto que en el caso en que se dispongan capiteles en los extremos, existe una mayor compatibilidad de deformaciones entre el refuerzo y el soporte de HA, traduciéndose en una mejor transmisión de cargas al refuerzo.

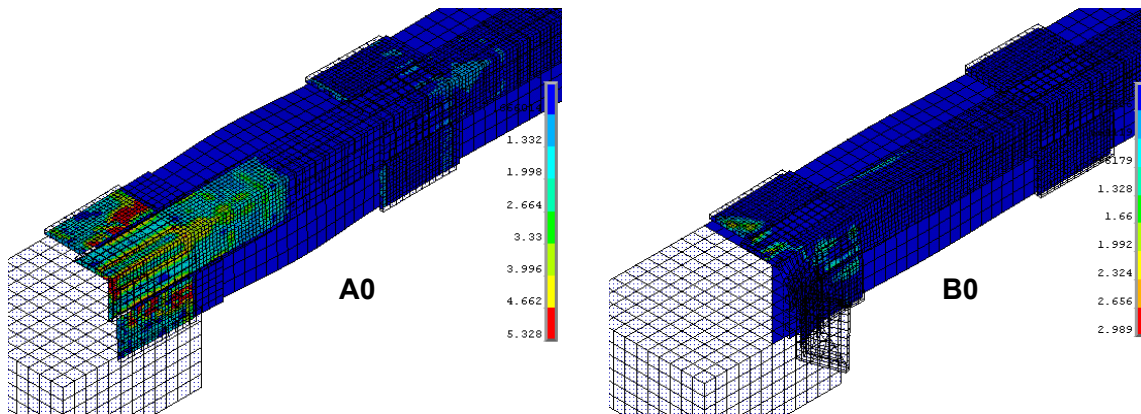


Fig. 4.28. Deslizamiento entre el mortero/hormigón y los elementos del refuerzo (mm). Desplazamiento impuesto en cabeza $d=12$ mm. Probetas A0 y B0

Otro aspecto que merece ser analizado, es el confinamiento que impone el refuerzo sobre el hormigón del soporte. Un modo de cuantificar el confinamiento, es a partir de la medida de la tensión normal que experimentan las presillas en la dirección perpendicular a la directriz del soporte (véase la Fig. 4.29). En la Fig. 4.30 se representa la tensión a la que se hace referencia, en función de la presilla considerada.

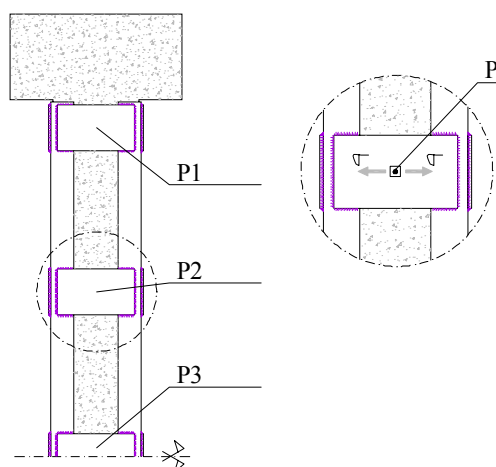


Fig. 4.29. Nomenclatura de cada una de las presillas, y punto en el que se evalúa la tensión originada por la expansión lateral del hormigón

De manera general, se puede ver que el efecto del confinamiento es mayor en el caso de la probeta A0. La explicación a éste fenómeno se encuentra en que el mecanismo de transferencia de esfuerzos axiales es menos efectivo para el caso de esta probeta, lo que motiva que el hormigón éste más solicitado, experimentando una mayor expansión lateral por efecto Poisson.

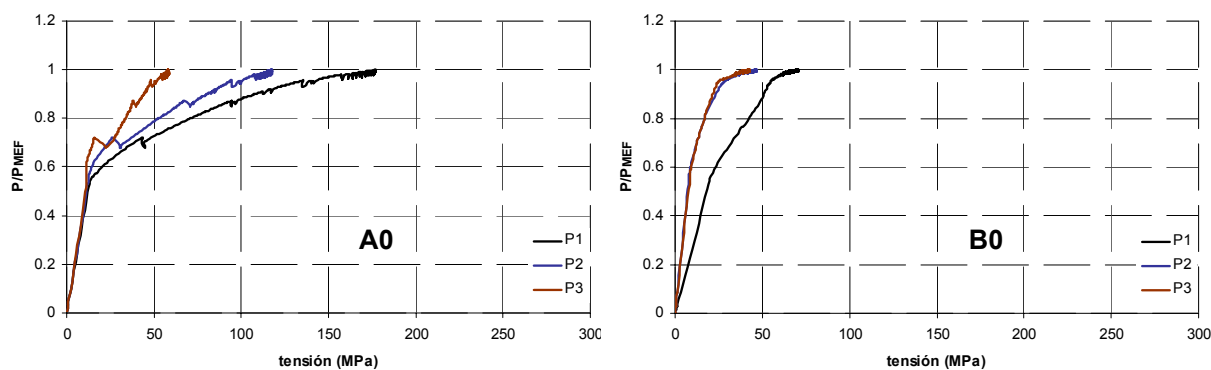


Fig. 4.30. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3

Si analizamos por separado cada una de las curvas que componen la Fig. 4.30, se puede ver que la presilla más cercana a los extremos (P1), está más solicitada que las restantes. Una vez más, éste fenómeno es debido a que en la zona de los extremos, la transferencia de esfuerzos axiales al refuerzo es menos efectiva, estando el hormigón más solicitado. De este modo, se origina el mismo proceso ya ha comentado en el párrafo anterior.

Si relacionamos la carga última de las probetas A0 y B0, obtenemos un ratio $P_{MEF,B0}/P_{MEF,A0}$ de 1.28, es decir, la carga última de B0 es un 28% superior a la de A0. Por otro lado, sabemos que la rotura de ambas probetas se localiza entre las 2 primeras presillas (véanse las Figs. 4.22

y 4.24). En éste último caso, si relacionamos la carga absorbida por el refuerzo en la zona mencionada, obtenemos un ratio $N_{s,B0}/N_{s,A0}$ de 1.83. Como se puede ver, pese a que la transmisión de esfuerzos axiales en el caso de la probeta B0 es un 83% superior al de la probeta A0, la carga última de B0 es únicamente un 28% superior a la de A0. Esto último se debe al fenómeno del confinamiento al que hacemos referencia, que produce un incremento de la resistencia a compresión del hormigón.

En la Fig. 4.31 se representa la tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón en el momento en que la carga aplicada, para cada una de las probetas, coincide con P_{MEF} . Tal y como se puede ver para ambas probetas, la tensión a la que se encuentra sometido el hormigón es superior a la resistencia a compresión simple del mismo (12 MPa), fruto del incremento de resistencia debido al confinamiento. Por otro lado, para la probeta A0 la tensión de compresión a la que se hace referencia, es muy superior a la detectada en B0, quedando una vez más de manifiesto la importancia que tiene el confinamiento en esta probeta.

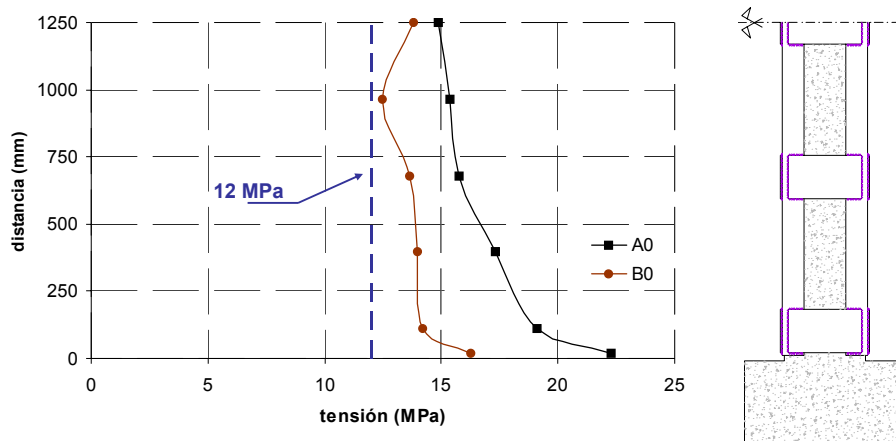


Fig. 4.31. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF}

4.4.2. Grupo sP

Tal y como se ha comentado con anterioridad, mediante la probeta B-sP se estudia la influencia de colocar o no unas presillas por debajo de los capiteles. El valor de P_{MEF} para la probeta B-sP, obtenido a partir del correspondiente modelo de EF, es de 2421.4 kN, inferior al P_{MEF} de la probeta B0 correspondiente al “Grupo Ref”. Empleando como referencia la probeta B0, a continuación se comparan los resultados obtenidos para B-sP con los obtenidos para aquella.

En la Fig. 4.32 se representa la curva carga-acortamiento de las probetas B0 y B-sP, donde queda de manifiesto la diferencia en los valores de P_{MEF} de ambas probetas.

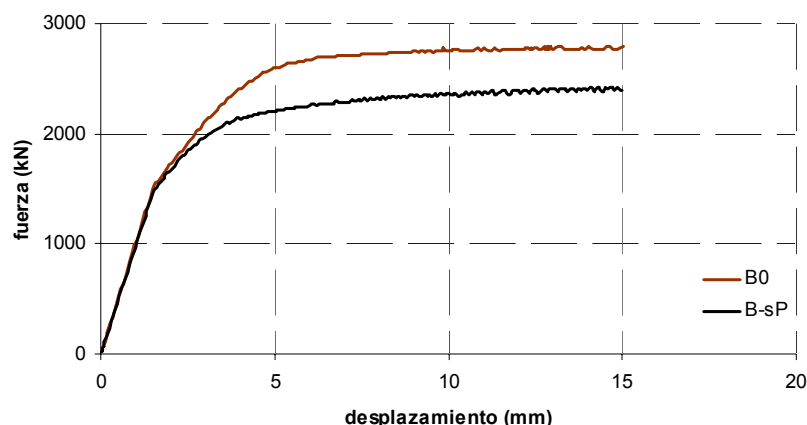


Fig. 4.32. Curvas carga-acortamiento. Probetas B0 y B-sP

4.4.2.1. Pautas de comportamiento

En las Figs. 4.33 y 4.34 se representa, para el caso de la probeta B-sP, el grado de plastificación del hormigón que forma el soporte y de los elementos que forman el refuerzo, respectivamente, para 2 niveles de carga diferentes (50 y 100% de P_{MEF}). Tal y como se puede ver, la rotura se localiza en la zona situada entre las 2 primeras presillas, donde el hormigón alcanza la plastificación, acompañada por el mismo fenómeno para el caso de los elementos que forman el refuerzo.

Tal y como se puede observar, las pautas de comportamiento de B-sP son bastante similares a las de B0, con la salvedad de que cuando la carga aplicada coincide con P_{MEF} , no se ha producido la plastificación del tramo de angulares situados entre la segunda y tercera presillas, tal y como ocurría en B0 (véase Fig. 4.25). También se observa en el momento de la rotura que, a diferencia que ocurría en B0, ninguna de las secciones transversales de los angulares aparece completamente plastificada, lo que redonda una reducción de la eficacia del refuerzo.

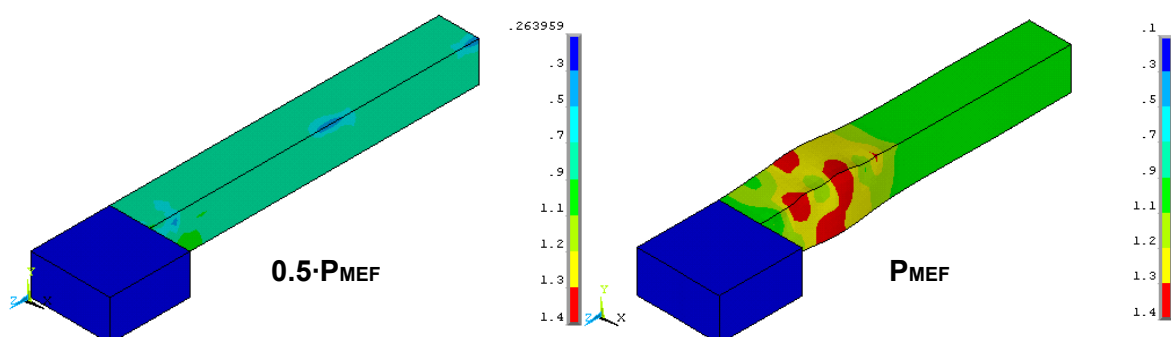


Fig. 4.33. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B-sP

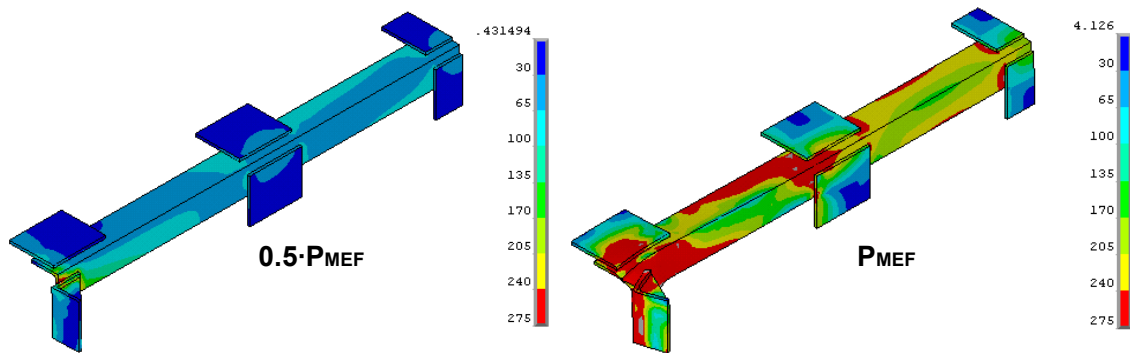


Fig. 4.34. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-sP

Se ha visto que existe una diferencia considerable entre los valores P_{MEF} de las probetas B0 y B-sP. Sin embargo, las pautas de comportamiento de ambas probetas presentan cierta similitud. Parece obvio señalar como el origen de la diferencia entre los valores P_{MEF} , la presencia, o no, de la presilla situada por debajo del capitel. Se analizan a continuación, de manera cuantitativa, los mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última de las probetas B0 y B-sP.

4.4.2.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

Para el caso de las probetas B0 y B-sP, el mecanismo que origina la transmisión de esfuerzos axiales al refuerzo es, fundamentalmente, la transmisión directa a través de los capiteles situados en los extremos del refuerzo.

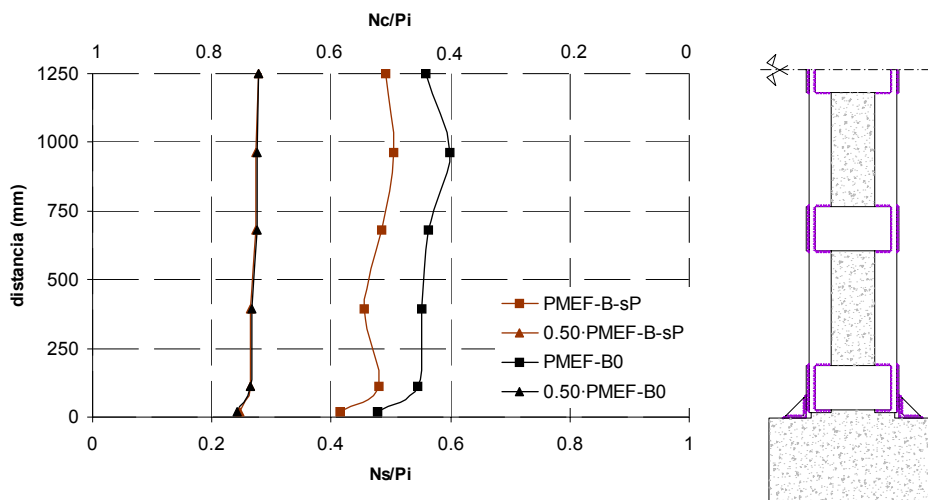


Fig. 4.35. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas B0 y B-sP

En la Fig. 4.35 se puede ver como se reparte la carga total aplicada, entre el hormigón que forma el soporte, y el acero del refuerzo. Para niveles de carga del 50% de P_{MEF} , el reparto de

cargas para las 2 probetas consideradas es prácticamente idéntico. No obstante, cuando la carga total aplicada coincide con P_{MEF} , el refuerzo de B0 absorbe un esfuerzo axial superior al correspondiente a la probeta B-sP.

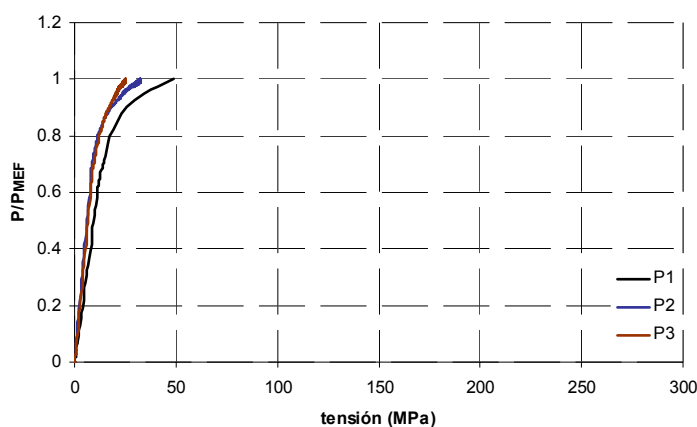


Fig. 4.36. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3. Probeta B-sP

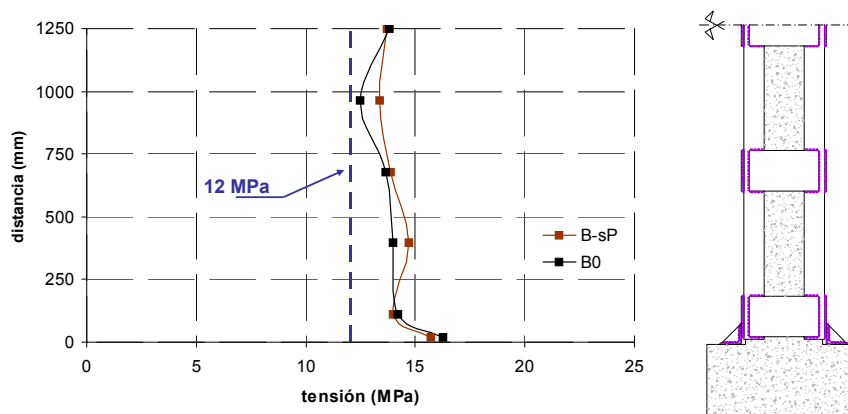


Fig. 4.37. Tensión de compresión a la que se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas B0 y B-sP

4.4.2.3. Conclusiones relativas al comportamiento de la probeta B-sP

Considerando que entre las probetas B0 y B-sP existen pocas diferencias en cuanto al nivel de confinamiento impuesto por el refuerzo (véanse Figs. 4.36 y 4.37), el mecanismo que motiva la diferencia de comportamiento entre ambas, radica en la transmisión de carga entre el refuerzo y el hormigón, tal y como se desprende de la Fig. 4.35.

Si comparamos las Figs. 4.24 y 4.34, relativas al estado de plastificación del refuerzo en el momento de la rotura (carga aplicada igual a P_{MEF}), podemos ver que para el caso de B-sP, no se produce la transmisión de cargas al tramo central del refuerzo. Este fenómeno se debe a que la zona situada por debajo del capitel de la probeta B-sP funciona como un “fusible”. Es

decir, se origina un efecto localizado, que impide que las cargas se transmitan de manera eficiente a las demás zonas del refuerzo. Lo que venimos comentando se puede intuir a partir de la Fig. 4.38, en la que se representa un esquema simplificado de las cargas y condiciones de contorno, a las que estaría sometida el ala del angular ubicada en el primer tramo del refuerzo.

Debido a la plastificación y pérdida de rigidez localizada en la zona anexa al capitel, se impide la transmisión de cargas a lo largo del refuerzo, afectando a una reducción de P_{MEF} , en comparación con un refuerzo equivalente en el que se dispongan presillas por debajo del capitel. De este modo, cuando se tenga previsto ejecutar un refuerzo con capiteles en los extremos, deberá evitarse la disposición de la probeta B-sP, debido a la menor eficacia del refuerzo.

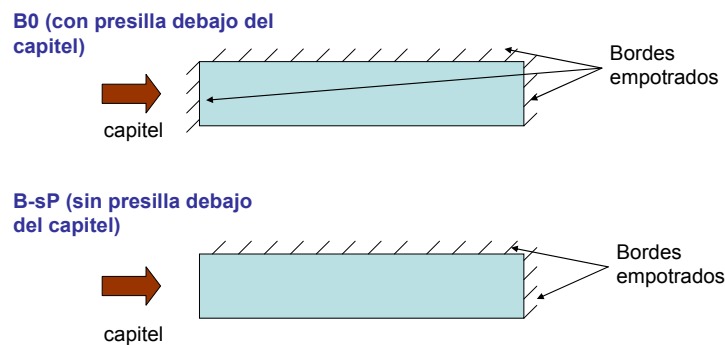


Fig. 4.38. Modelo simplificado que pretende explicar la pérdida de rigidez del ala del angular de la probeta B-sP

4.4.3. Grupo L

Al variar el calibre de los angulares se detecta también una variación en el valor P_{MEF} de cada una de las probetas. En la Tabla 4.4 se resumen los valores de la carga última para cada una de las probetas incluidas en este grupo, comparándolos con las correspondientes probetas de referencia del “Grupo Ref”. Del mismo modo se opera en la Fig. 4.39, donde se representan las curvas carga-acortamiento de las mismas probetas.

La eficacia (*efic*) a la cual se hace mención en la Tabla 4.4 se obtiene mediante la Ec. (4.1).

$$efic = \frac{P_{MEF} - (A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys})}{A_L \cdot f_{yR}} \quad (4.1)$$

Conforme aumenta el calibre de los angulares, se detecta un incremento en el valor de P_{MEF} , aunque también se observa una pérdida de la eficacia del refuerzo. Por otro lado, el incremento en el valor de la carga última va acompañado con un incremento de la ductilidad del SHARAPM.

Tabla 4.4. P_{MEF} de las probetas del “Grupo Ref” y “Grupo L”

Probeta	Angulares del refuerzo	P_{MEF} (kN)	$efic$
A0	L80.8	2185.7	0.68
A-L50	L50.5	1708.8	0.98
A-L120	L120.12	2941.8	0.56
B0	L80.8	2805.6	1.14
B-L50	L50.5	2019.7	1.44
B-L120	L120.12	4157.4	0.96

4.4.3.1. Pautas de comportamiento

Las pautas de comportamiento de las probetas englobadas en el “grupo L” son similares a las del “grupo Ref”, donde la rotura de todas ellas se origina en los extremos. La única particularidad se detecta en las probeta A-L120 y B-L120, donde plastifican a la vez los angulares del primer tramo y la primera de las presillas (véanse Figs. 4.40 y 4.41).

En el Apéndice III se incluyen la totalidad de las Figs. que permiten representar las pautas de comportamiento de cada una de las probetas planteadas en este grupo. No se incluyen en este apartado la totalidad de las Figs. debido a la similitud que presentan con respecto a las del “grupo Ref”.

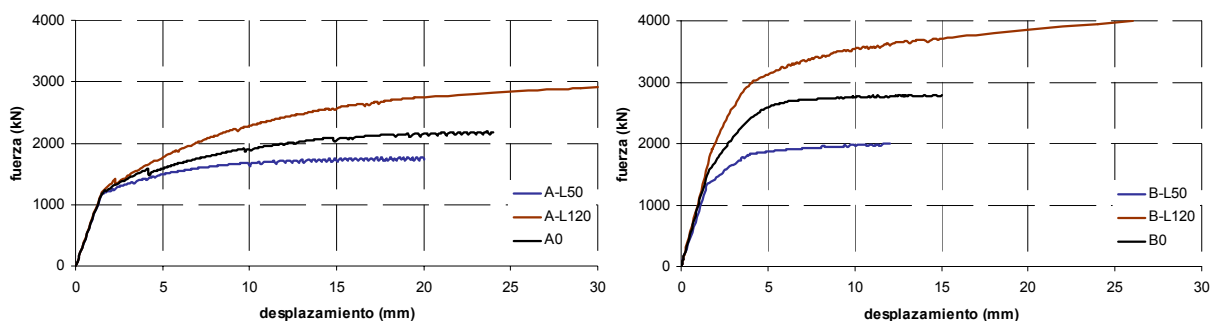


Fig. 4.39. Curvas carga-acortamiento. “Grupo L”

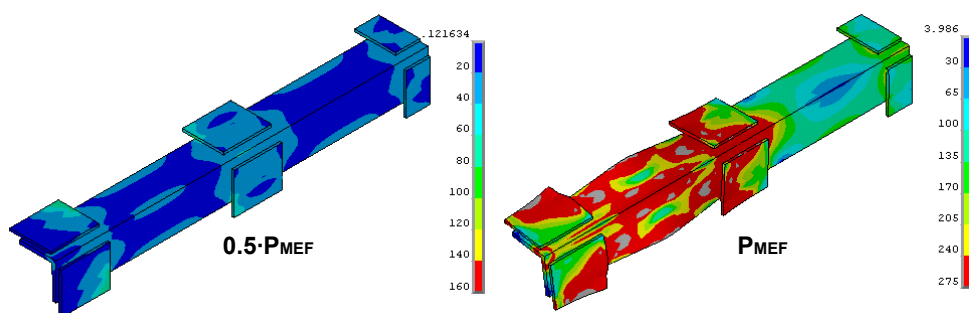


Fig. 4.40. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-L120

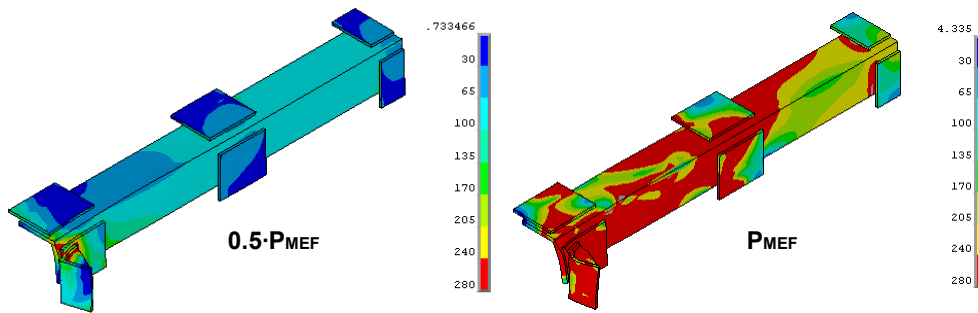


Fig. 4.41. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-L120

4.4.3.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

Si analizamos el reparto de carga entre el refuerzo y el hormigón del soporte (véanse Figs. 4.42 y 4.43), vemos que conforme se incrementa el calibre de los angulares, se mejora también el reparto de cargas al refuerzo. A priori, este comportamiento parece obvio, debido que un incremento en el área de los angulares, y por lo tanto la rigidez del refuerzo, redundará en un mejor reparto de cargas.

En el caso de las probetas A-L120 y B-L120, el reparto de cargas al refuerzo, en el estado límite último, es inferior al que se podría prever a la vista del mismo reparto cuando la carga aplicada es $0.50 \cdot P_{MEF}$. Podemos afirmar que el motivo de este fenómeno radica en que la plastificación de las presillas condiciona el comportamiento de estas probetas.

El confinamiento impuesto por el refuerzo sobre el soporte, queda bien representado mediante las Figs. 4.44 y 4.45. En ellas podemos ver que conforme aumenta el calibre de los angulares, mayor importancia tendrá el confinamiento. Sobretudo podemos ver que las presillas de los extremos aparecen plastificadas, tanto para la probeta A-L120 como para la B-L120.

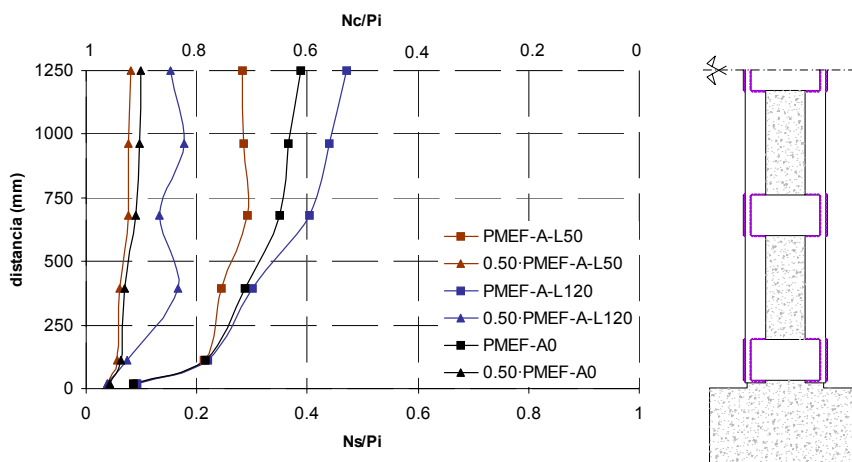


Fig. 4.42. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas A-L50 y A-L120

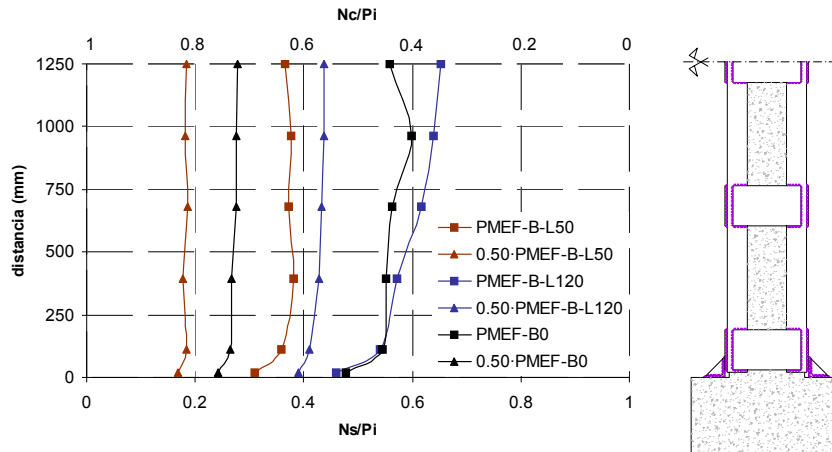


Fig. 4.43. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas B-L50 y B-L120

La importancia del confinamiento comentada, queda corroborada mediante las Figs. 4.46 y 4.47, donde se representa la tensión de compresión absorbida por el hormigón, en el momento en que la carga total aplicada coincide con P_{MEF} . Tal y como se puede ver en estas Figs. para el caso de las probetas A-L120 y B-L120, el hormigón está solicitado a una tensión claramente superior a su resistencia a compresión (12 MPa).

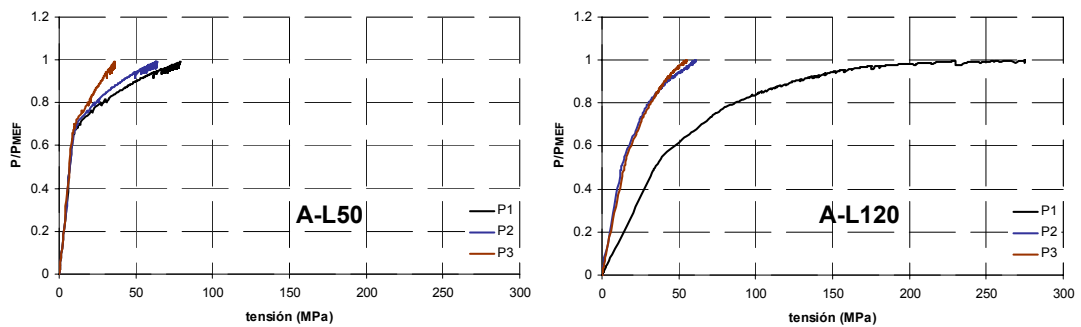


Fig. 4.44. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas A-L50 y A-L120)

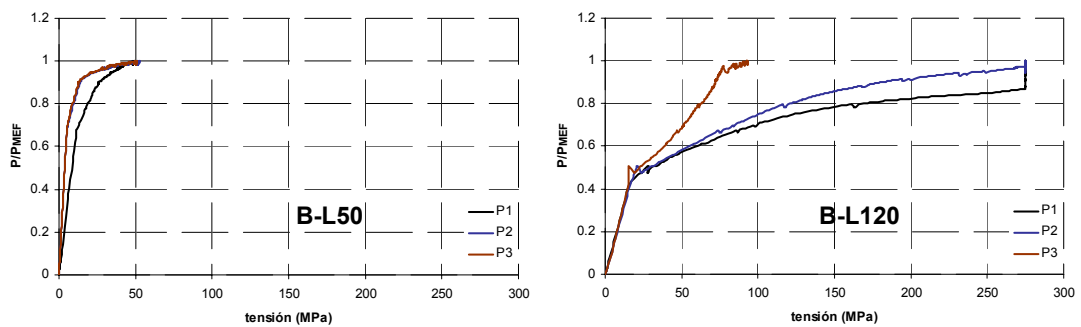


Fig. 4.45. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas B-L50 y B-L120)

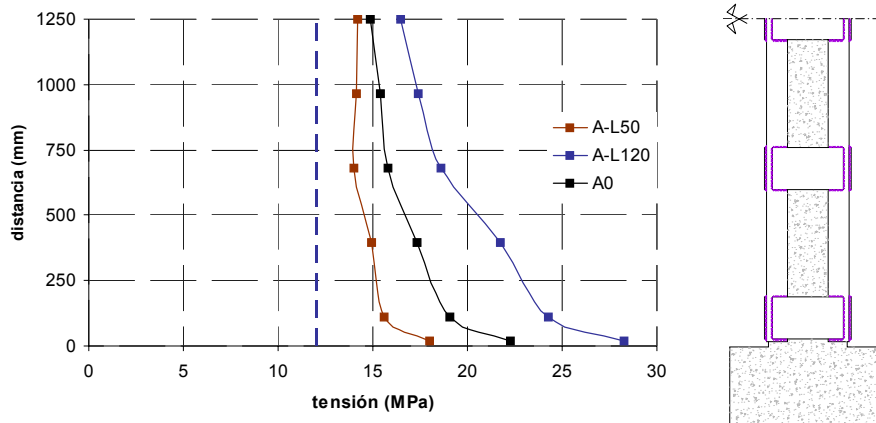


Fig. 4.46. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas A-L50 y A-L120

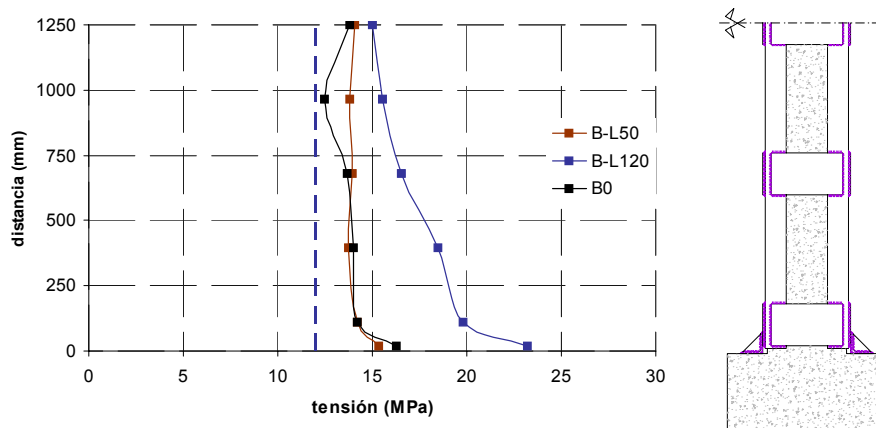


Fig. 4.47. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas B-L50 y B-L120

4.4.3.3. Conclusiones relativas al comportamiento de las probetas del “Grupo L”

Es de destacar que un incremento en el calibre de los angulares que forman el refuerzo, se traduce en un incremento de P_{MEF} , a la vez que en una mejora de la ductilidad. Esta mejora en la ductilidad es debida principalmente a la mejora del confinamiento que provoca la mayor dimensión de los angulares. Por otro lado, el incremento del calibre de los angulares repercute también en una mejor transmisión de cargas desde el soporte al refuerzo, fruto del incremento de rigidez de este último.

En la Fig. 4.48 analizamos por separado la carga última de las probetas tipo A (A0, A-L50 y A-L120) y las tipo B (B0, B-L50 y B-L120). Podemos ver que un incremento en el calibre de los angulares, produce una mayor mejora de P_{MEF} en las probetas tipo B, que en las tipo A. Por otro lado, la eficacia del refuerzo (expresada según la Ec. (4.1)), disminuye conforme

aumenta el calibre de los angulares. Este último aspecto puede verse claramente en la Fig. 4.49.

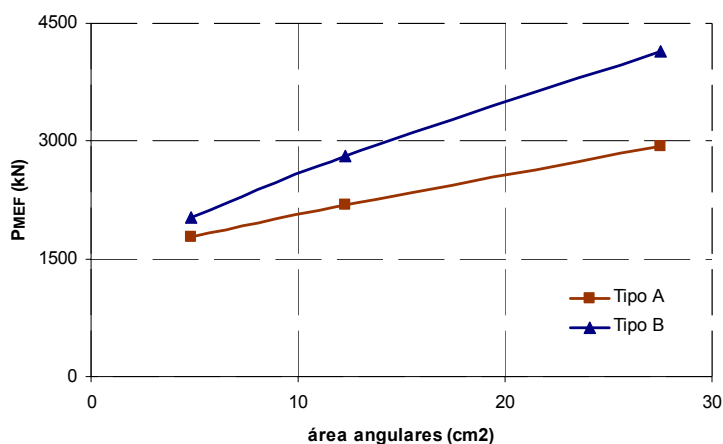


Fig. 4.48. Relación entre la carga última del SHARAPM y el área de los angulares del refuerzo

En algunas de las probetas analizadas en este grupo, se ha detectado que el comportamiento de las mismas está condicionado por la plastificación de las presillas que forman el refuerzo. Este modo de comportamiento de un SHARAPM ya fue observado por Giménez (2007) y ha sido analizado en el Capítulo 3.

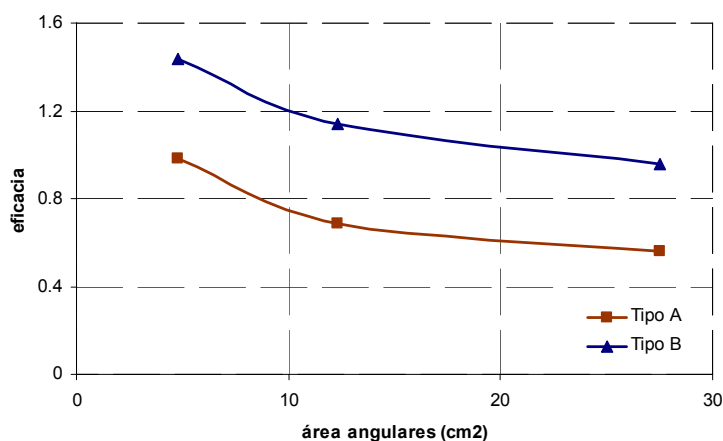


Fig. 4.49. Relación entre la eficacia del refuerzo y el área de los angulares

4.4.4. Grupo f_y

Una variación en el límite elástico del acero del refuerzo, redonda en una variación en el valor de P_{MEF} . Tal y como se desprende de la Tabla 4.5 y de la Fig. 4.50, las probetas tipo B son bastante sensibles a una variación en el valor del límite elástico del acero del refuerzo. Por otro lado, las probetas A0 se ven muy poco afectadas por la variación de este parámetro. En cuanto a la eficacia del refuerzo se refiere ($efic$), se detecta un descenso en el valor de la

misma, conforme aumenta el límite elástico del acero del refuerzo.

Tabla 4.5. P_{MEF} de las probetas del “Grupo Ref” y “Grupo fy”

Probeta	f_{yR} (MPa)	P_{MEF} (kN)	$efic$
A0	275	2185.7	0.68
A-fy235	235	2109.8	0.73
A-fy355	355	2349.4	0.62
B0	275	2805.6	1.14
B-fy235	235	2621.0	1.78
B-fy355	355	3206.1	1.11

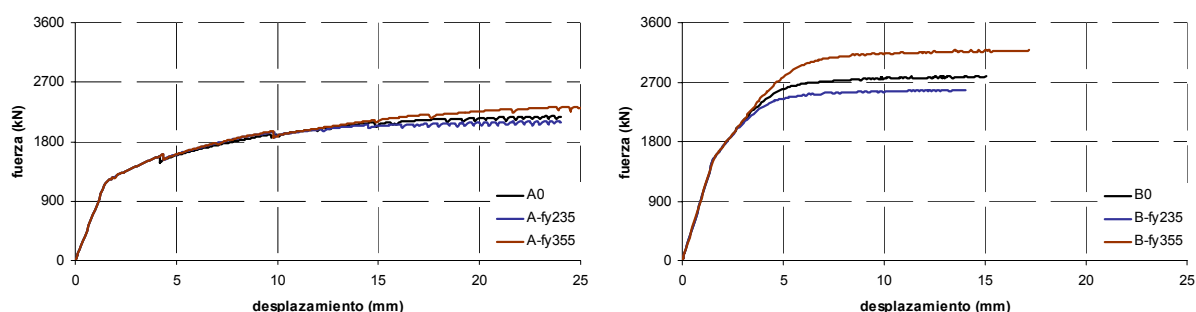


Fig. 4.50. Curva carga-acortamiento. “Grupo fy”

4.4.4.1. Pautas de comportamiento

Las pautas de comportamiento de las probetas incluidas en el “grupo fy” son muy similares a las del “grupo Ref”. Se tiene por tanto que:

- La rotura de todas las probetas se localiza en los extremos.
- En el caso de las probetas tipo A, la rotura del SHARAPM va acompañada por la formación de 3 rótulas plásticas en el primer tramo de angulares. Este comportamiento es debido a la presión de confinamiento originada por la expansión lateral del hormigón por efecto Poisson.
- En el momento de la rotura de las probetas tipo B, se produce la plastificación conjunta de todos los tramos de los angulares del refuerzo.

Para analizar las figuras que representan las pautas de comportamiento de las probetas del “grupo fy” se remite a la consulta del Apéndice III.

4.4.4.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

Si analizamos el reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón del soporte, observamos:

- Para las probetas tipo A, el reparto de cargas prácticamente no se ve influenciado por una variación en el límite elástico del acero del refuerzo (véase Fig. 4.51).
- En el caso de las probetas tipo B, la transmisión de cargas es ligeramente más eficaz, conforme se incrementa el límite elástico del acero del refuerzo (véase Fig. 4.52).

Una variación en el límite elástico del acero del refuerzo, prácticamente no afecta al confinamiento impuesto por el refuerzo sobre el hormigón del soporte. Esto queda de manifiesto a través de las Figs. 4.53 a 4.56. Como se desprende de estas últimas Figs., la tracción en las presillas es muy similar para las parejas de probetas A-fy235/A-fy355 y B-fy235/B-fy355. Además, la tensión de compresión en el hormigón es muy similar para estas mismas parejas de probetas.

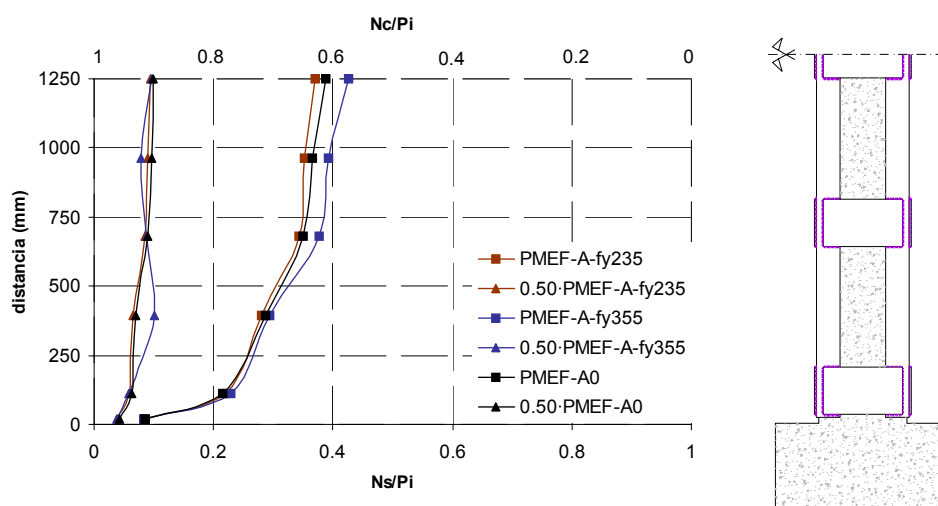


Fig. 4.51. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas A-fy235 y A-fy355

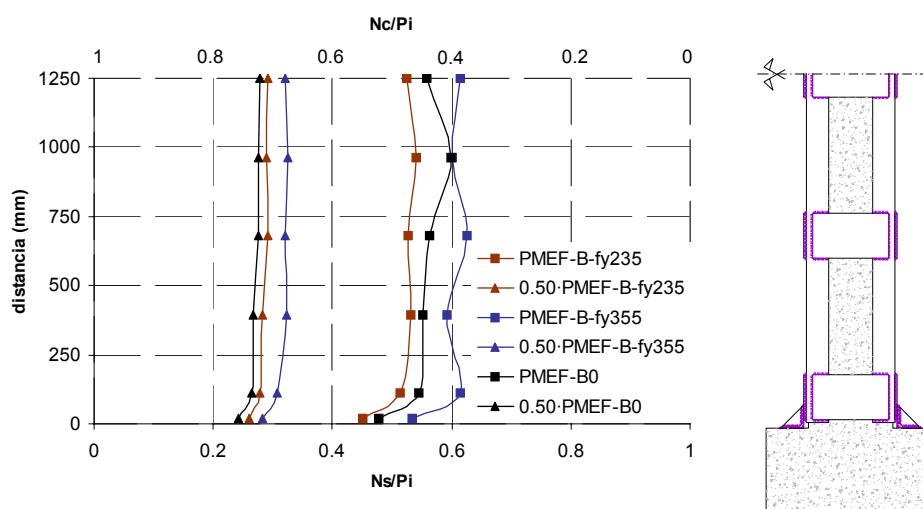


Fig. 4.52. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas B-fy235 y B-fy355

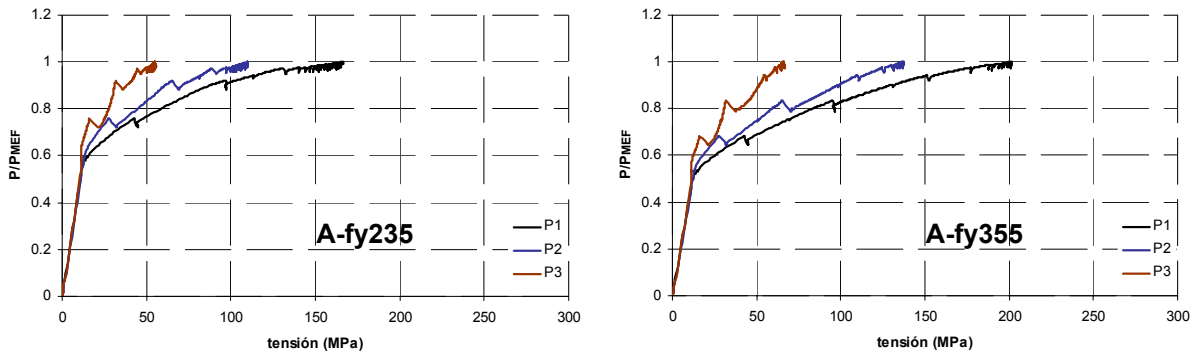


Fig. 4.53. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas A-fy235 y A-fy355)

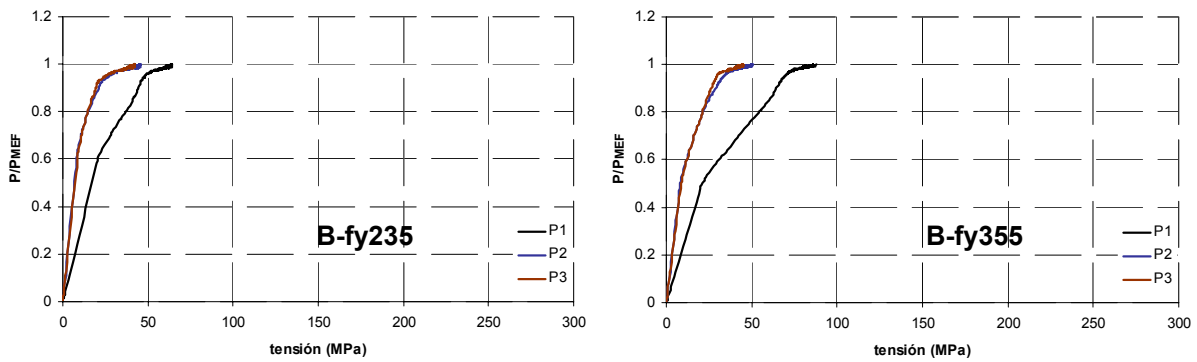


Fig. 4.54. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas B-fy235 y B-fy355)

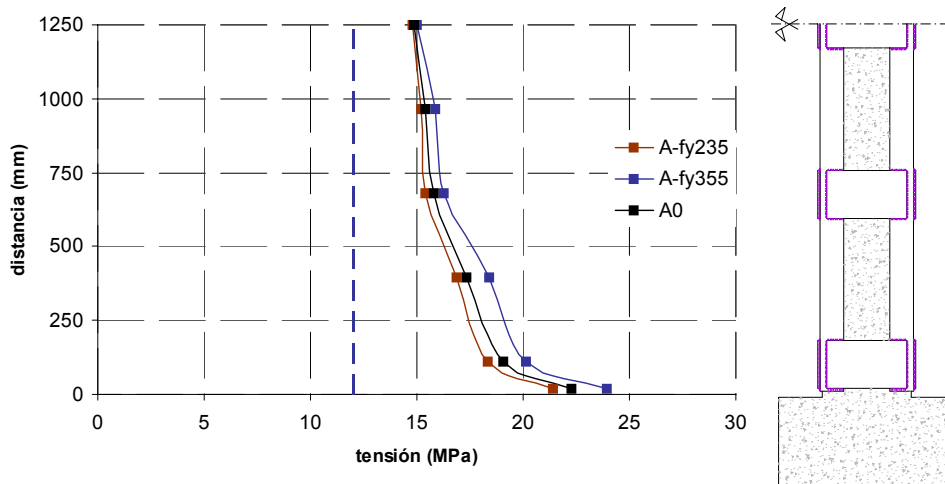


Fig. 4.55. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas A-fy235 y A-fy355

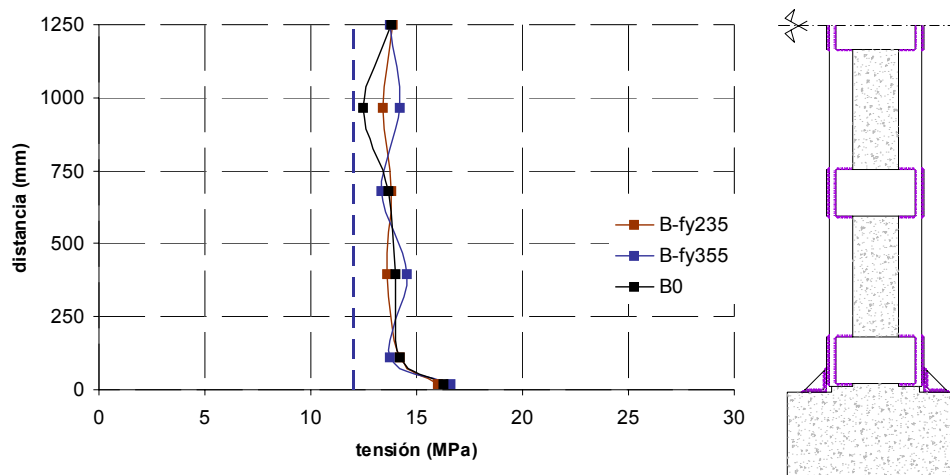


Fig. 4.56. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas B-fy235 y B-fy355

4.4.4.3. Conclusiones relativas al comportamiento de las probetas del “Grupo fy”

Una variación del límite elástico del acero del refuerzo, influye muy poco sobre el comportamiento de un SHARAPM sin capitel (probetas tipo A). Por otro lado, en el caso de SHARAPM con capitel (probetas tipo B), un incremento en el valor de aquel parámetro, repercute en una ligera mejora en el reparto de cargas entre el acero del refuerzo y el hormigón del soporte.

En la Fig. 4.57 se representa cómo afecta una variación en el límite elástico del acero del soporte, sobre la carga última de un SHARAPM. Tal y como se puede ver para el caso de las probetas tipo A, el valor P_{MEF} apenas se ve afectado por una variación de límite elástico del acero del refuerzo. Por otro lado, sí se experimenta una cierta dependencia para el caso de las probetas tipo B.

En cuanto a la eficacia del refuerzo se refiere (*efic*), a partir de la Fig. 4.58 queda de manifiesto el descenso que experimenta este parámetro, al incrementarse el límite elástico del acero del refuerzo. Esta pérdida de eficacia, es ligeramente superior en el caso de las probetas tipo A.

4.4.5. Grupo f_c

Como es obvio, una variación en la resistencia del hormigón del soporte redundará en un cambio en P_{MEF} en la misma proporción. Puede verse en la Tabla 4.6 y en la Fig. 4.59 cómo afecta la resistencia del hormigón sobre el valor de la carga última del SHARAPM.

Es de destacar que conforme aumenta la resistencia del hormigón del soporte, se incrementa

también la eficacia del refuerzo.

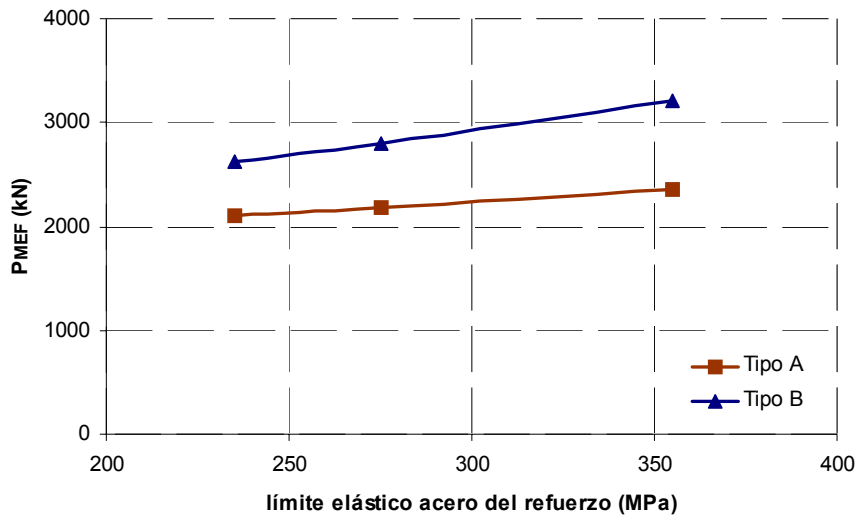


Fig. 4.57. Relación entre la carga última del SHARAPM y el límite elástico del acero del refuerzo

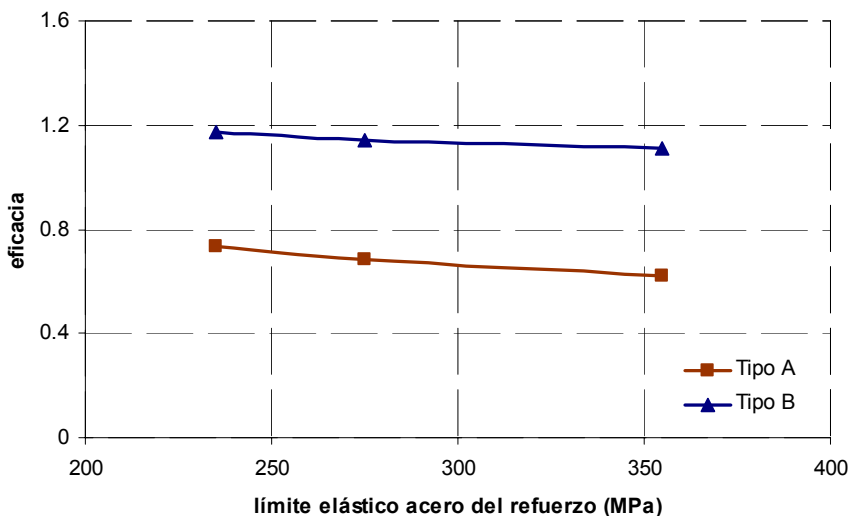


Fig. 4.58. Relación entre la eficacia del refuerzo y el límite elástico del acero

Tabla 4.6. P_{MEF} de las probetas del “Grupo Ref” y “Grupo f_c ”

Probeta	f_c (MPa)	P_{MEF} (kN)	$efic$
A0	12	2185.7	0.68
A- f_c 4	4	1312.8	0.57
A- f_c 25	25	3494.4	0.78
B0	12	2805.6	1.14
B- f_c 4	4	1988.8	1.07
B- f_c 25	25	4055.4	1.20

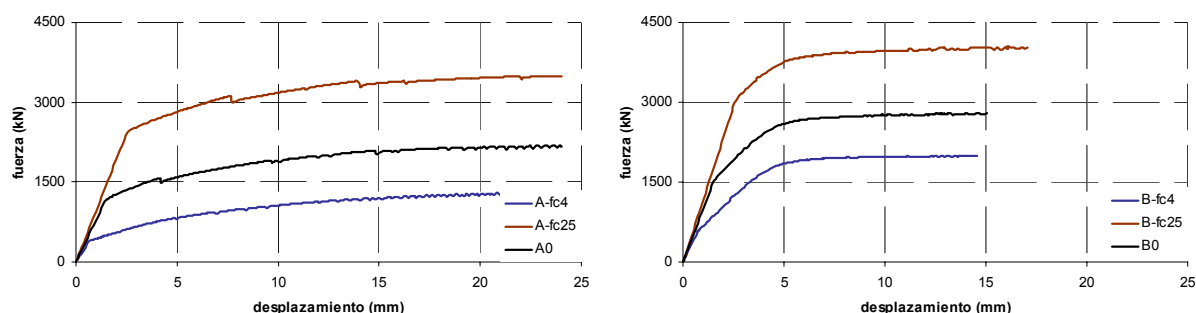


Fig. 4.59. Curvas carga-acortamiento. “Grupo f_c ”

4.4.5.1. Pautas de comportamiento

Las pautas de comportamiento de las probetas del “Grupo f_c ” son prácticamente idénticas a las del “Grupo Ref” (véanse Figs III.24 a III.31 del Apéndice III). Se puede afirmar por tanto, que una variación de la resistencia a compresión del hormigón, no afectará a las pautas de comportamiento del SHARAPM.

4.4.5.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

A partir de las Figs. 4.60 y 4.61, se puede percibir que el reparto de cargas sobre el refuerzo es más eficaz cuanto menor es la resistencia del hormigón del soporte. La justificación de este fenómeno es relativamente sencilla:

- Para cargas totales (P_i) por debajo de P_{MEF} (por ejemplo $0.50 \cdot P_{MEF}$): Cuando decrece f_c , también se producirá un descenso en E_c . De este modo, aumentará la rigidez relativa del refuerzo con respecto al soporte, justificándose la mayor absorción de cargas por parte del refuerzo.
- Cuando la carga total (P_i) coincide con P_{MEF} : Al disminuir f_c , la resistencia última del refuerzo cobrará mayor importancia con respecto a la resistencia última del soporte sin reforzar. Por este motivo, el refuerzo absorberá más carga cuando decrece el valor de f_c .

A partir de las Figs. 4.62 a 4.65 podemos ver que una variación de f_c afecta muy poco al mecanismo de incremento de cargas debido al confinamiento impuesto por el refuerzo. El comportamiento de los pares de probetas A-fc4/A-fc25 y B-fc4/A-fc25, es muy similar al de las probetas A0 y B0, respectivamente, en cuanto al mecanismo del confinamiento se refiere. Podríamos afirmar que este mecanismo es ligeramente más eficaz en el caso de las probetas tipo A, conforme aumenta el valor de f_c .

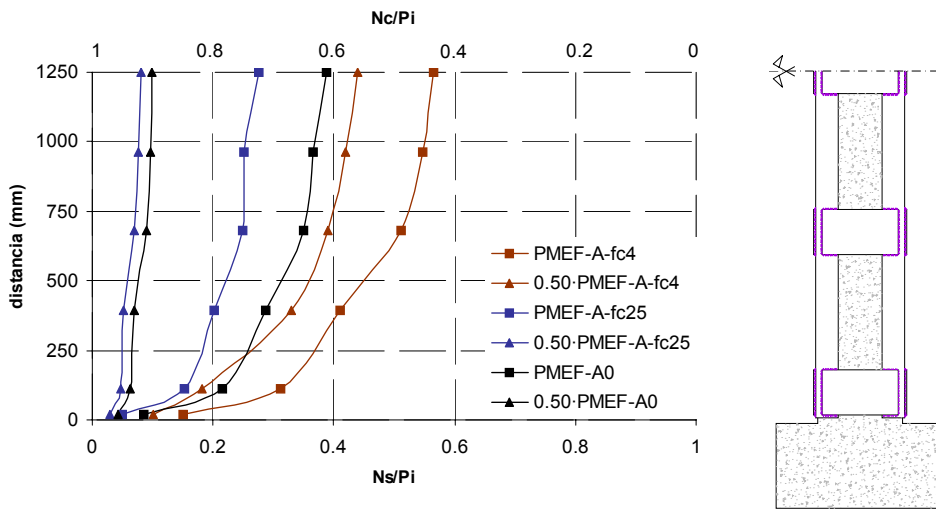


Fig. 4.60. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas A-fc4 y A-fc25

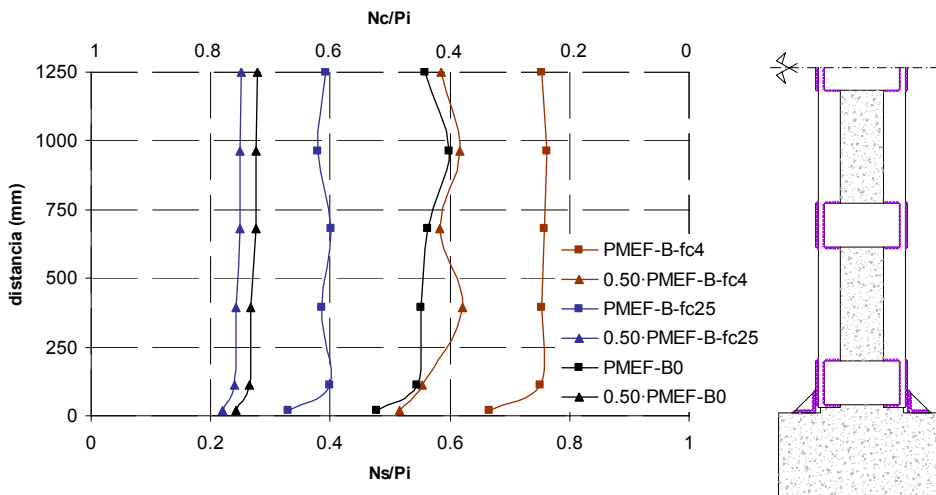


Fig. 4.61. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas B-fc4 y B-fc25

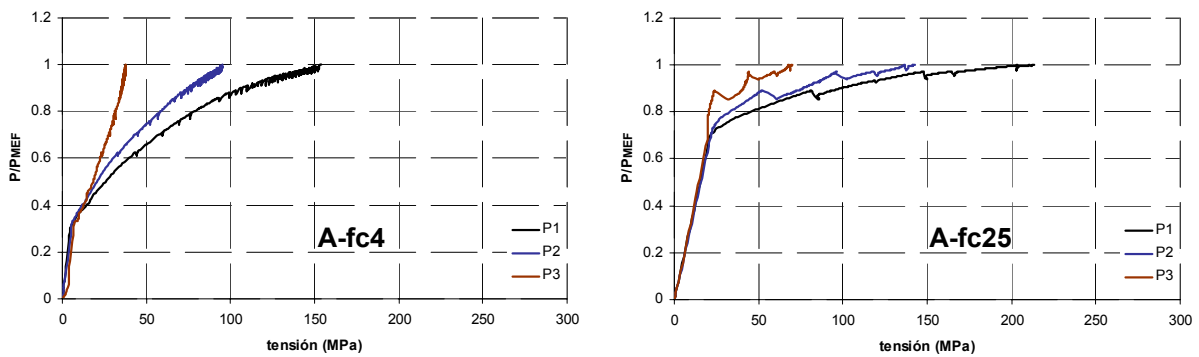


Fig. 4.62. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas A-fc4 y A-fc25)

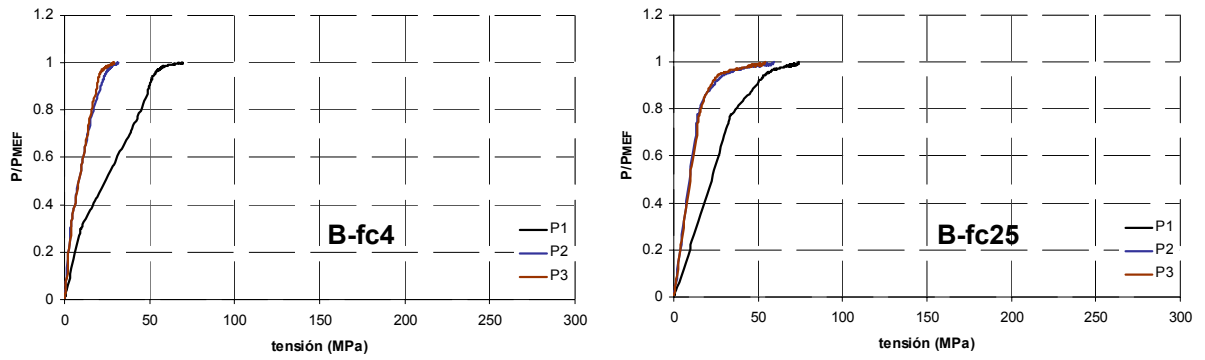


Fig. 4.63. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas B-fc4 y B-fc25)

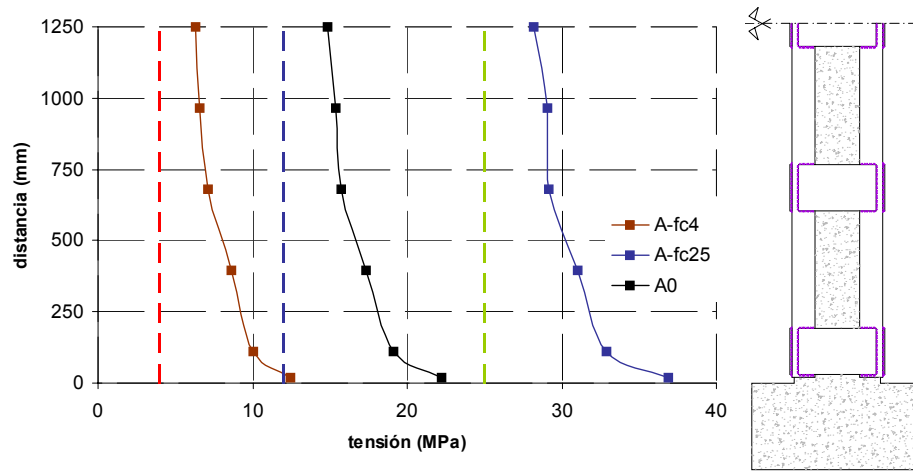


Fig. 4.64. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas A-fc4 y A-fc25

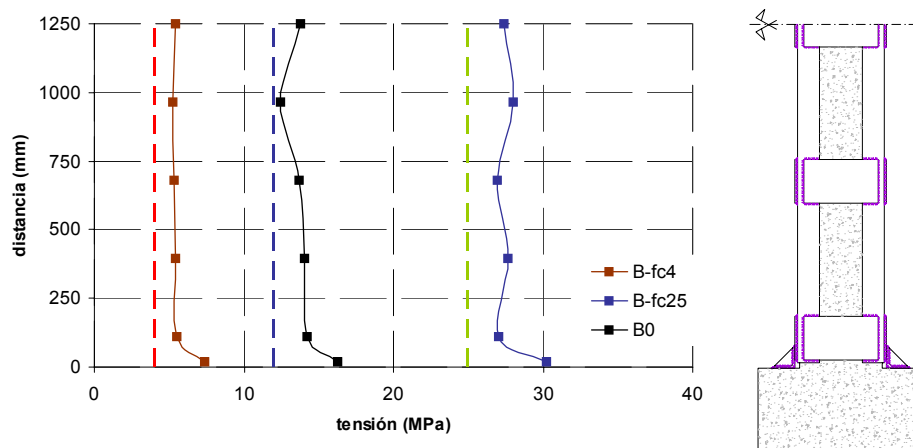


Fig. 4.65. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas B-fc4 y B-fc25

4.4.5.3. Conclusiones relativas al comportamiento de las probetas del “Grupo f_c ”

Como es lógico, al aumentar el valor de f_c se produce un incremento de P_{MEF} (véase Fig. 4.66). Es interesante destacar que una variación en el valor de aquel parámetro, afecta ligeramente a la eficacia del refuerzo (véase Fig. 4.67).

Aunque la transmisión de cargas entre el refuerzo y el soporte es más eficiente para valores bajos de f_c , el efecto del confinamiento es ligeramente superior conforme aumenta el valor de dicho parámetro, sobretodo para el caso de las probetas tipo A.

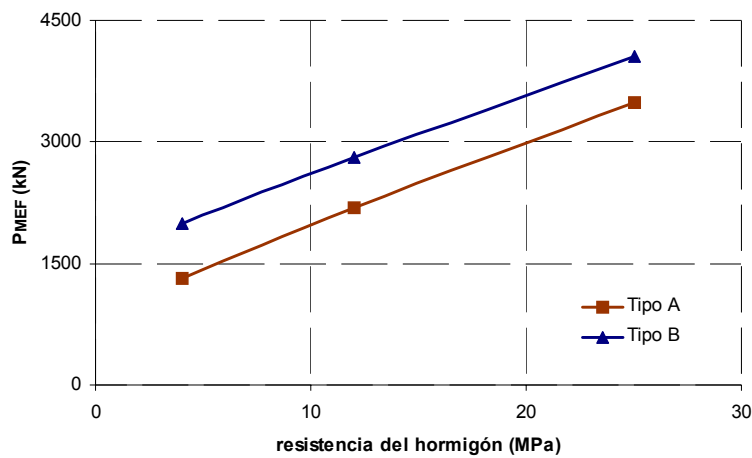


Fig. 4.66. Relación entre la carga última del SHARAPM y la resistencia del hormigón del soporte

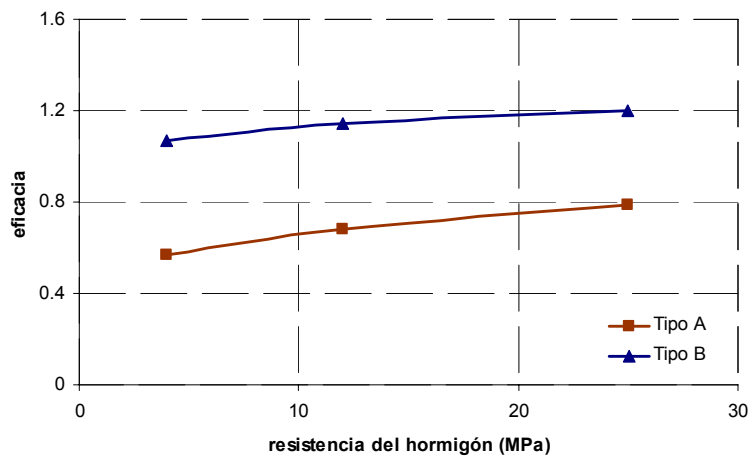


Fig. 4.67. Relación entre la eficacia del refuerzo y la resistencia del hormigón

4.4.6. Grupo P100

Al disminuir la dimensión de las presillas, se observa un descenso en P_{MEF} , así como en la eficacia del refuerzo (véase la Tabla 4.7 y la Fig. 4.68). En valores relativos, el descenso comentado es más acusado en las probetas tipo A que en las tipo B.

Tabla 4.7. P_{MEF} de las probetas del “Grupo Ref” y “Grupo P100”

Probeta	Tamaño de las presillas (mm)	P_{MEF} (kN)	$efic$
A0	270x160x8	2185.7	0.68
A-P100	270x100x8	1889.6	0.46
B0	270x160x8	2805.6	1.14
B-P100	270x100x8	2550.2	0.95

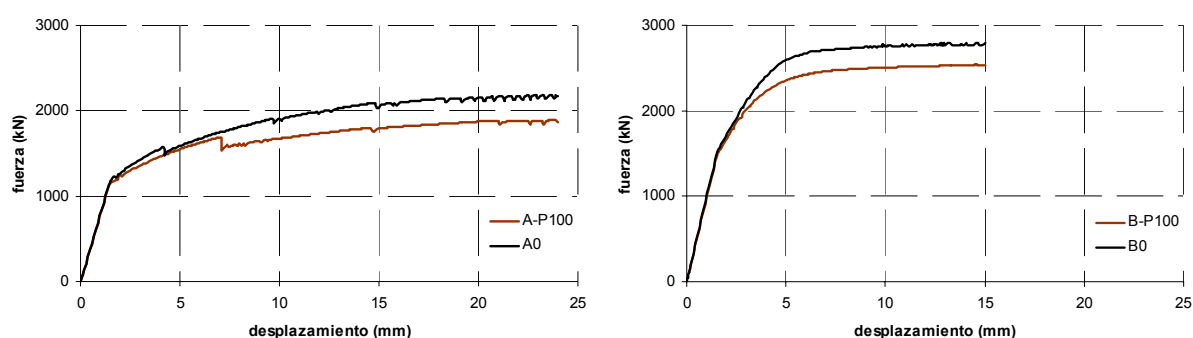


Fig. 4.68. Curvas carga-acortamiento. “Grupo P100”

4.4.6.1. Pautas de comportamiento

Las pautas de comportamiento de las probetas del “Grupo P100” son prácticamente idénticas a las del “Grupo Ref” (véanse Figs III.32 a III.35 del III). Podemos decir que la variación realizada con respecto al tamaño de las presillas, prácticamente no afecta a las pautas de comportamiento del SHARAPM.

4.4.6.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

Si analizamos la transmisión de cargas entre el refuerzo y el soporte (véanse Figs. 4.69 y 4.70), se detecta una cierta influencia del tamaño de las presillas. Cuanto mayor sea el tamaño de las presillas, la transmisión de cargas será mejor, sobretodo cuando la carga total (P_i) es cercana a P_{MEF} .

Lo comentado en el párrafo anterior queda de manifiesto a través de la Fig. 4.71, donde se puede ver que el deslizamiento entre el hormigón (mortero) y el refuerzo, es mayor en las probetas A-P100 y B-P100, que en las A0 y B0, respectivamente (basta para ello con comparar las Figs. 4.28 y 4.71). Cuanto mayor sea el deslizamiento detectado, menor será la eficacia en cuanto a la transmisión de cargas se refiere.

La dependencia entre la dimensión de las presillas y la transmisión de cargas entre el refuerzo y el hormigón, depende fundamentalmente del mecanismo de transmisión de cargas por

tensiones rasantes:

- Al variar la dimensión de las presillas, variará el área de reparto frente a la transmisión por tensiones rasantes entre el hormigón (mortero) y el refuerzo.
- Si varía la dimensión de las presillas, también lo hará la tensión de confinamiento impuesta por aquellas, por lo que según la expresión del modelo de fricción de Coulomb, variará la tensión rasante crítica del contacto.

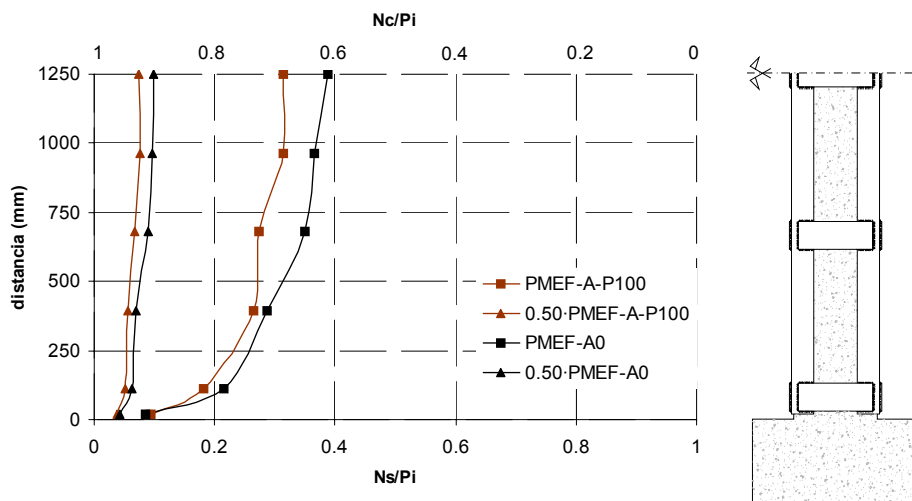


Fig. 4.69. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probeta A-P100

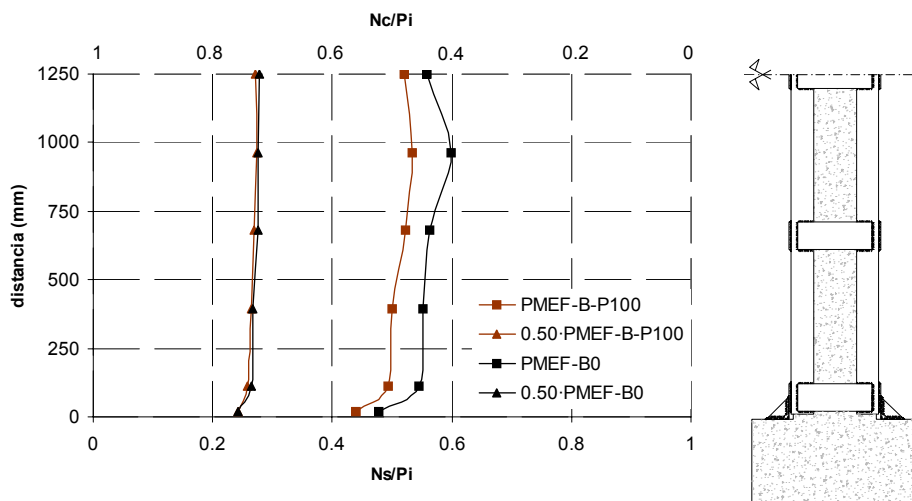


Fig. 4.70. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probeta B-P100

Si comparamos las curvas incluidas en la Fig. 4.72 con las de la Fig. 4.30, vemos que las presillas de las probetas correspondientes al “Grupo P100” presentan un estado tensional similar a las del “Grupo Ref”. No obstante, a partir de la Fig. 4.73 queda de manifiesto que la importancia del confinamiento aumenta conforme lo hace la dimensión de las presillas,

sobretodo para las probetas tipo A (compárense las Figs. 4.73 y 4.74).

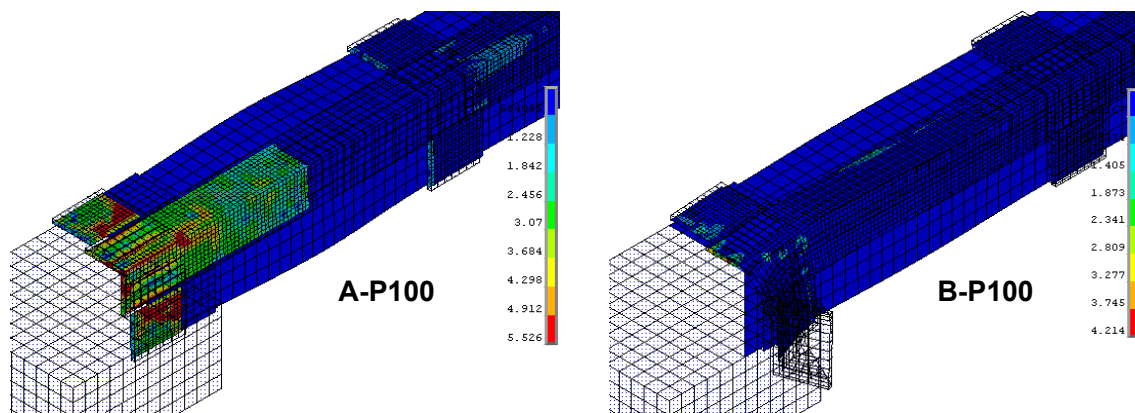


Fig. 4.71. Deslizamiento entre el mortero/hormigón y los elementos del refuerzo (mm). Desplazamiento impuesto en cabeza $d=12$ mm. Probetas A-P100 y B-P100

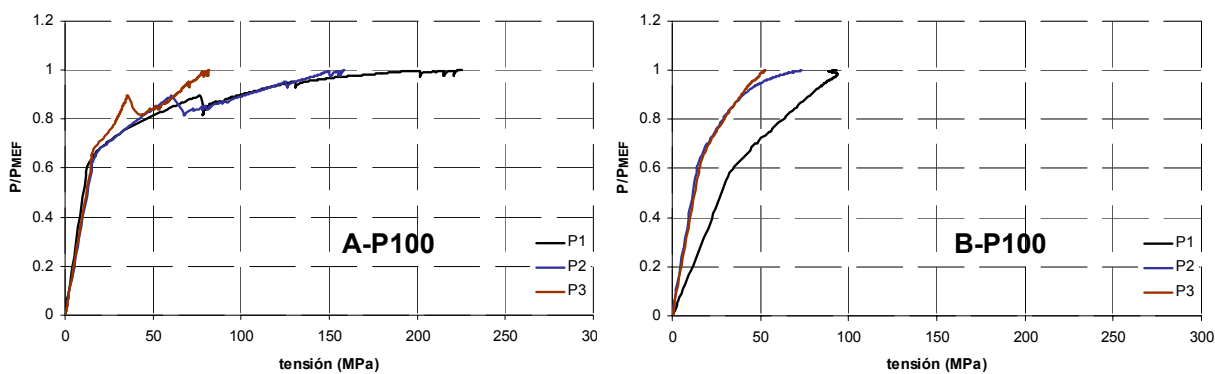


Fig. 4.72. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas A-P100 y B-P100)

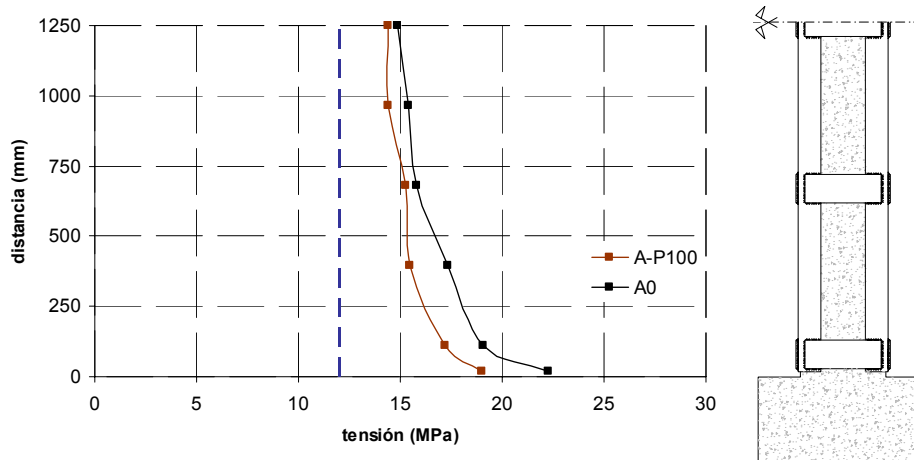


Fig. 4.73. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probeta A-P100

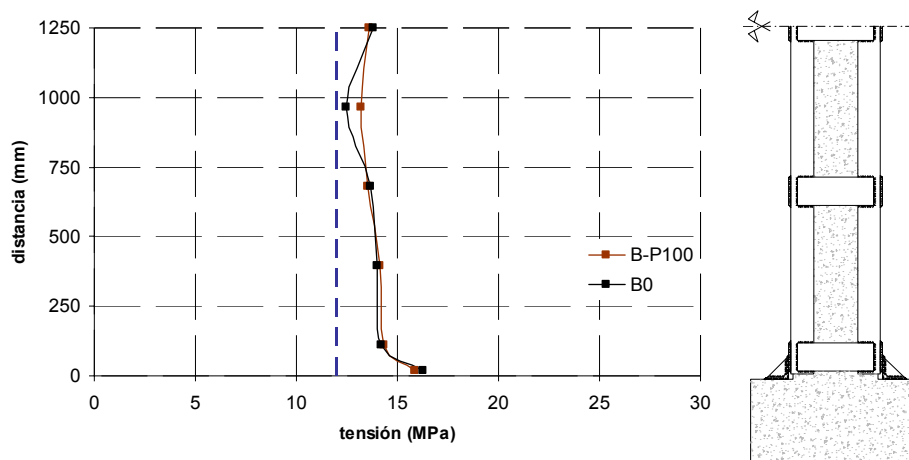


Fig. 4.74. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probeta B-P100

4.4.5.3. Conclusiones relativas al comportamiento de las probetas del “Grupo P100”

Al analizar de forma conjunta las probetas del “Grupo Ref” y del “Grupo P100”, se observa que la carga última del SHARAPM, así como la eficacia del refuerzo, dependen de la dimensión de las presillas. Esto último se detecta en mayor medida en las probetas del tipo A.

La mayor P_{MEF} y $efic$ originadas por una mayor dimensión de las presillas, se debe fundamentalmente a la mejor transmisión de cargas entre el refuerzo y el soporte, así como a la mayor eficacia del confinamiento.

4.4.7. Grupo PA

La disposición de unas presillas adicionales en los extremos del refuerzo, contribuye a incrementar la carga última del SHARAPM, además de a la eficacia del refuerzo. Este efecto es más acusado para el caso de la probeta A-PA, donde se pasa de valores de la eficacia de 0.68 (para la probeta A0) a 1.13 (para la probeta A-PA). Los aspectos comentados pueden verse con más detalle a través de la Tabla 4.8 y de la Fig. 4.75.

Tabla 4.8. P_{MEF} de las probetas del “Grupo Ref” y “Grupo PA”

Probeta	Presillas por cada cara del soporte (uds)	P_{MEF} (kN)	$efic$
A0	5	2185.7	0.68
A-PA	7	2788.2	1.13
B0	5	2805.6	1.14
B-PA	7	2892.4	1.21

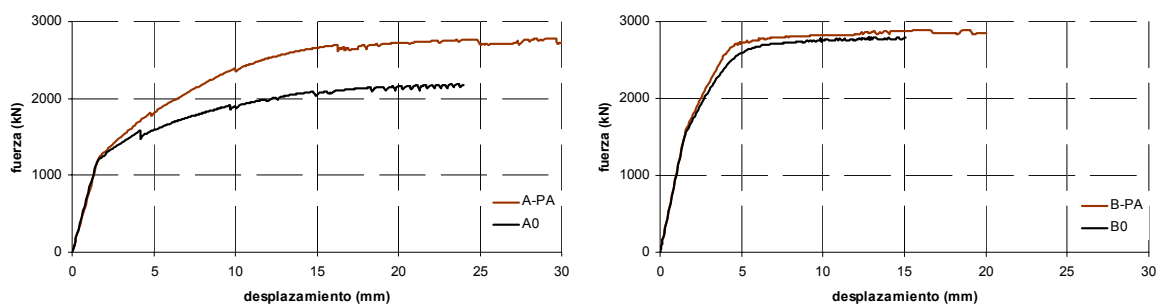


Fig. 4.75. Curvas carga-acortamiento. “Grupo PA”

4.4.7.1. Pautas de comportamiento

Al disponer unas presillas adicionales en los extremos del refuerzo, la rotura de las probetas se traslada hacia el centro, tal y como queda de manifiesto en las Figs. 4.76 a 4.79.

La plastificación de los angulares de la probeta A-PA se debe a la expansión lateral del hormigón del soporte, mientras que en la probeta B-PA, dicha plastificación se debe a la compresión centrada a la cual se encuentran sometidos los angulares, ya que la expansión lateral del hormigón de dicha probeta, será considerablemente inferior al de la probeta A-PA.

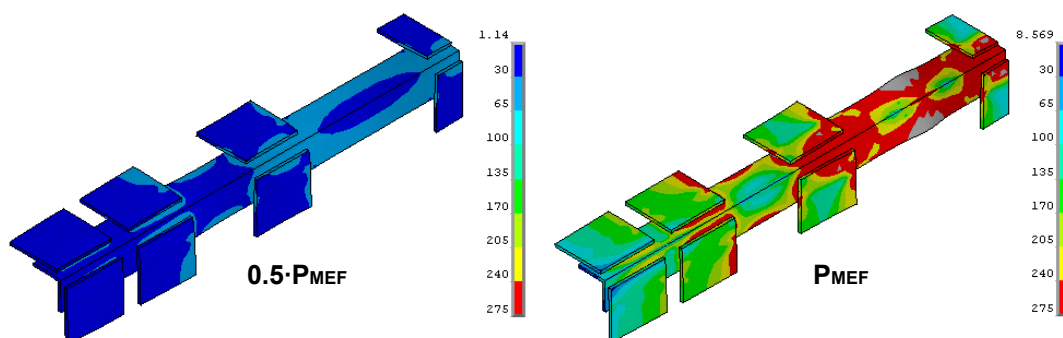


Fig. 4.76. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-PA

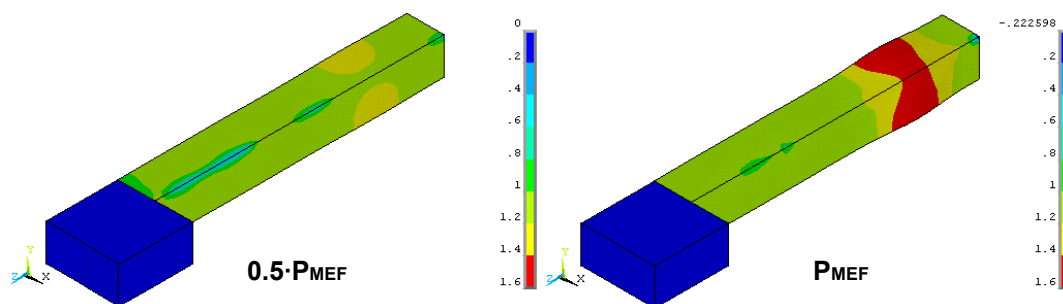


Fig. 4.77. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A-PA

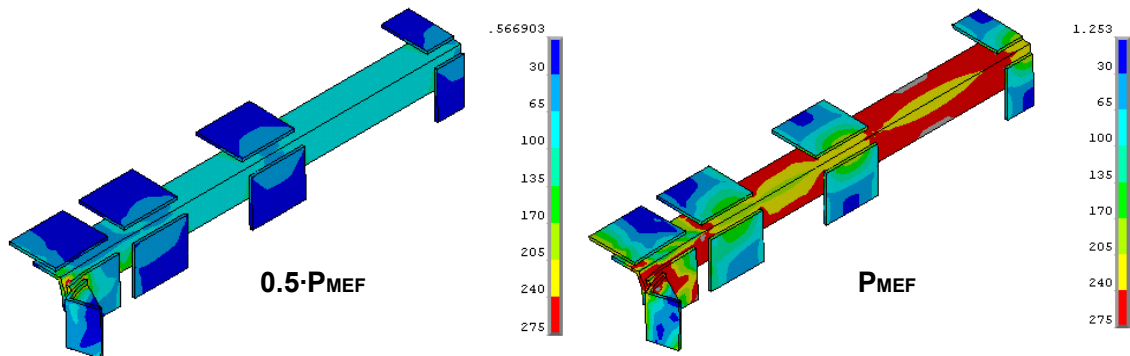


Fig. 4.78. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-PA

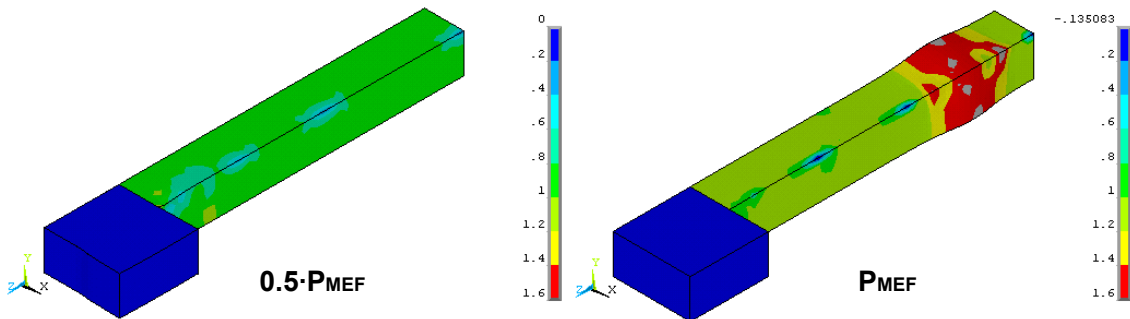


Fig. 4.79. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B-PA

4.4.7.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

Tal y como se puede ver a partir de las Figs. 4.80 y 4.81, la disposición de unas presillas adicionales contribuye a mejorar la transmisión de cargas entre el refuerzo y el soporte, sobretodo para el caso de las probetas tipo A. Podemos afirmar:

- Probeta A-PA. La mejora en la transmisión de cargas se debe al incremento del área de reparto frente a tensiones rasantes, en relación con A0. Además, al tener la zona de los extremos más zunchada, el efecto del confinamiento se verá incrementado, contribuyendo también a mejorar la resistencia.
- Probeta B-PA. Cuando se disponen capiteles en los extremos del refuerzo, el mecanismo de transmisión directa de cargas cobra más importancia que la transmisión por rasante. De este modo, la disposición de la presilla adicional apenas afecta a la transmisión de cargas entre el refuerzo y el soporte.

El fenómeno que se viene comentando, se puede ver también en la Fig. 4.82, donde se representa el deslizamiento entre el refuerzo y el hormigón (mortero). Si comparamos entre sí las Figs 4.28 y 4.82, vemos la mejora ocasionada por la disposición de una presilla adicional.

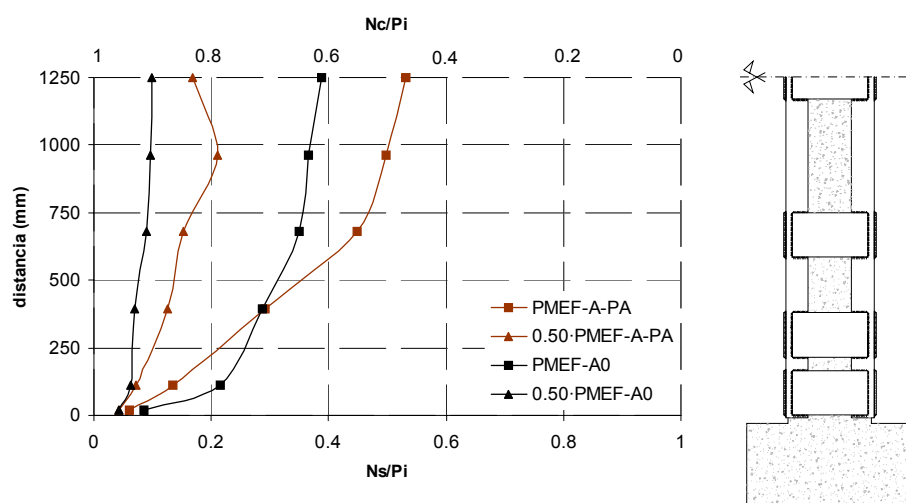


Fig. 4.80. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probeta A-PA

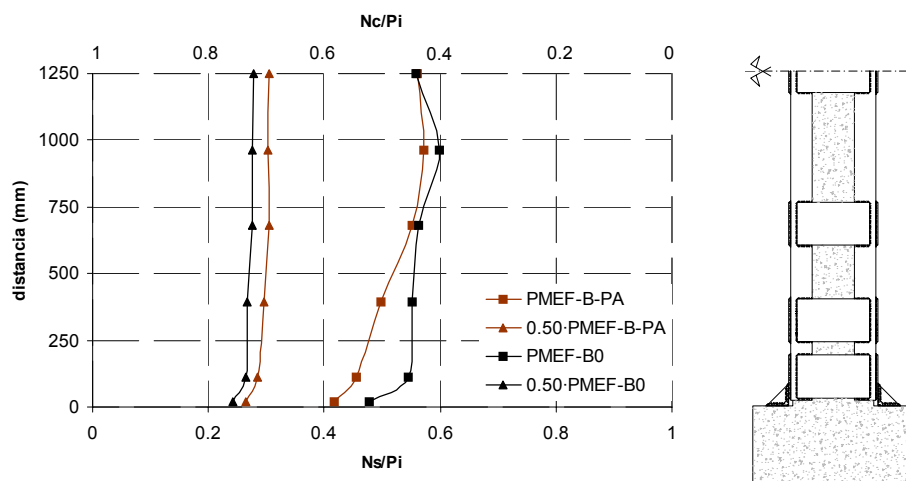


Fig. 4.81. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probeta B-PA

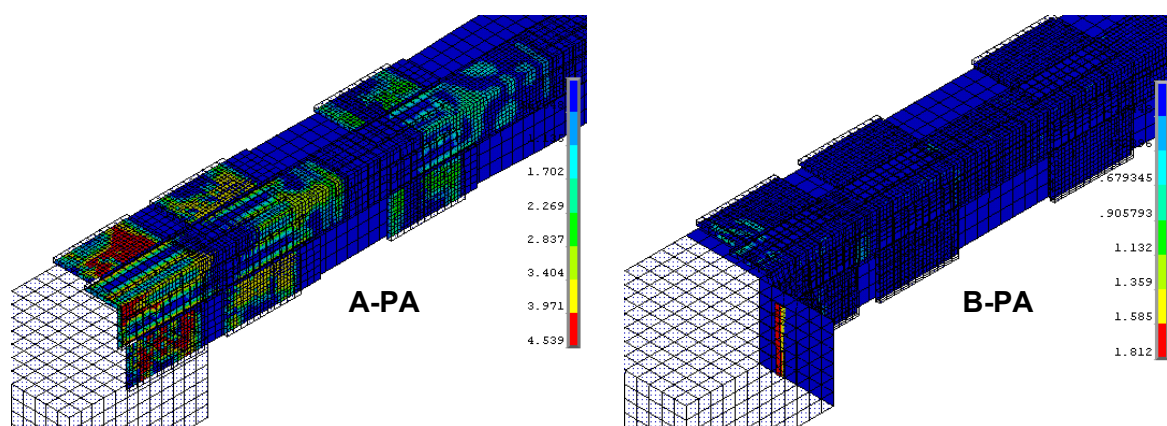


Fig. 4.82. Deslizamiento entre el mortero/hormigón y los elementos del refuerzo (mm). Desplazamiento impuesto en cabeza $d=12$ mm. Probetas A-PA y B-PA

La disposición de las presillas adicionales contribuye a mejorar el confinamiento del soporte, sobretodo en la zona de los extremos que es donde más necesario resulta. Si representamos gráficamente el grado de sollicitación de las presillas, en función de la carga aplicada (véanse las Figs. 4.83 y 4.84), podemos ver que en el caso de las probetas A-PA y B-PA, el grado de confinamiento será mayor que en las probetas A0 y B0 (véase la Fig. 4.30).

El efecto comentado, se detecta también a través de las Figs. 4.85 y 4.86, donde se puede ver que la tensión de compresión del hormigón en el momento de la rotura, se ve incrementada al colocar la presilla adicional.

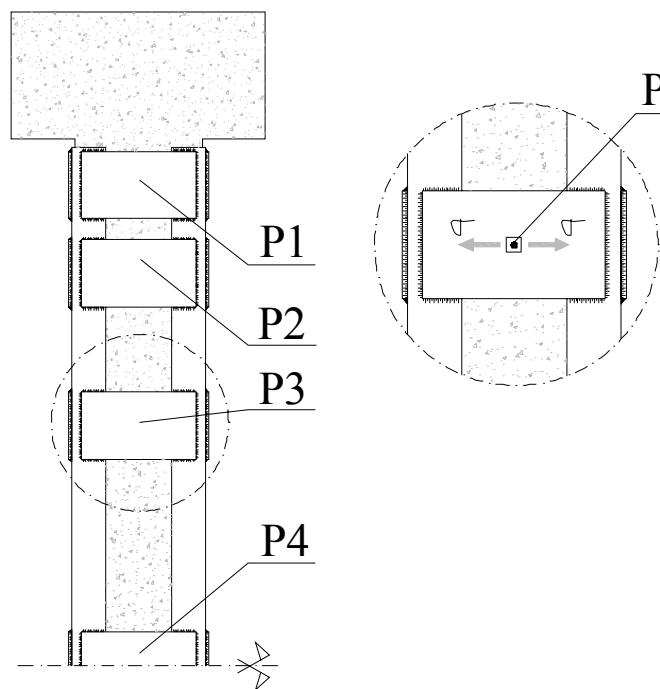


Fig. 4.83. Nomenclatura de cada una de las presillas, y punto en el que se evalúa la tensión originada por la expansión lateral del hormigón (probetas A-PA y B-PA)

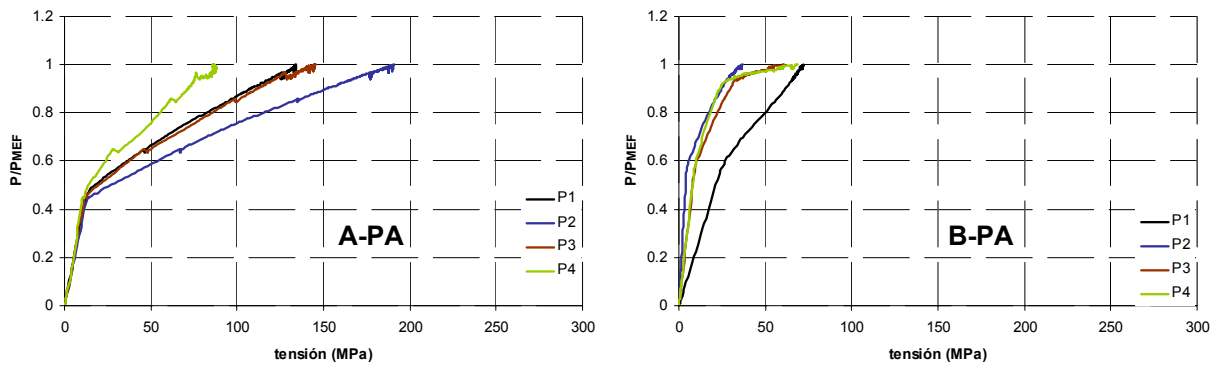


Fig. 4.84. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2, P3 y P4 (probetas B-PA y B-PA)

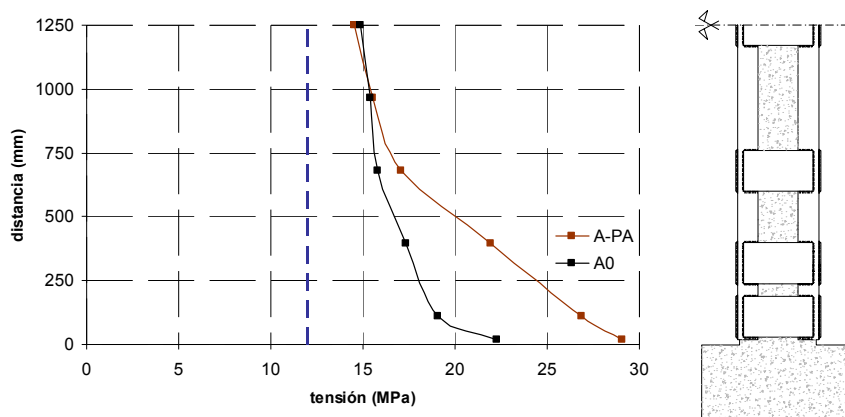


Fig. 4.85. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probeta A-PA

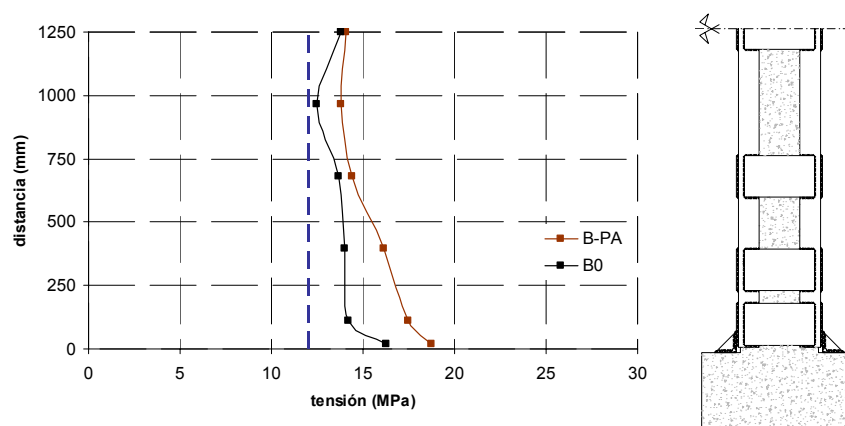


Fig. 4.86. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probeta B-PA

4.4.7.3. Conclusiones relativas al comportamiento de las probetas del “Grupo P100”

La disposición de unas presillas adicionales en los extremos del refuerzo, contribuye a incrementar P_{MEF} y $efic$. Esta mejora se observa en mayor medida en las probetas tipo A que en las tipo B.

El mayor grado de zunchado de los extremos de las probetas, provoca que la rotura de las mismas se origine en la zona central. Por otro lado, para la probeta A-PA se detecta una mejora, en relación con la probeta A0, en cuanto a la transmisión de cargas entre el refuerzo y el soporte se refiere.

El efecto del confinamiento también se ve incrementado al disponer las presillas adicionales, teniendo que en el momento de la rotura, el hormigón del soporte está solicitado a tensiones muy superiores a su resistencia a compresión.

4.4.8. Grupo μ

En la Tabla 4.9 se incluyen los valores de P_{MEF} y $efic$, obtenidos al variar el valor del coeficiente de rozamiento entre el acero del refuerzo y el hormigón (mortero). Del mismo modo, en la Fig. 4.87 se representan las curvas carga-acortamiento de las mismas probetas.

Tal y como se puede ver, P_{MEF} y $efic$ son muy sensibles a una variación de μ , para el caso de las probetas tipo A (sin capitel). Sin embargo, en las probetas tipo B, estos mismos parámetros se ven muy poco influenciados por el valor de μ .

Tabla 4.9. P_{MEF} de las probetas del “Grupo Ref” y “Grupo μ ”

Probeta	μ	P_{MEF} (kN)	$efic$
A0	0.25	2185.7	0.68
A-mu0.00	0.00	1823.8	0.42
A-mu0.60	0.60	2649.2	1.03
B0	0.25	2805.6	1.14
B-mu0.00	0.00	2728.6	1.08
B-mu0.60	0.60	1823.8	1.17

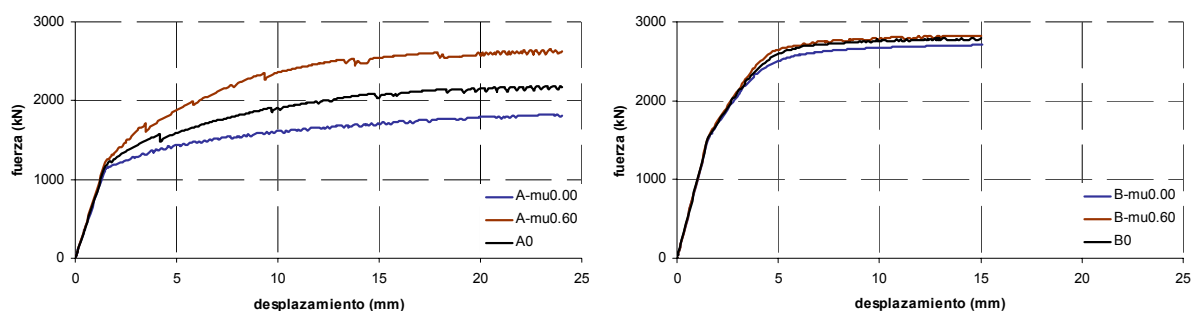


Fig. 4.87. Curvas carga-acortamiento. “Grupo μ ”

4.4.8.1. Pautas de comportamiento

En cuanto a las pautas de comportamiento se refiere, las probetas B0, B-mu0.00 y B-mu0.60, se comportan de una manera muy similar, coincidiendo con lo indicado en el apartado anterior referente a la poca afección de μ sobre el comportamiento de las probetas con capitel (véanse Figs. III.44 a III.47 del Apéndice III).

En cambio, el comportamiento de las probetas A0, A-mu0.00 y A-mu0.60 es completamente diferente. Podemos destacar:

- Para el caso de la probeta A-mu0.00, no se produce transmisión por rasante entre el refuerzo y el soporte (por ser $\mu = 0$), por lo que el único mecanismo que contribuye a

incrementar la carga última del SHARAPM será el confinamiento. Tal y como se puede ver en la Fig. IV.40, cuando la carga aplicada sobre el SHARAPM (P_i) coincide con P_{MEF} , se produce la plastificación simultánea de los todos los tramos de angulares, debido a la expansión lateral por efecto Poisson del hormigón del soporte. El mecanismo de rotura de cada tramo de angular es mediante la formación de 3 rótulas plásticas. En esta misma probeta, la rotura del hormigón se localiza en la mitad de los 2 tramos de angulares.

- En la probeta A- μ 0.60, el mecanismo de transmisión por tensiones rasantes pasa a ser muy importante, debido al alto valor de μ . Esta eficacia en la transmisión de cargas entre el hormigón del soporte y el acero del refuerzo, queda de manifiesto al observar que cuando la carga total aplicada (P_i) coincide con P_{MEF} , se ha producido la plastificación de los 2 tramos de angular. En el primer tramo se ha producido la formación de 3 rótulas plásticas, debido a la expansión lateral del hormigón del soporte, mientras que en el segundo tramo se localiza la plastificación típica de un elemento sometido a compresión centrada, fruto de la eficiente transmisión de cargas al acero del refuerzo, conforme nos acercamos al centro de la probeta.

Los aspectos comentados con anterioridad se pueden ver con más detalle mediante las Figs. 4.88 a 4.91.

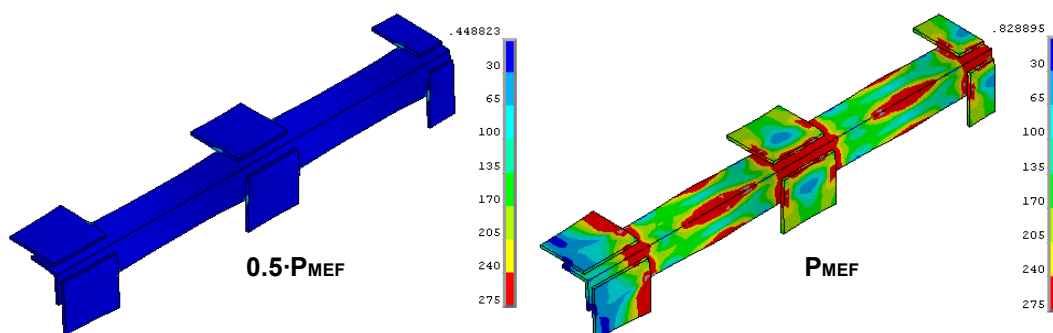


Fig. 4.88. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A- μ 0.00

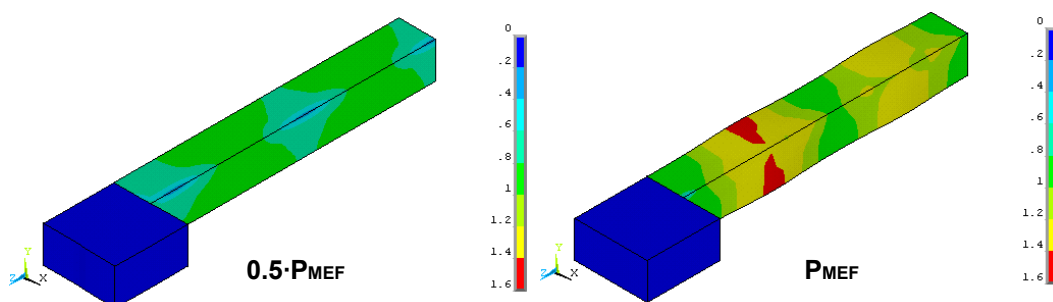


Fig. 4.89. Grado de plastificación del hormigón ("stress state ratio"), para diferentes niveles de carga. Probeta A- μ 0.00

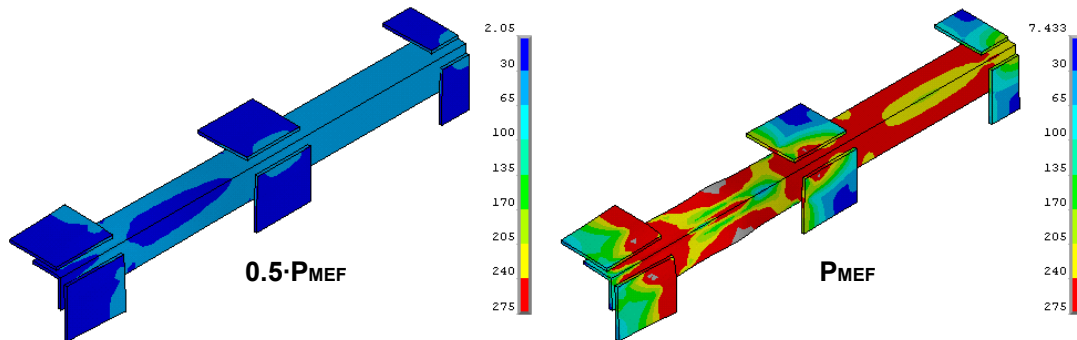


Fig. 4.90. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A- μ 0.60

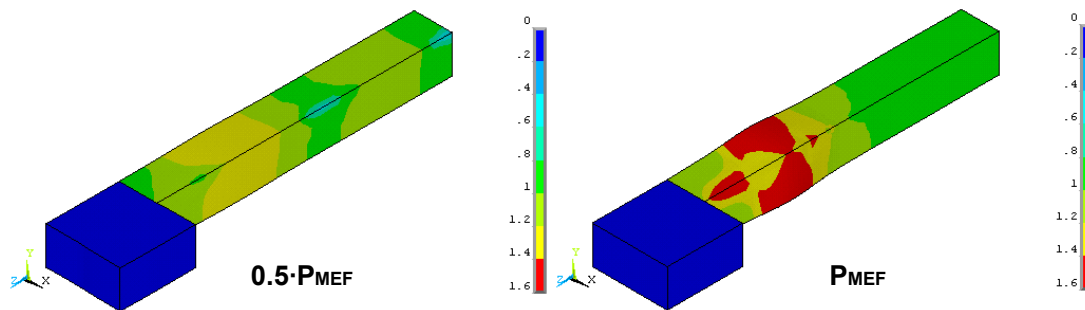


Fig. 4.91. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A- μ 0.60

4.4.8.2. Mecanismos que intervienen en el incremento de la carga última

Con el objeto de corroborar lo expresado en los 2 apartados anteriores, a partir de las Figs. 4.92 y 4.93 podemos ver como influye μ sobre la transmisión de cargas entre el refuerzo y el soporte. Un incremento en el valor de μ , para el caso de las probetas tipo A, mejora considerablemente la transmisión de cargas a la que se hace mención. Para el caso de las probetas tipo B, apenas se detecta variación alguna, en cuanto a la transmisión de cargas se refiere.

El efecto comentado para el caso de las probetas tipo A, queda también de manifiesto en la Fig. 4.94, en la que se puede ver el deslizamiento entre el refuerzo y el hormigón. Al incrementarse μ , obviamente se reduce la magnitud de este deslizamiento, mejorando por tanto la transmisión de cargas desde el soporte al refuerzo.

En referencia al confinamiento que impone el refuerzo sobre el soporte, éste será mayor cuanto más carga absorba el soporte, en relación a la carga absorbida por el refuerzo. Tal y como se puede ver en las Figs. 4.95 y 4.97, el fenómeno del confinamiento es muy superior en la probeta A- μ 0.00 que en la probeta A- μ 0.60, debido a que en la primera el hormigón se encuentra más solicitado, y por lo tanto experimenta una importante expansión lateral.

Cuando tratamos con las probetas tipo B, el efecto del confinamiento apenas varía con μ , tal y como queda reflejado en las Figs. 4.96 y 4.98.

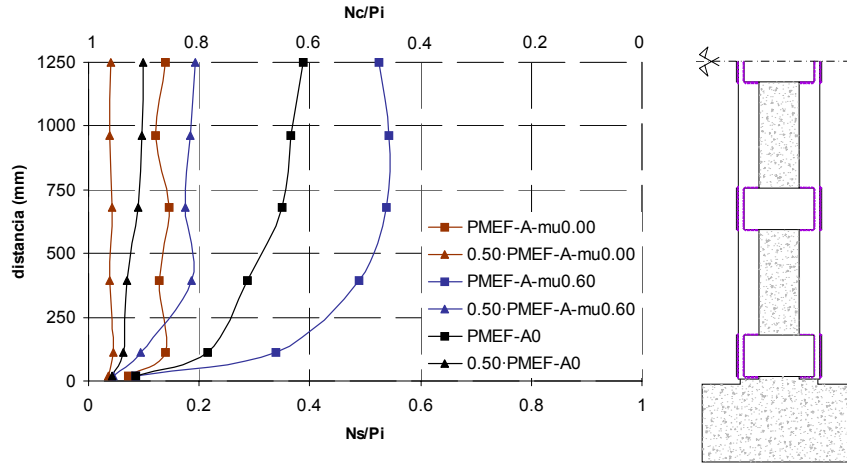


Fig. 4.92. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas A-mu0.00 y A-mu0.60

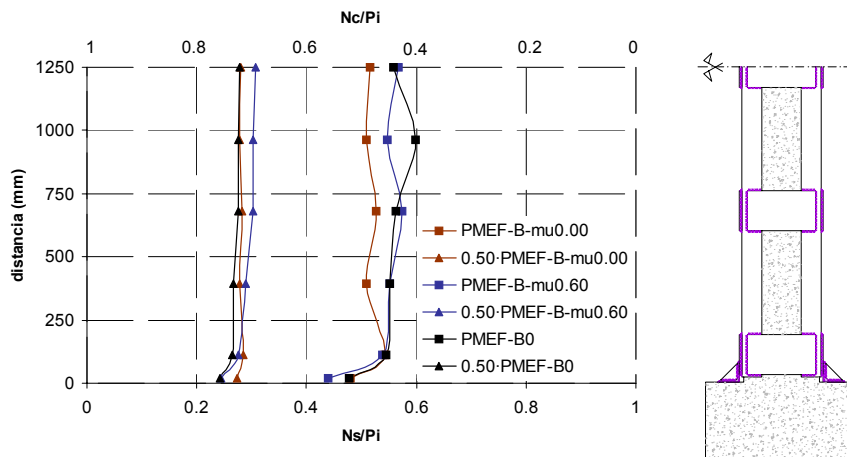


Fig. 4.93. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probetas B-mu0.00 y B-mu0.60

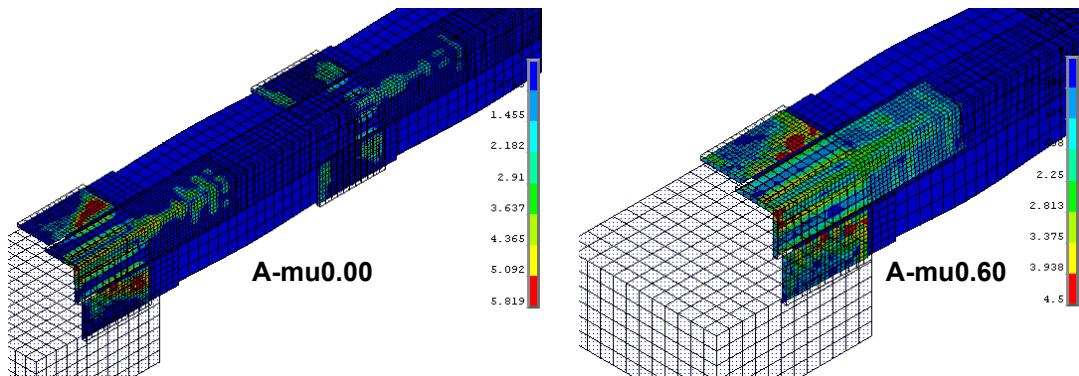


Fig. 4.94. Deslizamiento entre el mortero/hormigón y los elementos del refuerzo (mm). Desplazamiento impuesto en cabeza $d=12$ mm. Probetas A-mu0.00 y A-mu0.00

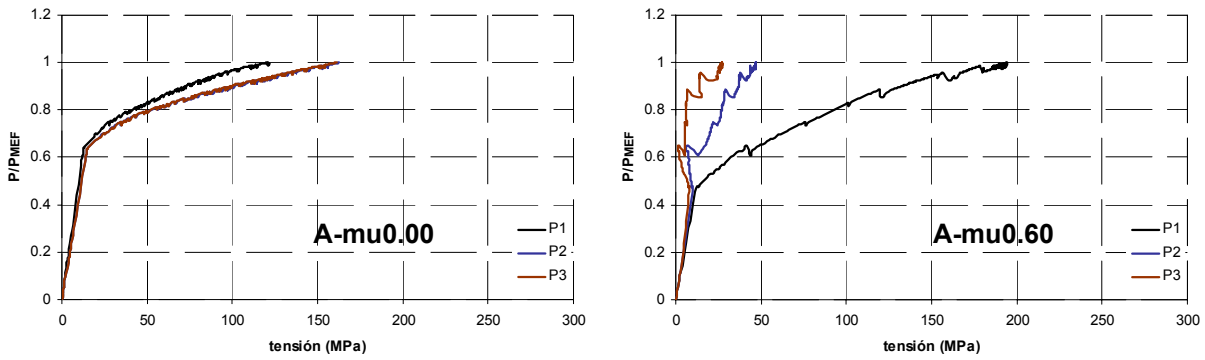


Fig. 4.95. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas A-mu0.00 y A-mu0.60)

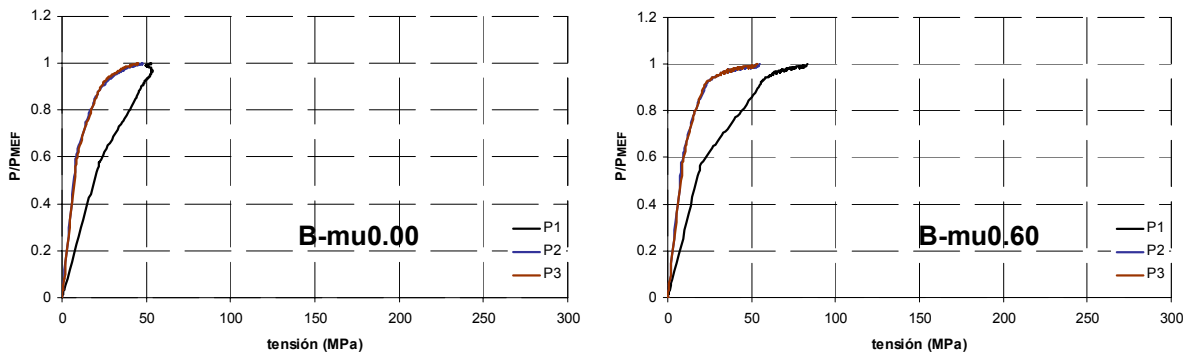


Fig. 4.96. Tensión normal, perpendicular a la directriz del soporte, en las presillas P1, P2 y P3 (probetas B-mu0.00 y B-mu0.60)

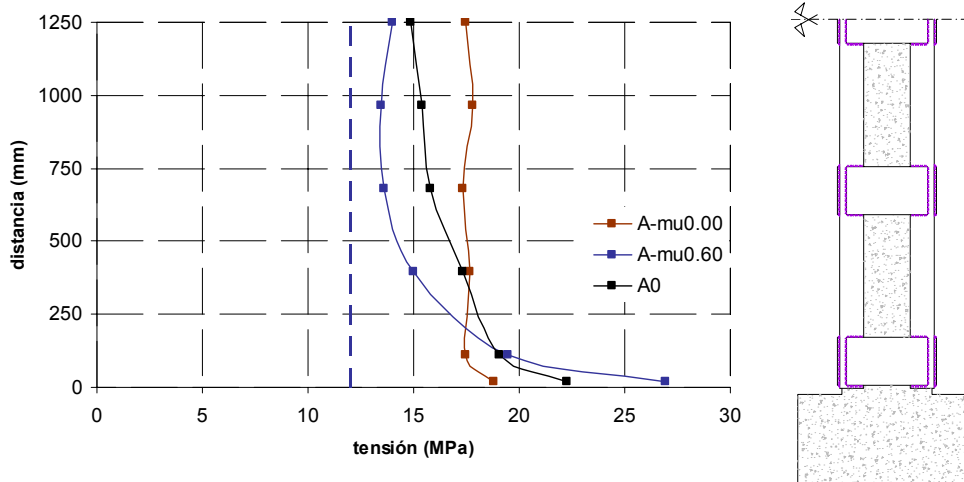


Fig. 4.97. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas A-mu0.00 y A-mu0.60

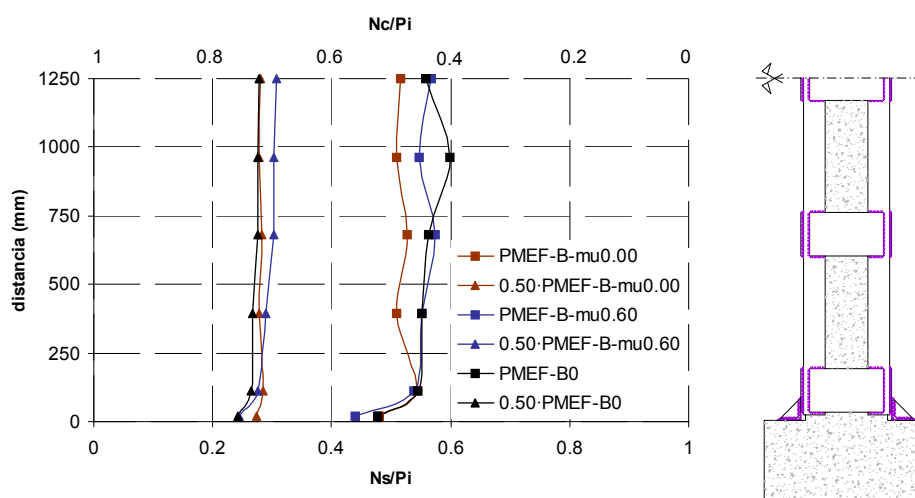


Fig. 4.98. Tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el hormigón, cuando la carga total aplicada es P_{MEF} . Probetas B- μ 0.00 y B- μ 0.60

4.4.8.3. Conclusiones relativas al comportamiento de las probetas del “Grupo μ ”

El valor del coeficiente de rozamiento entre el acero del refuerzo y el hormigón (mortero), depende en gran medida de las condiciones de ejecución del refuerzo. Es por lo tanto importante cuantificar como afecta aquel parámetro sobre el comportamiento del SHARAPM.

En la Figs. 4.99 y 4.100 se puede ver como afecta μ sobre el valor P_{MEF} y $efic$ de un SHARAPM. Tal y como se desprende de ésta Fig., éstos parámetros tienen una gran dependencia de μ , para aquellos refuerzos en los que no se dispone de capitel en los extremos (probetas tipo A). Por otro lado, cuando se disponen capiteles en los extremos del refuerzo (probetas tipo B), P_{MEF} y $efic$ prácticamente no se ven influidos por variaciones en el valor de μ .

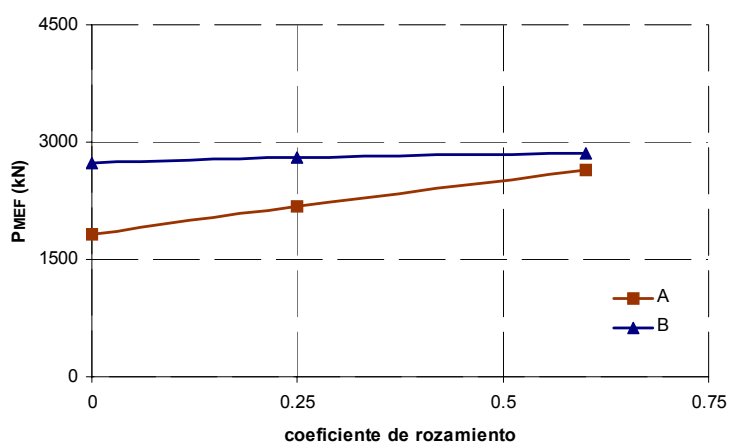


Fig. 4.99. Relación entre la carga última del SHARAPM y el coeficiente de rozamiento entre el mortero (hormigón) y el acero del refuerzo

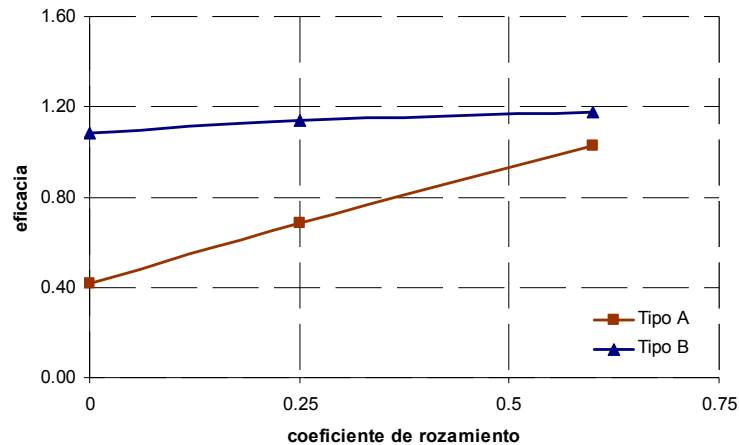


Fig. 4.100. Relación entre la eficacia del refuerzo y el coeficiente de rozamiento

En cuanto al comportamiento de las probetas tipo A se refiere, podemos afirmar que un incremento de μ produce una mejora en la transmisión de cargas entre el refuerzo y el soporte. De este modo, al estar el hormigón del soporte menos cargado, la importancia relativa del confinamiento se verá disminuida. El efecto contrario se producirá cuando disminuya μ .

En cuanto a las probetas tipo B, el valor del parámetro μ prácticamente no afecta a su comportamiento.

Un caso que requiere un tratamiento especial, es cuando se emplea mortero epoxídico en lugar de mortero de cemento para fijar el refuerzo sobre el hormigón del soporte. El mortero epoxídico presenta mejor adhesión que el de cemento, por lo que es de suponer que a niveles bajos de carga, la transmisión de cargas desde el soporte al refuerzo sea mejor. No obstante, esto no ocurrirá para niveles altos de carga, donde la adhesión ya se habrá perdido.

4.4.9. Grupo sep

Debido a un montaje inadecuado del refuerzo, puede ocurrir que después de la soldadura de los capiteles (probetas tipo B), se origine una separación entre la base de la viga y los capiteles. Para las separaciones observadas en casos reales (entre 1.5 y 3 mm), no se detecta ninguna influencia en cuanto a la carga última del SHARAPM se refiere.

Si observamos la Fig. 4.101, vemos que para las probetas B-sep1.5 y B-sep3.0, el comportamiento hasta que el capitel entra en contacto con la viga, es idéntico al de la probeta A0 (sin capitel). A partir del momento en que entran en contacto la base de la viga y el capitel, se observa un incremento en la rigidez del SHARAPM, pasando finalmente a comportarse como la probeta A0 (con capitel).

Si bien no se observan diferencias en cuanto a los valores de P_{MEF} , es de destacar que una

separación entre la base de la viga y el capitel, reduce la rigidez del soporte, en comparación con la que se tendría en el caso de un contacto perfecto entre aquellos elementos.

Puede verse en las Figs. III.48 a III.51 del Apéndice III las pautas de comportamiento de las probetas B-sep1.5 y B-sep3.0, que en esencia coinciden con lo expresado en los párrafos anteriores.

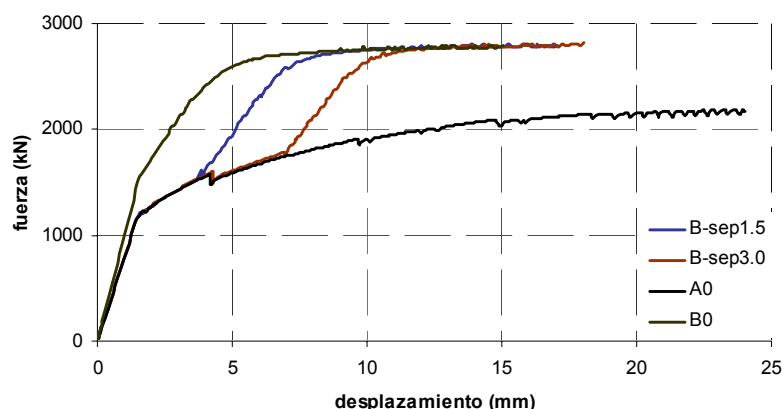


Fig. 4.101. Curvas carga-acortamiento. “Grupo sep”

4.4.10. Grupo S

Con el objeto de estimar la influencia que tiene el ratio a/b sobre el comportamiento de un SHARAPM, se plantean las probetas englobadas en el “Grupo S”. Para el caso de las probetas planteadas en este grupo, prácticamente no se observa ninguna variación con respecto a las analizadas en el “Grupo Ref”, en cuanto a los valores P_{MEF} y $efic$. Tampoco se producen variaciones en relación a la transmisión de cargas entre el refuerzo y el soporte, ni en el efecto del confinamiento impuesto por el refuerzo. Por este motivo, no se incluyen en este apartado las figuras representativas de cada caso.

A través de las Figs. III.52 a III.59 del Apéndice III, se pueden ver las pautas de comportamiento de las probetas del “Grupo S”, que coinciden prácticamente con las de las probetas analizadas en el “Grupo Ref”.

La eficacia del confinamiento decrece conforme aumenta el ratio a/b , tal y como han demostrado Teng *et al.* (2002) para el caso de soportes reforzados con FRP. No obstante, para las probetas analizadas no se detecta ninguna reducción de P_{MEF} al variar a/b . El origen de este fenómeno es debido a los diversos factores que intervienen en el comportamiento de un SHARAPM:

- La rotura de todas las probetas se origina a partir de la plastificación de los elementos del refuerzo. Por lo tanto, es el refuerzo el que desencadena la rotura del SHARAPM.

- Existe una transmisión de cargas mediante el mecanismo de tensiones rasantes, además de la transmisión directa a través de capiteles (en el caso de las probetas tipo B). De este modo, la posible pérdida del efecto del confinamiento debida a un incremento de a/b , pierde importancia en relación con los 2 mecanismos de transmisión de carga considerados, sobretodo si lo comparamos con soportes reforzados mediante FRP, donde solo existe el efecto del confinamiento impuesto por el refuerzo.

Podemos afirmar que, con ratios a/b entre 1 y 1.78, no se producen variaciones en cuanto al comportamiento de un SHARAPM se refiere.

4.4.11. Grupo sC

Aunque las probetas integradas en el “Grupo sC” no representan el comportamiento real de un SHARAPM, su estudio nos servirá para conocer la importancia que tiene el confinamiento, sobretodo en cuanto a la carga última y eficacia del soporte se refiere.

En la Tabla 4.10 se observa que el confinamiento interviene de manera muy notable sobre el comportamiento de las probetas tipo A, pasando de eficacias de 0.68 a 0.12, para las probetas A0 y A-sC, respectivamente. Aunque para las probetas tipo B el confinamiento también influye de manera considerable, la importancia es menor en relación a las probetas tipo A.

Tabla 4.10. P_{MEF} de las probetas del “Grupo Ref” y “Grupo sC”

Probeta	Consideración de incremento de f_c debido al confinamiento	P_{MEF} (kN)	$efic$
A0	Sí	2185.7	0.68
A-sC	No	1426.1	0.12
B0	Si	2805.6	1.14
B-sC	No	2447.9	0.88

A través de la Fig. 4.102 se observa que el confinamiento del hormigón interviene también sobre la ductilidad del SHARAPM, incrementándose considerablemente el acortamiento en rotura.

Mediante las probetas A-sC y B-sC no se representa el comportamiento real de un SHARAPM, dado que en el modelo constitutivo del hormigón no se ha considerado el incremento de f_c debido al confinamiento impuesto por el refuerzo. No obstante, a través del análisis de estas probetas se deduce la importancia que tiene asegurar que efectivamente el confinamiento interviene en el comportamiento de los SHARAPM. Esto se consigue mediante una separación adecuada entre presillas y rellenando adecuadamente mediante mortero, los

espacios que quedan entre el hormigón del soporte y el refuerzo.

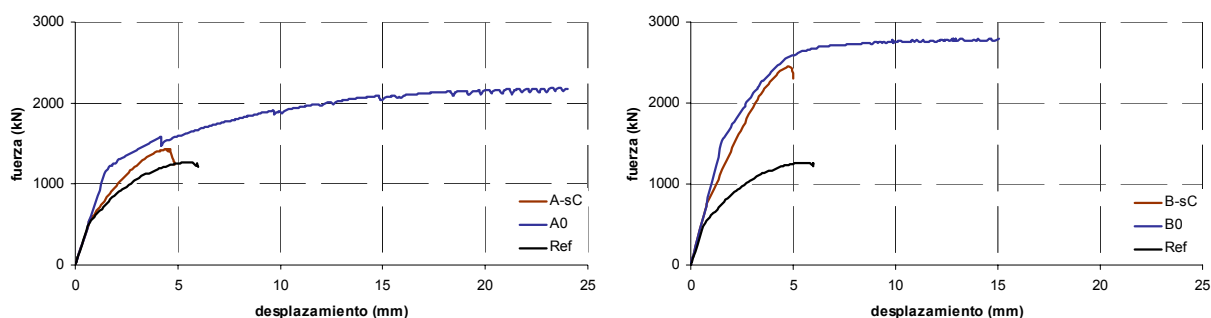


Fig. 4.102. Curva carga-acortamiento. “Grupo sC”

4.5. Comparación entre la carga última obtenida a partir de los modelos de EF, con la establecida por diferentes propuestas de diseño

A continuación se compara la carga última de los SHARAPM obtenida a partir de los modelos de EF, con las propuestas de diseño de: Eurocode No. 4 (1992), Regalado (1999), Cirtek (2001b) y Giménez (2007). El objeto de esta comparación es determinar el grado de aproximación de cada una de las propuestas, en cuanto a la carga última se refiere.

En el Apéndice IV se justifican los cálculos realizados para determinar la carga última de cada uno de los SHARAPM, mediante las propuestas de diseño indicadas en el párrafo anterior.

En la Tablas 4.11 y 4.12 se muestra la comparación entre la carga última obtenida a partir de los modelos de EF (P_{MEF}), con la establecida por Eurocode No. 4 (1992) (P_{EC4}), Regalado (1999) (P_{Reg}), Cirtek (2001b) (P_{Cir}) y Giménez (2007) (P_{Gim}). Debido a las diferencias, en cuanto al comportamiento se refiere, entre los SHARAPM sin/con capitel (tipos A/B), se tratan por separado ambos tipos de probetas.

En este apartado no se analizan los resultados obtenidos para los SHARAPM del “Grupo mu”, “Grupo sep”, “Grupo S” y “Grupo sC”, dado que el objeto de la modelización de estas probetas difiere del perseguido en este apartado.

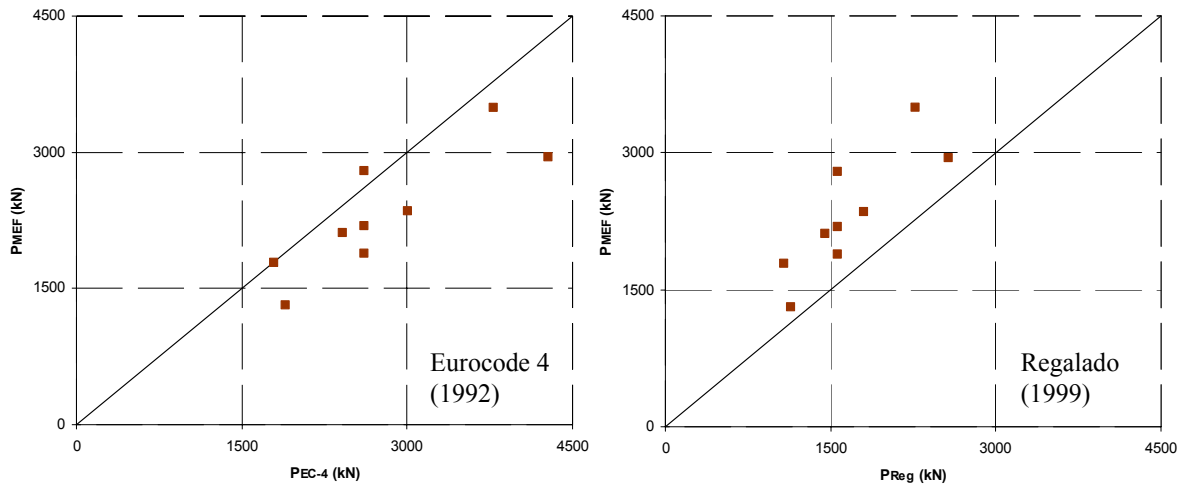
Los resultados incluidos en las Tablas 4.11 y 4.12 se pueden resumir de forma gráfica tal y como queda representado en las Figs. 4.103 a 4.108. En estas figuras, cada probeta queda representada mediante un punto, en el que la ordenada indica el valor P_{MEF} , y la abscisa representa la carga última obtenida mediante cada una de las propuestas de diseño planteadas. De este modo, cuanto más cerca estén los puntos de la recta que forma 45° con los ejes, más fielmente quedará representada la carga última mediante la propuesta de diseño en cuestión. Por otro lado, cuando los puntos queden por debajo de la recta indicada, significará que la propuesta de diseño estará del lado de la inseguridad para la probeta considerada.

Tabla 4.11. Comparación entre la carga última obtenida en los modelos de EF y la establecida por diferentes propuestas de diseño. SHARAPM sin capitel (tipo A)

Probeta	Propuestas de diseño					Comparación			
	P_{MEF} (kN)	P_{EC4} (kN)	P_{Reg} (kN)	P_{Cir} (kN)	P_{Gim} (kN)	P_{MEF}/P_{EC4}	P_{MEF}/P_{Reg}	P_{MEF}/P_{Cir}	P_{MEF}/P_{Gim}
A0	2185.7	2614.0	1568.4	1600.0	2086.9	0.84	1.39	1.37	1.05
A-L50	1780.8	1789.0	1073.4	1417.1	1538.9	1.00	1.66	1.26	1.16
A-L120	2941.8	4286.0	2571.6	1801.2	3001.8	0.69	1.14	1.63	0.98
A-fy235	2109.8	2417.2	1450.3	1600.0	1998.6	0.87	1.45	1.32	1.06
A-fy355	2349.4	3007.6	1804.5	1600.0	2228.4	0.78	1.30	1.47	1.05
A-fc4	1312.8	1894.0	1136.4	1142.3	1341.6	0.69	1.16	1.15	0.98
A-fc25	3494.4	3784.0	2270.4	2675.5	3299.8	0.92	1.54	1.31	1.06
A-P100	1889.6	2614.0	1568.4	1600.0	1828.7	0.72	1.20	1.18	1.03
A-PA	2788.2	2614.0	1568.4	2344.0	2354.5	1.07	1.78	1.19	1.18
Media						0.84	1.40	1.32	1.06
Desviación típica						0.135	0.225	0.155	0.070

Tabla 4.12. Comparación entre la carga última obtenida en los modelos de EF y la establecida por diferentes criterios de diseño. SHARAPM con capitel (tipo B)

Probeta	Propuestas de diseño					Comparación			
	P_{MEF} (kN)	P_{EC4} (kN)	P_{Reg} (kN)	P_{Cir} (kN)	P_{Gim} (kN)	P_{MEF}/P_{EC4}	P_{MEF}/P_{Reg}	P_{MEF}/P_{Cir}	P_{MEF}/P_{Gim}
B0	2805.6	2614.0	1568.4	-	-	1.07	1.79	-	-
B-sP	2421.4	2614.0	1568.4	-	-	0.93	1.54	-	-
B-L50	2019.7	1789.0	1073.4	-	-	1.13	1.88	-	-
B-L120	4157.4	4286.0	2571.6	-	-	0.97	1.62	-	-
B-fy235	2621.0	2417.2	1450.3	-	-	1.08	1.81	-	-
B-fy355	3206.1	3007.6	1804.5	-	-	1.07	1.78	-	-
B-fc4	1988.8	1894.0	1136.4	-	-	1.05	1.75	-	-
B-fc25	4055.4	3784.0	2270.4	-	-	1.07	1.79	-	-
B-P100	2550.2	2614.0	1568.4	-	-	0.98	1.63	-	-
B-PA	2892.4	2614.0	1568.4	-	-	1.11	1.84	-	-
Media						1.05	1.74	-	-
Desviación típica						0.066	0.110	-	-



Figs. 4.103 y 4.104. P_{MEF} versus P_{EC-4} / P_{Reg} . SHARAPM sin capitel (probetas tipo A)

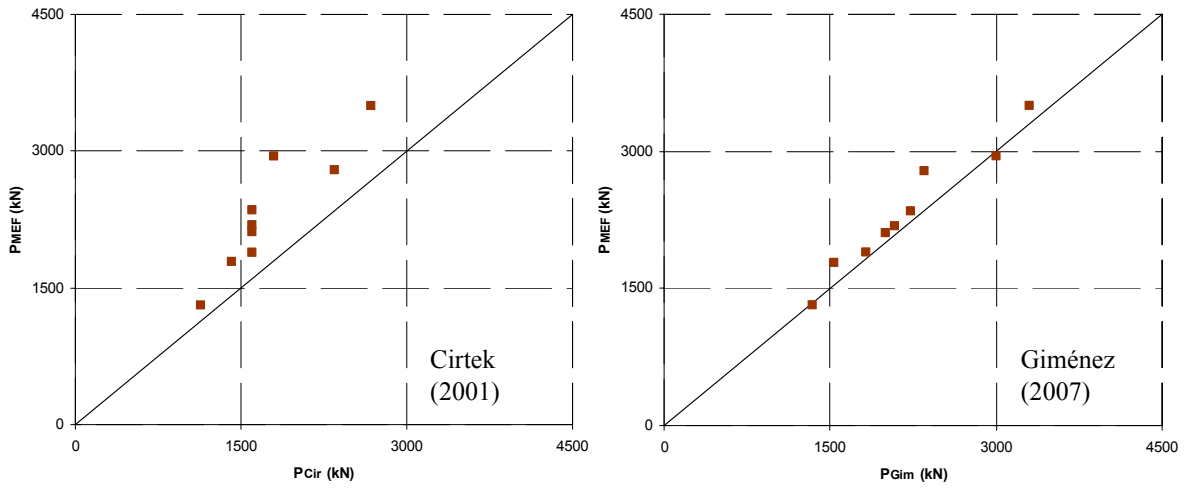


Fig. 4.105 y 4.106. P_{MEF} versus P_{Cir} / P_{Gim} SHARAPM sin capitel (probetas tipo A)

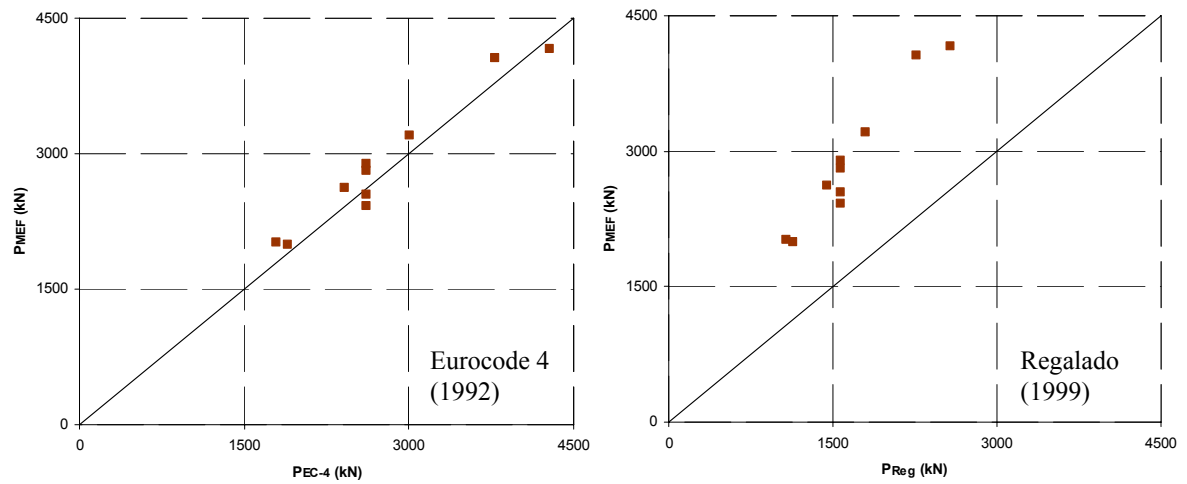


Fig. 4.107 y 4.108. P_{MEF} versus P_{EC-4} / P_{Reg} SHARAPM con capitel (probetas tipo B)

A la vista de las Tablas 4.11 y 4.12 y de las Figs 4.103 a 4.108, se puede afirmar que para el caso de SHARAPM sin capitel (probetas tipo A), la propuesta de diseño de Giménez (2007) es la que mejor se aproxima a P_{MEF} . Por otro lado, la propuesta de Eurocode No. 4 (1992) es la que mejor representa la carga última de SHARAPM con capitel (probetas tipo B). Se analizan a continuación las particularidades detectadas para cada una de las propuestas de diseño indicadas.

4.5.1. Eurocode No. 4 (1992)

Si adaptamos la expresión que propone Eurocode No. 4 (1992) al caso que nos afecta, obtendríamos:

$$P_{EC4} = A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys} + A_L \cdot f_{yR} \quad (4.2)$$

siendo A_c la sección transversal del soporte a reforzar, f_c la resistencia a compresión del hormigón, A_s el área de armaduras del soporte, f_{ys} el límite elástico de las armaduras, A_L el área total de los angulares que forman el refuerzo y f_{yR} el límite elástico del acero que forma los angulares.

En la anterior expresión no se han incluido los coeficientes parciales de seguridad de los materiales. Además, al aplicarse la carga en un corto espacio de tiempo, tampoco se considera el fenómeno del cansancio del hormigón, por lo que no aparece en esta expresión el coeficiente 0.85 que multiplica a la resistencia del hormigón (véase el Apéndice IV para más detalles).

Eurocode No. 4 (1992) no sería aplicable al caso de SHARAPM sin capitel (probetas tipo A), dado que la longitud de transmisión (L_e) es superior a $2 \cdot d$, siendo d el lado menor del soporte (véase Apéndice IV). No obstante, a efectos de la comparación de resultados que se plantea en este apartado, se aplicará la propuesta de Eurocode No. 4 (1992) tanto a las probetas tipo A, como a las tipo B.

Si observamos en detalle las Tablas 4.11 y 4.12, así como las Figs. 4.103 y 4.107, tendremos:

- Para el caso de las probetas tipo A (sin capitel), la propuesta de Eurocode No. 4 (1992) no representa la carga última obtenida mediante los modelos de EF. En la práctica totalidad de los casos analizados, esta propuesta está del lado de la inseguridad (véase Fig. 4.103).
- La carga última queda bien caracterizada para el caso de las probetas tipo B (con capitel). En la Fig. 4.107, los puntos que relacionan P_{MEF} - P_{EC4} están muy cercanos a la recta que forma 45° con los ejes, mientras que el valor medio del ratio P_{MEF}/P_{EC4} es 1.05 con una desviación típica de 0.066 (véase Tabla 4.12).

4.5.2. Regalado (1999)

La propuesta de diseño de Regalado (1999), no distingue aquellos casos en que se dispone o no de un capitel en los extremos del refuerzo. Al igual que se ha hecho en el apartado anterior, esta propuesta se puede adaptar al caso particular que estamos tratando, quedando la expresión:

$$P_{Reg} = 0.6 \cdot (A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys} + A_L \cdot f_{yR}) \quad (4.3)$$

Donde los términos que intervienen en esta expresión coinciden con los de la propuesta del Eurocode No. 4 (1992).

A partir de las Tablas 4.11 y 4.12, así como en las Figs. 4.104 y 4.108, vemos que la propuesta de Regalado (1999) es muy conservadora, en particular:

- Para las probetas tipo A, el valor medio del ratio P_{MEF}/P_{Reg} es 1.40 con una desviación típica de 0.225 (véase Tabla 4.11).
- En las probetas tipo B, el valor medio del ratio P_{MEF}/P_{Reg} es 1.74 con una desviación típica de 0.110 (véase Tabla 4.12).

Para ambos tipos de probetas (A y B), los puntos que relacionan $P_{MEF}-P_{EC4}$ en las Figs. 4.104 y 4.108, quedan muy alejados, por su parte superior, de recta que forma 45° con los ejes, confirmando que esta propuesta de diseño es muy conservadora.

4.5.3. Cirtek (2001b)

La propuesta de Cirtek (2001b), es únicamente de aplicación en aquellos casos en que no se dispone de capitel en los extremos del refuerzo. Por lo tanto, en este apartado analizamos únicamente las probetas tipo A.

Al analizar la Tabla 4.11 vemos que para el ratio P_{MEF}/P_{Cir} , se tiene un valor medio de 1.32 con una desviación típica de 0.155. Tal y como se desprende de los datos incluidos en la Tabla 4.11 y en la Fig. 4.105, podemos afirmar que la propuesta de diseño de Cirtek (2001b) es muy conservadora.

4.5.4. Giménez (2007)

Giménez (2007) plantea una propuesta de diseño, a partir de la cual se puede estimar la carga última de un SHARAPM con o sin capitel (véase la descripción del método de cálculo en el Capítulo 2).

En este apartado tratamos únicamente la propuesta para el caso de probetas tipo A. En el caso

en que se plantee un refuerzo con capitel estando el soporte sometido a niveles de carga intermedios-bajos (hasta un 70-80 % de la carga última, aproximadamente), la propuesta de Giménez difiere muy poco de la considerada en Eurocode No. 4 (1992).

Tal y como se puede ver en la Tabla 4.11 y en la Fig. 4.106, esta propuesta de diseño representa muy adecuadamente la carga última de un SHARAPM si capiteles en los extremos del refuerzo. El valor medio del ratio P_{MEF}/P_{Gim} es de 1.06, con una desviación típica de 0.070. Como se puede ver, el valor medio del ratio P_{MEF}/P_{Gim} es muy cercano a la unidad, con un valor relativamente bajo de la desviación típica.

4.5.5. Conclusiones relativas a las diversas propuestas de diseño

Entre las propuestas de diseño de SHARAPM planteadas, podemos afirmar que en el caso en que se dispongan capiteles en los extremos del refuerzo, la propuesta de Eurocode No. 4 (1992) representa de forma muy adecuada la carga última del SHARAPM. Es de destacar que si el refuerzo se ejecuta estando el soporte muy cargado (cargas superiores al 70-80 % de su carga última), será necesario emplear la propuesta de Giménez (2007), que básicamente consiste en sumar las curvas carga-acortamiento del refuerzo y soporte. De este modo, la curva relativa al refuerzo quedará desplazada en el eje en el que se represente el acortamiento, para tener en consideración que el refuerzo se efectúa cuando el soporte se encuentra ya cargado. La metodología a seguir en este caso queda detallada en Giménez (2007).

Cuando se prescindia de la colocación de capiteles en los extremos del refuerzo, la propuesta de Giménez (2007) es la que mejor aproximación presenta en el cálculo de la carga última de un SHARAPM

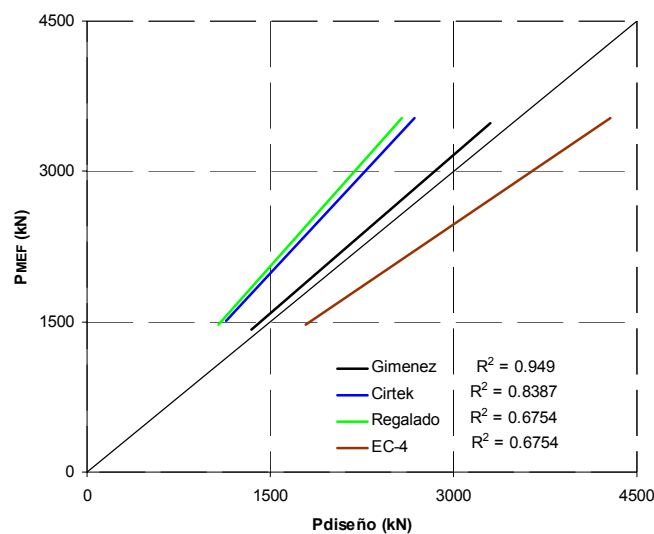


Fig. 4.109. Ajuste lineal de los valores $P_{MEF}-P_{diseño}$ (P_{EC4} , P_{Reg} , P_{Cir} , P_{Gim}), y coeficiente de correlación de cada ajuste. SHARAPM sin capitel (probetas tipo A)

En la Fig. 4.109 se representa el ajuste lineal realizado sobre los valores P_{MEF} - $P_{diseño}$ (P_{EC4} , P_{Reg} , P_{Cir} , P_{Gim}) ya representados en las Figs. 4.103 a 4.108. Como se puede ver, la recta que ajusta la propuesta de Giménez (2007), forma prácticamente 45° con los ejes, lo que indica una buena aproximación a la carga última de un SHARAPM. Además, el coeficiente de correlación del ajuste lineal (R^2) es muy superior al del resto de propuestas, dejando de manifiesto la bondad del ajuste, así como de la propia propuesta de diseño.

CAPITULO 5. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DEL NUDO VIGA-SOPORTE EN SHARAPM SOMETIDOS A COMPRESIÓN CENTRADA

5.1. Introducción

Cuando se refuerza un soporte de HA mediante la técnica que venimos analizando, existen varias posibilidades para la resolución del encuentro del refuerzo con el nudo viga-soporte:

- a) No se dispone ningún elemento de conexión que asegure la “transmisión directa” de cargas. Este caso se correspondería con el de las probetas tipo A analizadas en los Capítulos 3 y 4.
- b) Soldadura de unos capiteles en los extremos del refuerzo. De este modo, existirá una “transmisión directa” de cargas debido a la presencia de los capiteles. Se correspondería con las probetas tipo B analizadas en los Capítulos 3 y 4.
- c) Soldadura de unos tubos metálicos sobre los angulares del refuerzo, pasantes a través del nudo. De este modo existirá una transmisión de cargas entre el refuerzo de 2 plantas consecutivas. Esta disposición se corresponde con la representada en la Fig. 2.18 del Capítulo 2, que coincide sensiblemente con la propuesta por Fernández (1994).

Cada una de las posibilidades que se plantean presenta sus propias particularidades, sobretodo debido a la posible afección del nudo viga-soporte sobre el comportamiento global del SHARAPM considerado.

Tal y como se desprende de los ensayos sobre SHARAPM efectuados por Ramírez y Bárcena (1975), Ramírez et al. (1977) y Giménez (2007), es necesario cuidar al máximo el diseño del nudo viga-soporte, para evitar una posible rotura imprevista de este elemento.

Ya se ha indicado en el Capítulo 2 que las investigaciones llevadas a cabo sobre SHARAPM son escasas, sobretodo teniendo en cuenta que esta técnica de refuerzo ha sido, y es, muy empleada en diversos países. El problema es más acusado si nos centramos en el estudio del nudo viga-soporte, ya que hasta la fecha no se ha efectuado ninguna investigación que estudie el comportamiento de este elemento cuando el soporte es reforzado mediante angulares y

presillas metálicas.

Considerando la necesidad de estudiar el nudo viga-soporte de SHARAPM, se realizan una serie de ensayos experimentales en los laboratorios de ICITECH de la Universidad Politécnica de Valencia. Mediante estos ensayos se pretende caracterizar como afecta el nudo viga-soporte sobre el comportamiento global un SHARAPM.

Estos ensayos se efectuaron durante los meses de Febrero y Marzo de 2006. Algunas probetas eran ensayadas frente a cargas de compresión centrada, mientras que en otras, la carga era de compresión excéntrica (flexocompresión).

En este Capítulo se pretende introducir al análisis del nudo viga-soporte de SHARAPM, estudiando exclusivamente las probetas sometidas a compresión centrada. Las probetas ensayadas en laboratorio son modelizadas también por el MEF. Una vez quedan los modelos numéricos calibrados, se realiza un estudio paramétrico, que nos llevará a mejor comprensión del comportamiento del nudo en el caso particular de un SHARAPM

5.2. Estudio experimental

5.2.1. Características de las probetas

5.2.1.1. Bases seguidas en el diseño de las probetas

Los ensayos de las probetas, se debían realizar en un pórtico de ensayos con unas características resistentes determinadas. Por lo tanto, el diseño de las probetas se debía hacer de tal modo que la rotura de las mismas se produjera para esfuerzos inferiores a los que podía resistir dicho pórtico, con el objeto de no comprometer su seguridad.

5.2.1.2. Geometría

La geometría de las probetas es la representada en las Figs. 5.1 y 5.2. Estas probetas estaban formadas por dos semitramos de soporte de HA, con un elemento en su parte central que pretendía simular un tramo de viga. De este modo, tenemos la presencia de un nudo viga-soporte. Park y Priestley (1983), Yazzar (2000), Wu *et al.* (2003) y Barrera (2005), ensayaron con anterioridad probetas de geometría similar, aunque con un propósito diferente al seguido en esta investigación.

Los extremos de los semitramos de soporte finalizaban con unos elementos metálicos formados por un perfil UPN-260 y unas chapas de acero soldadas al mismo, formando una especie de “caja” metálica. El objeto de este elemento, era absorber la carga transmitida por la prensa de ensayo, además de servir como elemento de unión con el pórtico de ensayos.

El diseño adoptado pretendía simular la zona del entramado de una estructura de edificación representada en la Fig. 5.3. Por otro lado, la esbeltez mecánica de los soportes simulados era menor de 35, por lo que podían despreciarse los efectos de segundo orden (Ministerio de Fomento 1998). La sección transversal de los soportes era ligeramente superior a la mínima permitida por la mayor parte de los códigos internacionales (Eurocode No.2 1991; CEB-FIB 1991).

El diseño de la viga central pretendía simular la presencia de una viga descolgada, es decir, con una anchura igual o menor al lado correspondiente del soporte. Este era el tipo de viga habitual dentro del ámbito de la edificación española en las décadas de los años 60 y 70.

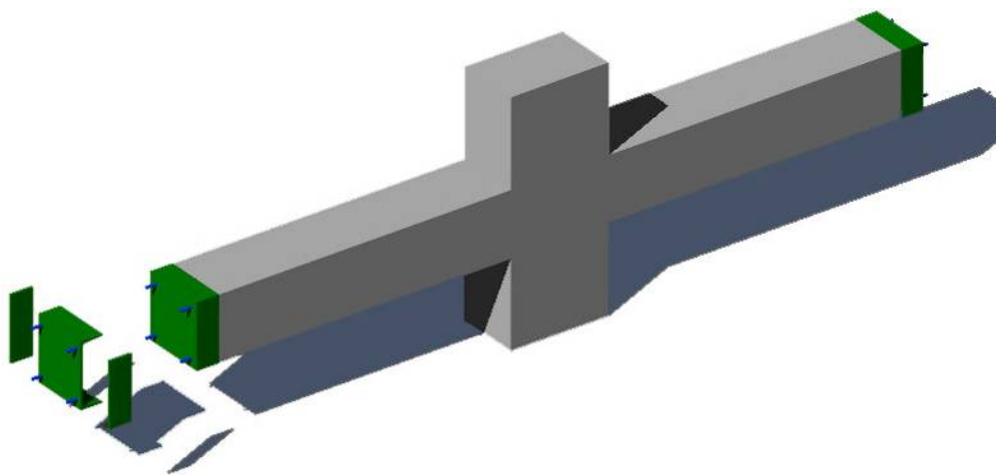


Fig. 5.1. Vista 3D de las probetas

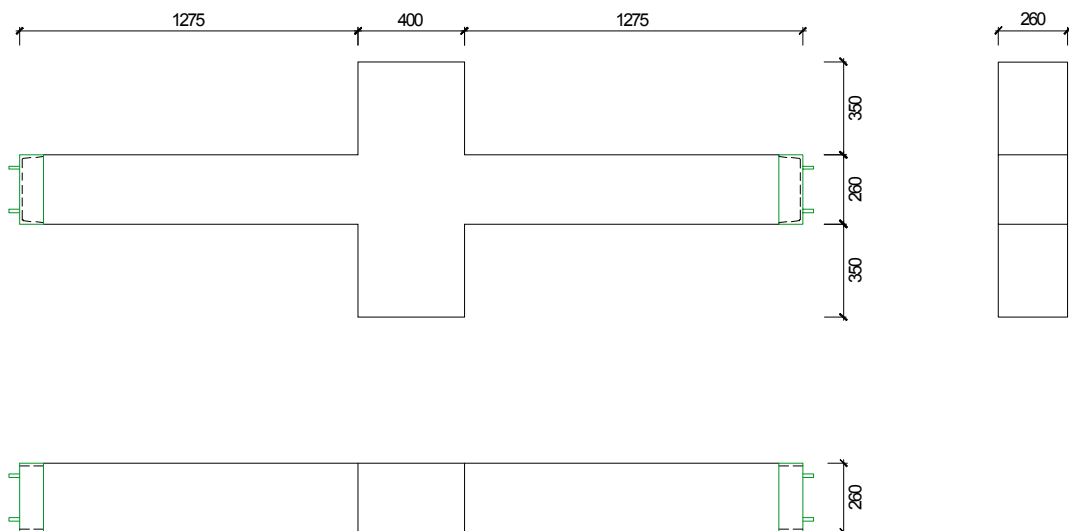


Fig. 5.2. Geometría de las probetas (cotas en mm)

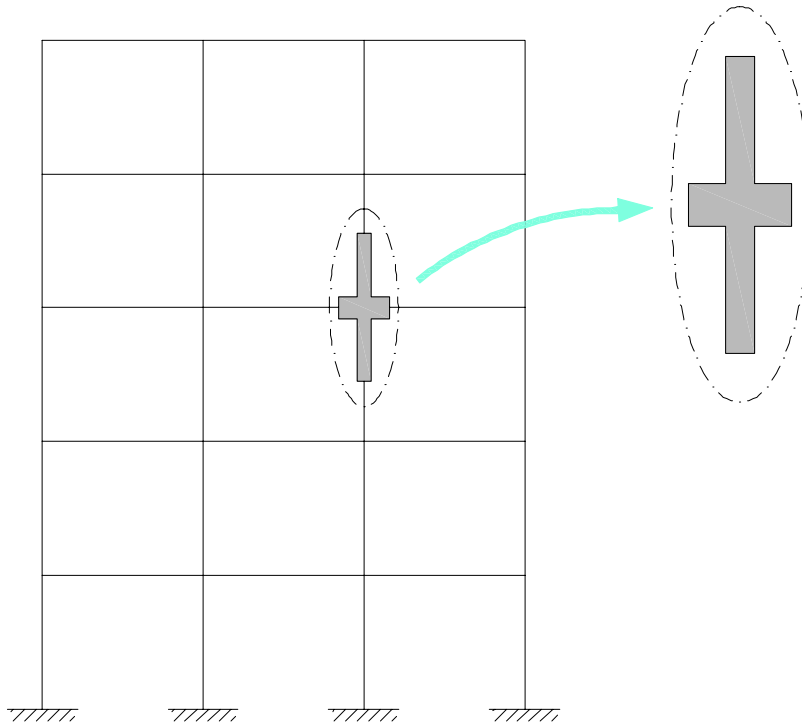


Fig. 5.3. Zona de un entramado de edificación simulada mediante las probetas

5.2.1.3. Armaduras

El armado de los tramos de soporte coincide con el mínimo permitido por la normativa española (Ministerio de Fomento 1998) para soportes de HA, que coincide sensiblemente con la propuesta por la mayor parte de los códigos internacionales (Eurocode No.2 1991; CEB-FIB 1991). Por otro lado, el armado del tramo central de viga, se determinó considerando las luces y cargas más habituales en un forjado de edificación. Puede verse un esquema de armado en la Fig. 5.4.

Es necesario destacar que la armadura transversal quedaba más concentrada en los extremos de las probetas, con el objeto de evitar posibles problemas originados por la carga localizada en dicha zona. De este modo se producía un mayor confinamiento del hormigón, incrementando su resistencia a compresión.

Las armaduras longitudinales de los tramos de soporte, quedaban soldadas a los elementos metálicos de los extremos, siguiendo la disposición indicada en la Fig. 5.5.

Se incluyen en la Fig. 5.6, unas imágenes en las que se puede ver el armado de las probetas, así como los elementos metálicos de los extremos de los tramos de soporte a los que se ha hecho referencia con anterioridad.

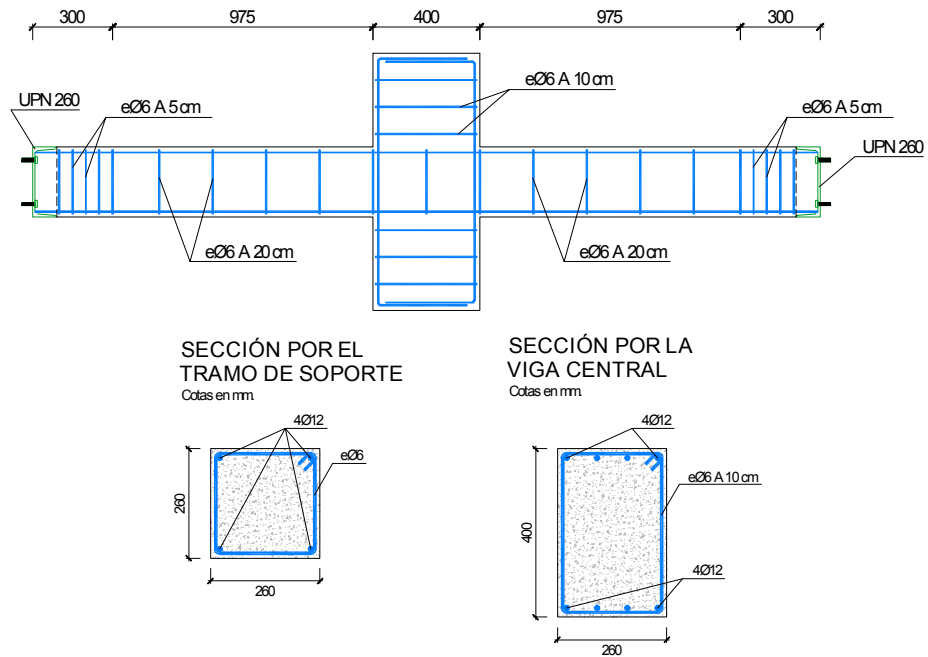


Fig. 5.4. Armado de las probetas

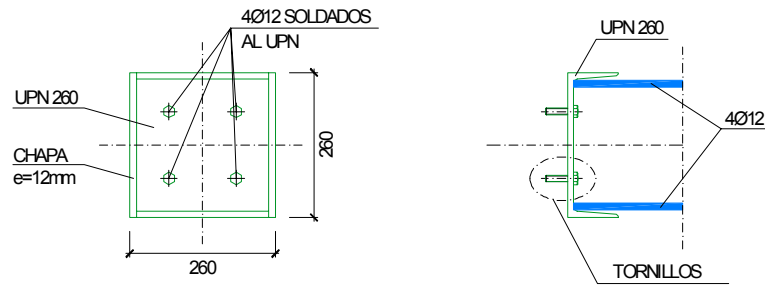


Fig. 5.5. Unión de la armadura longitudinal de los tramos de soporte, con los elementos metálicos de los extremos

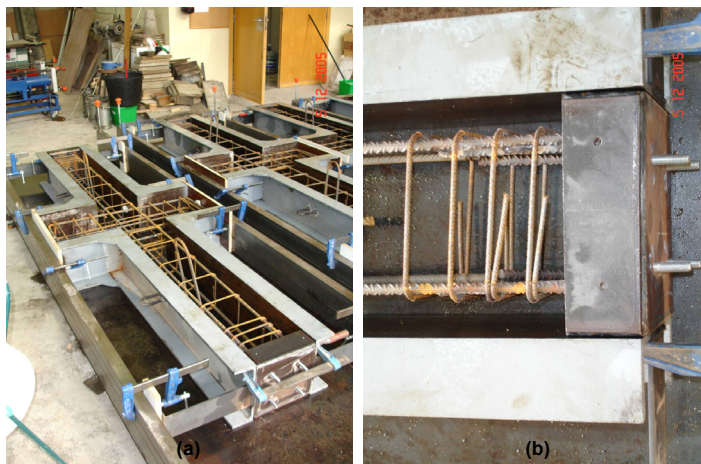


Fig. 5.6. (a) Vista general del armado de las probetas; (b) Detalle de uno de los extremos de las probetas

5.2.1.4. Tipo y número de probetas ensayadas

En el programa experimental definido se ensayaron un total de 8 probetas. Entre ellas, 2 se ensayaron sin ningún refuerzo exterior, y para las demás, se diseñaron 2 tipos diferentes de refuerzo, variando únicamente la conexión del refuerzo metálico en la zona del nudo-viga soporte.

Una serie de probetas se ensayaron a compresión centrada, mientras que el resto eran sometidas a compresión excéntrica. A los efectos de la presente Tesis Doctoral, se analizan únicamente las probetas sometidas a compresión centrada.

Se ensayó una probeta denominada T1 la cual no era reforzada, sirviendo como elemento de referencia o testigo. También se ensayaron 2 probetas reforzadas, con diferente solución en cuanto a la transmisión de carga a través del nudo se refiere. Para la probeta denominada AxL.C (véase Fig. 5.7), la solución del encuentro entre el refuerzo del soporte y la viga era mediante la disposición de capiteles soldados a los angulares y a la última de las presillas, en contacto con la viga. En el caso de la probeta AxL.T (véase Fig. 5.8), la conexión entre el refuerzo de los 2 semitramos de soporte se efectuaba de forma similar a lo representado en la Fig. 2.18 del Capítulo 2, siguiendo las recomendaciones de Fernández (1994).

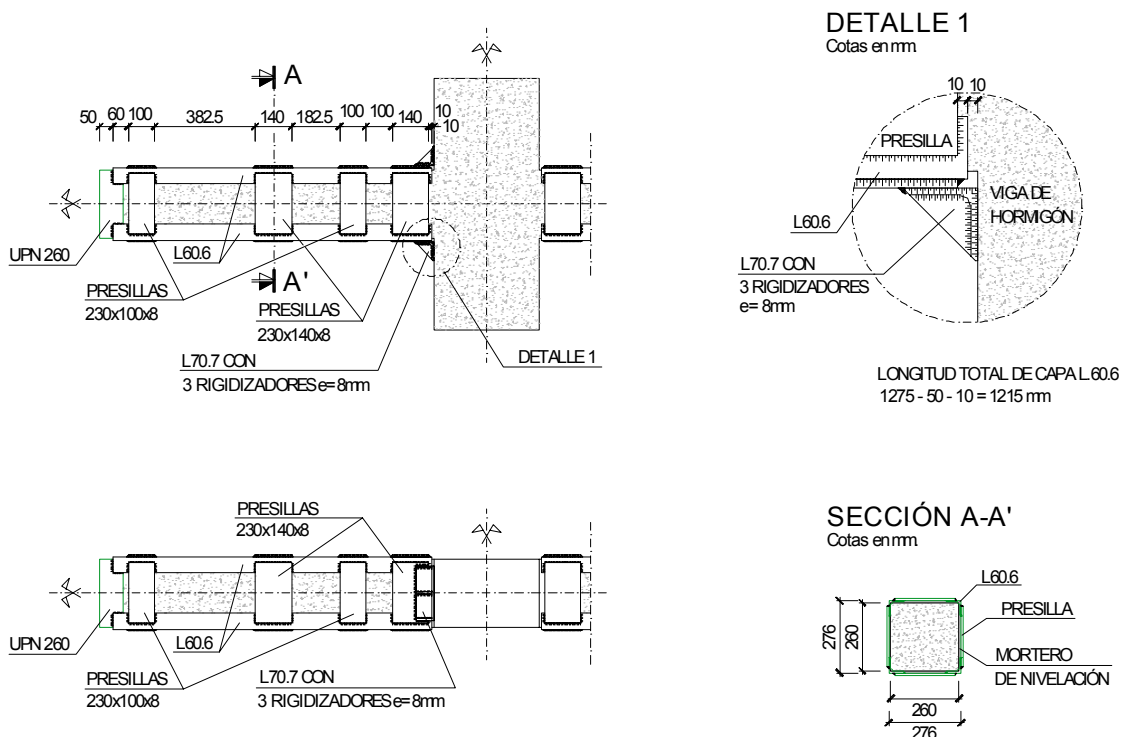


Fig. 5.7. Probeta AxL.C

El diseño del refuerzo se realizó de tal modo que su disposición fuera similar a la de las

probetas PBD y PAD ensayadas por Giménez (2007), descritas ya en el Capítulo 3. En el caso de la probeta AxL.C era de esperar la rotura de la viga de forma previa a la de los tramos de soporte, debido a la carga transmitida por los capiteles sobre dicha viga. Por otro lado, para las probeta AxL.T se preveía que la rotura se produciría de forma similar a la que aconteció en las probetas PBD y PBC ensayadas por Giménez (2007). Se incluye en las Fig. 5.7 a 5.10 una representación de las probetas AxL.C y AxL.T.

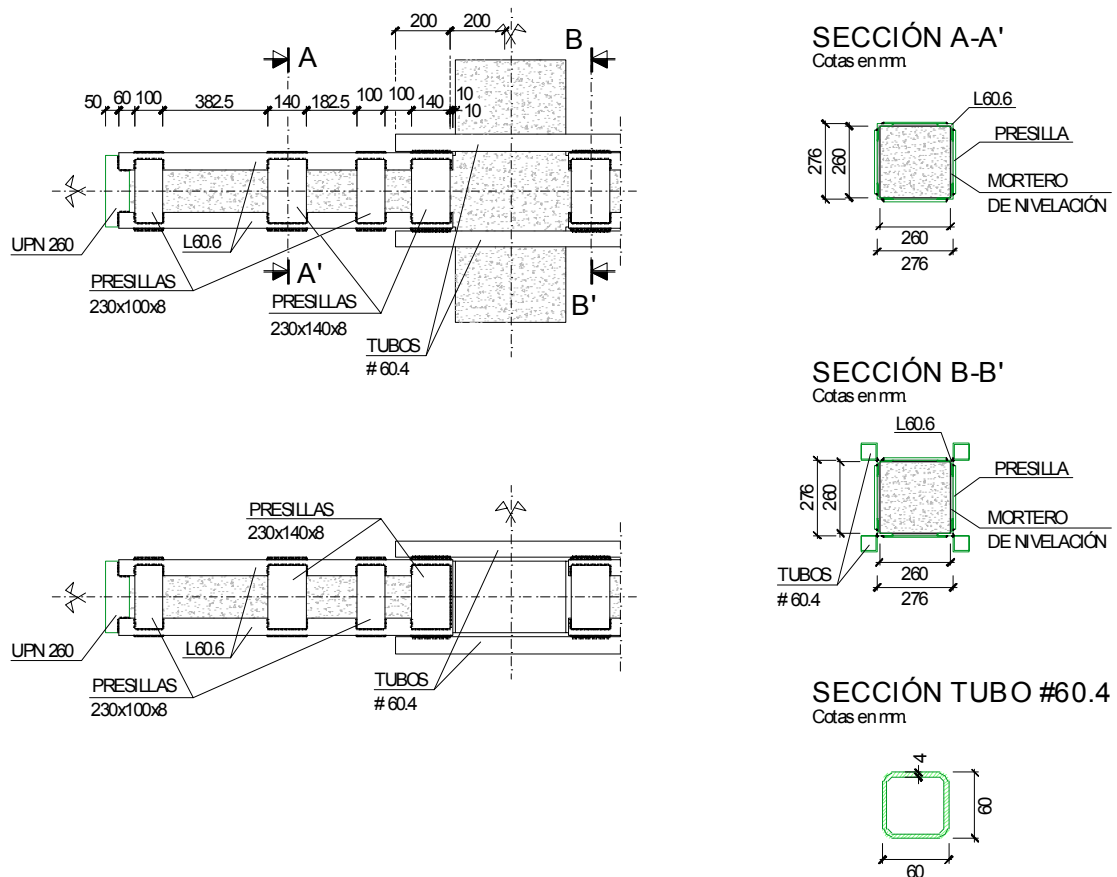


Fig. 5.9. Probeta AxL.T



Fig. 5.10. Probeta AxL.T. (a) Vista general; (b) Detalle del nudo viga-soporte

Los angulares que forman el refuerzo eran soldados a los elementos metálicos de los extremos de los tramos de soporte, tal y como se puede ver en la Fig. 5.11.

Todos los aspectos relativos a la fabricación de estas probetas son analizados en detalle en el Apéndice V.

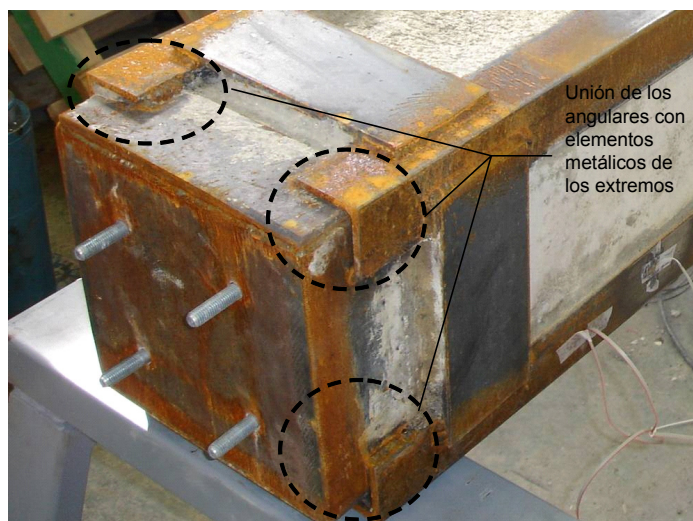


Fig. 5.11. Soldadura de los angulares del refuerzo a los elementos metálicos de los extremos de los tramos de soporte

5.2.2. *Propiedades de los materiales*

El hormigón empleado para construir las probetas de SHARAPM era fabricado en una central de hormigonado, siendo suministrado al laboratorio mediante camión hormigonera. La dosificación de este hormigón se efectuó de tal modo que la resistencia fuera reducida, de forma similar al estudio experimental de Giménez (2007). Se incluye en la Tabla 5.1 la dosificación del hormigón empleado.

Tabla 5.1. Dosificación del hormigón (Kg relativos a 1 m³ de hormigón)

Cemento (CEM II 42.5)	Agua	Arena	Grava/gravilla
173	173	950	1100

Las características mecánicas del hormigón eran determinadas a partir de ensayos en probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura. Estas probetas cilíndricas eran ensayadas a compresión simple según la norma española correspondiente (AENOR 2003), cuando el hormigón tenía una edad de 7 y 28 días. El ensayo a 7 días se efectuaba con el objeto de determinar si el hormigón de las probetas de SHARAPM tenía una resistencia suficiente para que su transporte no pudiera comprometer la integridad de las mismas. Mediante el ensayo a 28 días se determinaba la resistencia característica del hormigón.

De manera adicional, en el momento de ensayar cada una de las probetas de SHARAPM se ensayaban también 2 probetas cilíndricas conservadas en ambiente de laboratorio, determinando de ese modo la resistencia a compresión del hormigón en el momento del ensayo del SHARAPM.

Se ensayaron a compresión simple un total de 28 probetas cilíndricas. El valor medio de la resistencia compresión para 7 y 28 días de edad, así como en el momento del ensayo de cada probeta de SHARAPM era de 8.8, 11.6 y 12 MPa, con una desviación típica de 0.51, 0.74 y 0.98, respectivamente. La Tabla 5.2 resume los resultados de los ensayos realizados sobre las probetas cilíndricas.

Tabla 5.2. Resistencia a compresión simple del hormigón, medida en probeta cilíndrica

Edad de las probetas	Valor medio de la resistencia a compresión simple (MPa)	Desviación típica	Número de probetas cilíndricas ensayadas
7 días	8.8	0.51	6
28 días (resistencia característica)	11.6	0.74	6
Variable	12.0	0.98	16

A parte de los ensayos de compresión simple, se obtuvo el módulo de elasticidad en 2 probetas cilíndricas según establece la norma española correspondiente (AENOR 1996), obteniendo un valor medio de 23.28 GPa.

El acero de las armaduras era del tipo B400S (Ministerio de Fomento 1998), con un límite elástico de 400 MPa.

La totalidad del acero laminado empleado (angulares, presillas, tubos y elementos metálicos de los extremos de las probetas) era del tipo Fe430 (Eurocode No.3 1993) con un límite elástico de 275 MPa.

El mortero de cemento colocado entre los elementos de refuerzo y el hormigón, tenía una relación cemento/arena de 1/2. Este mortero era fabricado en los propios laboratorios de ICITECH.

5.2.3. Instrumentación

Para la instrumentación de cada una de las probetas ensayadas, se emplearon una serie de LVDTs y galgas extensométricas. Cada una de las 3 probetas que se analizan, presentaba una disposición diferente en cuanto a los elementos de instrumentación se refiere, por lo a continuación se estudian de forma separada.

Todos los aspectos referentes al montaje de la instrumentación se recogen en el Apéndice V.

5.2.3.1. T1

La probeta T1 era empleada como referencia para poder comparar con ella el comportamiento de las probetas reforzadas. Como instrumentación se emplearon un total de 6 LVDTs. Uno de ellos se colocaba en un punto fijo, con uno de los extremos en contacto con la rótula del pórtico de ensayos, que quedaba unida a la prensa hidráulica. De este modo se medía el acortamiento total de la probeta. El resto de LVDTs se empleaban para tener un orden de magnitud de la deformación del hormigón en diferentes secciones transversales. Uno de los extremos de estos LVDTs quedaba fijo, mientras que el otro quedaba en contacto (de manera indirecta) con el hormigón (véase Fig. 5.12).

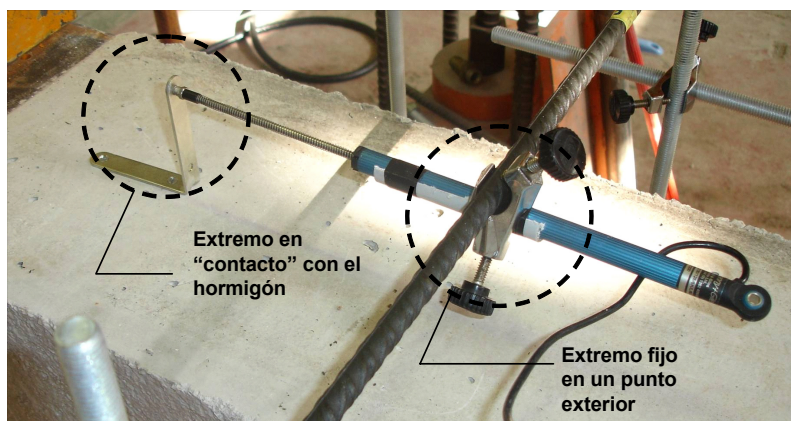


Fig. 5.12. Montaje de LVDTs

5.2.3.2. AxL.C

Para el caso de la probeta AxL.C, se emplearon un total de 26 galgas extensométricas para medir deformaciones en el acero del refuerzo, además de otras 4 unidades para realizar la misma medida sobre el hormigón.

Se empleó un total de 7 LVDTs. Uno de ellos se empleaba para medir el acortamiento total de las probetas, mientras que el resto eran utilizados para medir el desplazamiento relativo entre el hormigón del soporte y los angulares del refuerzo. El mencionado desplazamiento relativo, se obtenía mediante la diferencia de la medida captada por los LVDTs dispuestos en una misma sección transversal de la probeta, pero con el extremo de los mismos en contacto con el hormigón del soporte y el acero del refuerzo, respectivamente (véase Fig. 5.13).

En la Fig. 5.14 se puede ver un esquema de la instrumentación empleada para las probetas AxL.C. Dentro las galgas extensométricas, las denominadas mediante la sigla inicial A servían para medir la deformación de los angulares en la dirección longitudinal de los tramos de soporte. Las denominadas mediante la inicial P, median la deformación de las presillas en la dirección transversal a la directriz de los tramos de soporte, de este modo se cuantificaba el confinamiento impuesto por el refuerzo sobre el hormigón.

Es de destacar que mediante la disposición de las galgas H1 y H2, se pretendía registrar el efecto de la transmisión de cargas desde los capiteles a la viga sobre la cual se apoyaban.

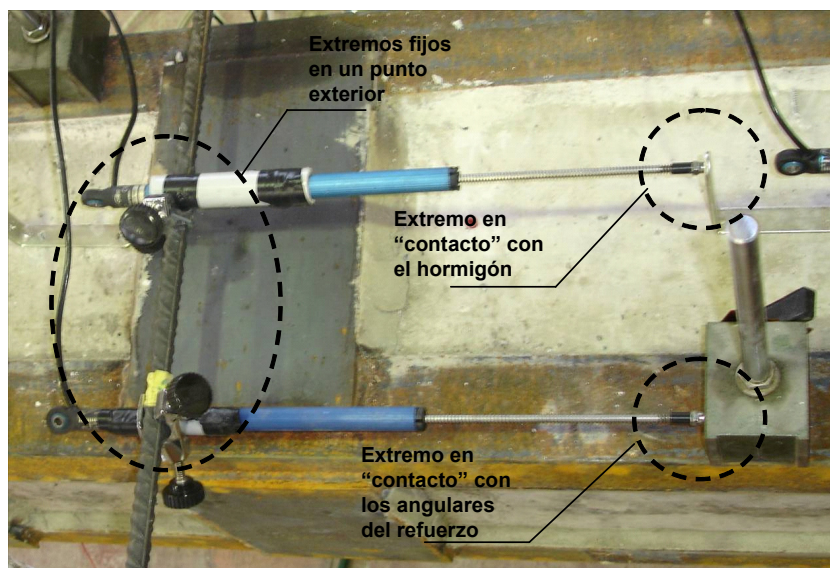


Fig. 5.13. LVDTs empleados para medir el desplazamiento relativo entre el hormigón y el acero del refuerzo

5.2.3.3. AxL.T

En esta probeta se han empleado un total de 30 galgas extensométricas para medir deformaciones en el acero del refuerzo, además de otras 5 sobre el hormigón. Del mismo modo que en el caso de la probeta AxL.C, se emplearon un total de 7 LVDTs, con idéntica disposición y cometido.

La disposición de las galgas extensométricas era idéntica a la de la probeta AxL.C, con la

única salvedad de que se colocaban 4 galgas adicionales sobre los tubos de conexión dispuestos a través del nudo (véase Fig. 5.15).

Se incluye en la Fig. 5.16 un esquema de la instrumentación de la probeta AxL.T.

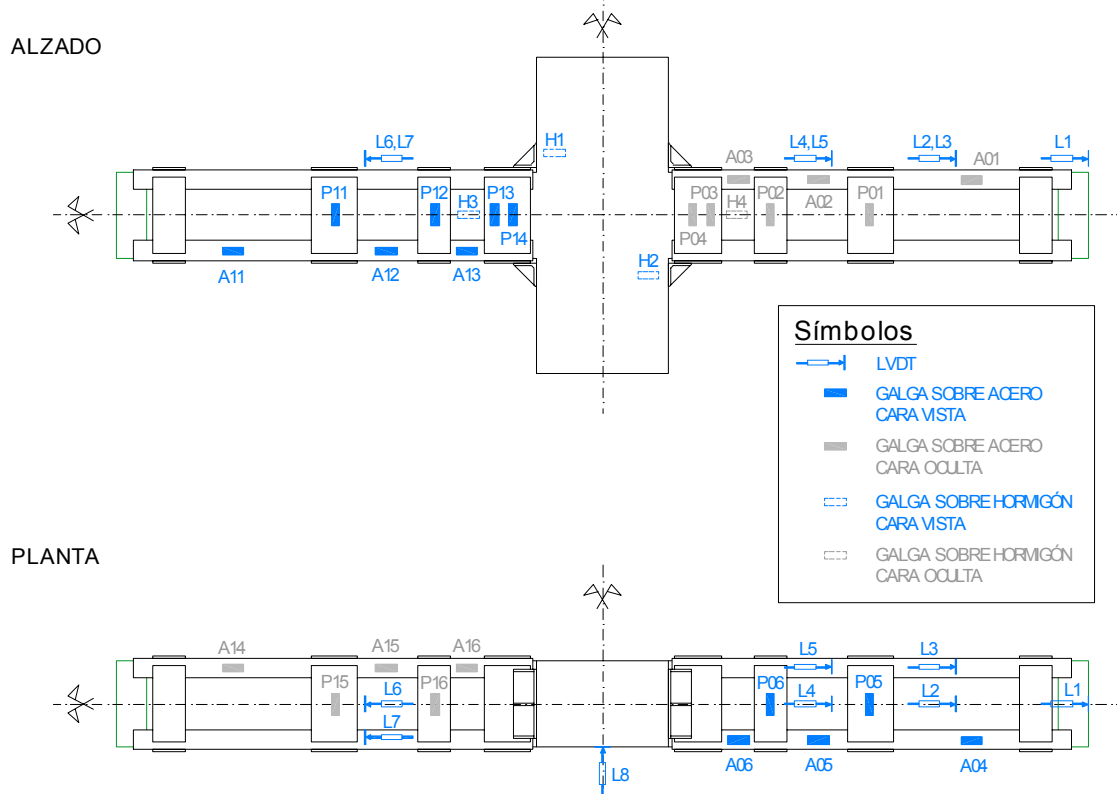


Fig. 5.14. Instrumentación de la probeta AxL.C

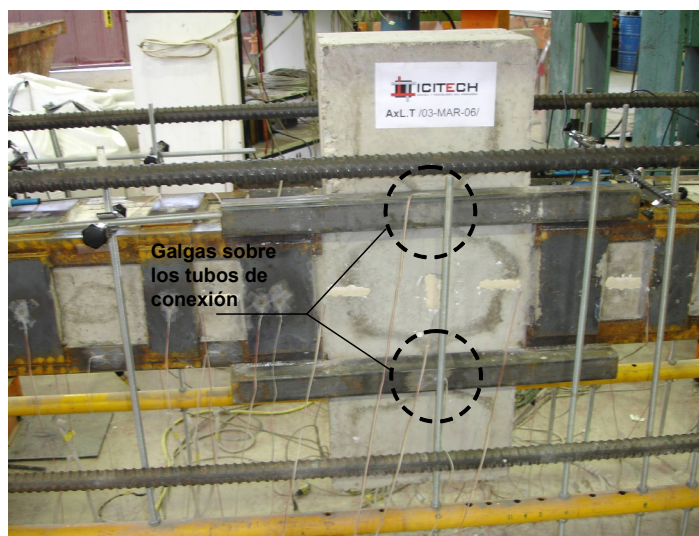


Fig. 5.15. Galgas extensométricas sobre los tubos de conexión entre los dos tramos del refuerzo metálico

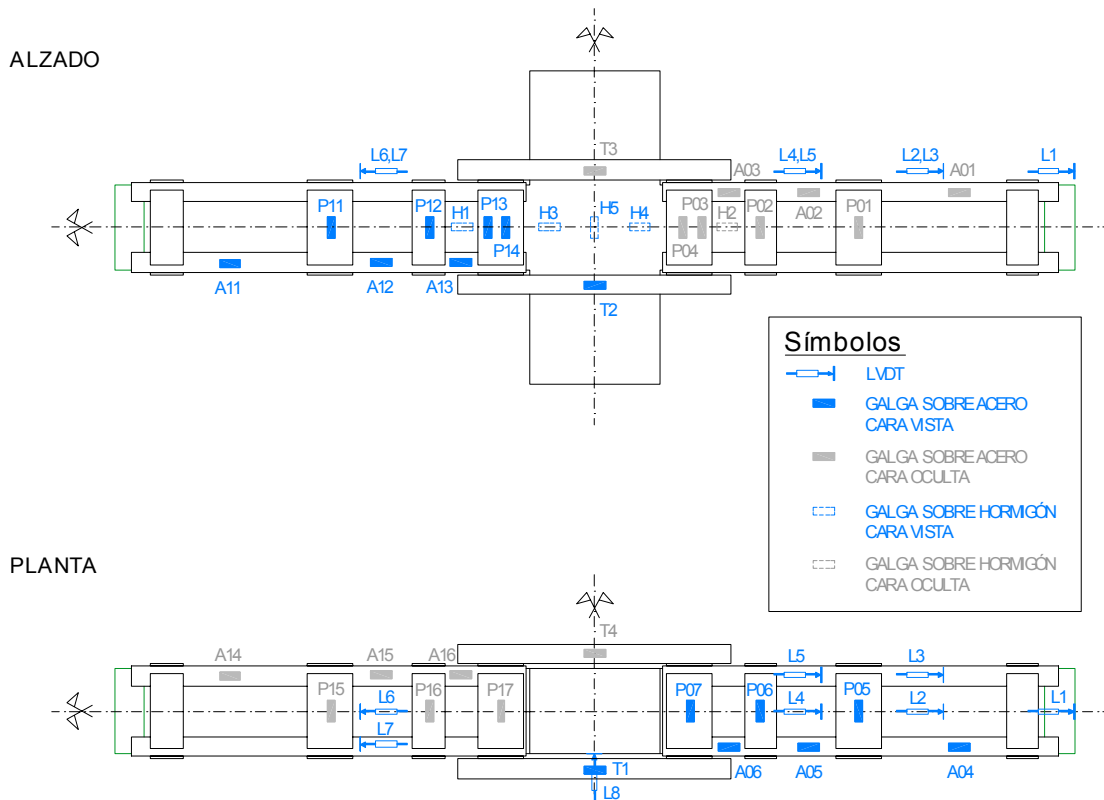


Fig. 5.16. Instrumentación de la probeta AxL.T

5.2.4. Procedimiento de ensayo

Los ensayos se llevaron a cabo en uno de los pórticos de ensayo disponibles en los laboratorios de ICITECH, aplicando la compresión centrada a través de una prensa hidráulica con una capacidad máxima de 2500 kN. La carga se aplicaba con un desplazamiento controlado a una velocidad aproximada de 0.5 mm/min. Esta carga era aplicada hasta que se producía la rotura de la probeta.

El centrado de la carga se conseguía gracias a las rótulas existentes en los puntos de apoyo de los extremos de las probetas. Con el objeto de fijar los extremos de las probetas sobre las rótulas del pórtico de ensayos, se diseñaron una serie de elementos metálicos de conexión. Todos los aspectos relativos al montaje de las probetas dentro del pórtico se detallan en el Apéndice V.

El tratamiento de los datos obtenidos de cada ensayo, es decir: carga aplicada por la prensa, deformación en galgas extensométricas y movimiento en LVDTs, se efectuaba a tiempo real a través de un ordenador Pentium IV equipado con el programa CEAD, programado en Labview por D. Vicente Miguel Sosa. El equipo de adquisición de datos era de la marca Hewlett Packard modelo HP 3852A.

En la Fig. 5.17 se incluyen una serie de imágenes relativas al pórtico de ensayos, así como de la disposición de las probetas dentro de él.



Fig. 5.17. Diferentes vistas del pórtico y de la probeta dispuesta para el ensayo

5.3. Resultados de los ensayos

En la Tabla 5.3 se resume la carga última obtenida para cada una de las probetas ensayadas. Se define además la eficacia del refuerzo, obtenida mediante la expresión:

$$efic = \frac{P_{Exp} - P_{Exp,T1}}{A_L \cdot f_{yR}} \quad (5.1)$$

siendo P_{Exp} la carga última de la probeta considerada, $P_{Exp,T1}$ la carga última de la probeta T1, A_L el área de todos los angulares que forman el refuerzo, f_{yR} el límite elástico del acero del refuerzo.

Tal y como se desprende de esta Tabla, P_{Exp} y $efic$ son superiores en la probeta AxL.T que en

la AxL.C. A continuación se describen las particularidades detectadas para cada una de las probetas ensayadas.

Tabla 5.3. P_{Exp} y $efic$ para cada una de las probetas ensayadas

Probeta	Características del refuerzo	P_{Exp}	$efic$
T1	sin reforzar	973.5	-
AxL.C	capiteles L.70.7	1618.1	0.85
AxL.T	tubos #60.4	1684.2	0.94

5.3.1. Comportamiento general y modo de rotura de las probetas

La rotura de la probeta T1 se produjo con una carga de 973.5 kN. Dicha rotura se localizó cerca de uno de los extremos. En la Fig. 5.18 se puede ver el estado de la probeta una vez ensayada.

La probeta AxL.C rompió bajo una carga de 1618.1 kN. La rotura de esta probeta se localizó en el elemento central que pretende simular una viga (véase Fig. 5.19). A priori podemos afirmar que la rotura en la zona mencionada se produjo por la combinación de 2 fenómenos:

- a) Dado que en esa zona, el hormigón está mucho menos confinado que en la zona reforzada de los tramos de soporte, podría producirse la rotura por compresión simple del elemento, debido a la carga que le transmite el propio hormigón del soporte.
- b) Una parte de la carga de compresión aplicada en los extremos, se transmite a través de los angulares del refuerzo. Finalmente, esta carga es transmitida a la viga central mediante los angulares apoyados sobre ella. El mecanismo de rotura que se origina, sería el debido al propio aplastamiento del hormigón en la zona de apoyo de los capiteles.

La rotura de la probeta AxL.T se produjo con una carga de 1684.3 kN. La rotura se localizó en uno de los extremos de la probeta, en concreto en la zona ubicada entre las 2 primeras presillas, donde el confinamiento impuesto por el refuerzo es menor. Se detectó la rotura del hormigón por compresión, además de la plastificación de los angulares debido a la combinación del empuje transversal del hormigón por efecto Poisson, así como al propio esfuerzo axial al que se encuentran sometidos (véase Fig. 5.20). Este modo de rotura coincide con el observado por Giménez *et al.* (2007) para el caso de las probetas que se denominaban como PBD y PBC (véase Fig. 3.42 del Capítulo 3).

Si observamos las curvas carga-acortamiento de las 3 probetas (Fig. 5.21), detectamos que las probetas reforzadas experimentan un incremento considerable en su carga de rotura.

Para el caso de las 2 probetas reforzadas, el comportamiento entre ambas es completamente

diferente. La deformación en rotura de la probeta AxL.C es del orden de 8 mm, mientras que en AxL.T es del orden de 12 mm. Tenemos pues, que la disposición de los tubos de conexión contribuye a incrementar la ductilidad del elemento reforzado, además de su carga última. Esto se deduce también al observar el diferente modo de rotura de ambas probetas.

La rotura de la probeta AxL.T se produce en una zona en la que el hormigón está confinado, lo que hace prever que el mecanismo de rotura originado será dúctil, debido al propio comportamiento del hormigón sometido a un estado de compresión triaxial. La probeta AxL.C rompe en una zona en la que el hormigón está poco confinado, lo que unido a la aparición de tensiones de tracción en dirección perpendicular a la directriz de los tramos de soporte, origina, tal y como hemos visto, un mecanismo de rotura frágil.

Algunas de las apreciaciones indicadas aquí, van a ser corroboradas a partir del tratamiento de los resultados registrados por los elementos de monitorización.



Fig. 5.18. Modo de rotura de la probeta T1



Fig. 5.19. Modo de rotura de la probeta AxL.C



Fig. 5.20. Modo de rotura de la probeta AxL.T

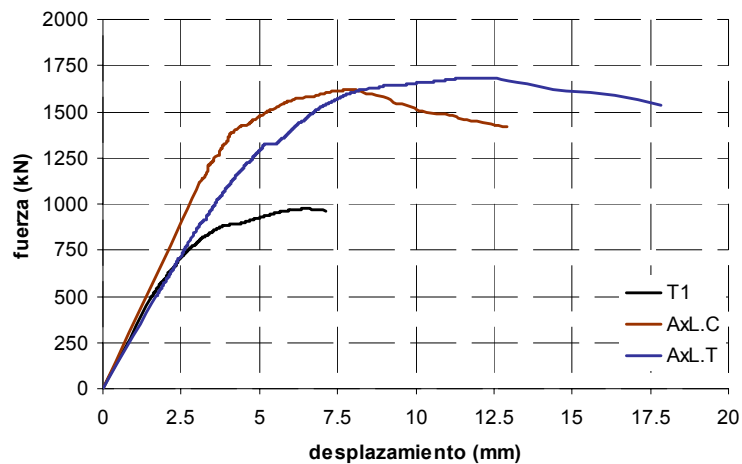


Fig. 5.21. Curva carga-acortamiento para las 3 probetas ensayadas

Las curvas carga-acortamiento incluidas en la Fig 5.21 se han obtenido a partir de un tratamiento de las medidas registradas por los LVDTs denominados L1. Todas las medidas registradas por los elementos de monitorización dispuestos en las probetas AxL.C y AxL.T, son incluidos en el Apéndice V. Es de destacar que en las curvas carga-desplazamiento incluidas allí, se observan una serie de escalones en los primeros niveles de carga. Este fenómeno es atribuible al ajuste de las piezas que componen el conjunto probeta-pórtico de ensayos. Con el objeto de representar los resultados de manera correcta, se ha corregido este defecto en la representación de la Fig. 5.21.

5.3.2. Comportamiento del contacto entre el mortero y el acero del refuerzo

Al igual que en el estudio experimental de Giménez (2007), en las probetas que se analizan en este Capítulo se detectó un cierto desplazamiento relativo entre el hormigón de los tramos de soporte, y el acero de los angulares, debido a la rotura del contacto entre las superficies de mortero de cemento y acero. En la Fig. 5.22 se incluyen unos gráficos en los que se relaciona

el desplazamiento relativo mencionado con anterioridad, con la carga aplicada por la prensa hidráulica. Los valores indicados se refieren a las secciones denominadas “sección 1”, “sección 2” y “sección 5” (véase Fig. 5.23). Estos gráficos se han obtenido a partir de las medidas registradas por los LVDTs dispuestos para tal efecto.

Tal y como se puede observar para el caso de la probeta AxL.T, la presencia de los tubos metálicos reduce considerablemente el desplazamiento relativo entre el hormigón y el refuerzo, sobretodo si lo comparamos con la probeta AxL.C. Esto ocurre debido a que los tubos facilitan la transmisión de cargas entre los elementos del refuerzo de ambos tramos de soporte. En el caso de la probeta AxL.C, los angulares transmiten su esfuerzo axial al elemento de hormigón que se ubica en el centro de la probeta, a través de los capiteles.

En la probeta AxL.C, se detecta que el desplazamiento relativo al que estamos haciendo referencia, es mayor en las zonas más cercanas a la viga central (“sección 2 y sección 5”), que en las situadas en los extremos (“sección 1”). Para la probeta AxL.T, la magnitud del desplazamiento relativo es similar en los 3 puntos analizados.

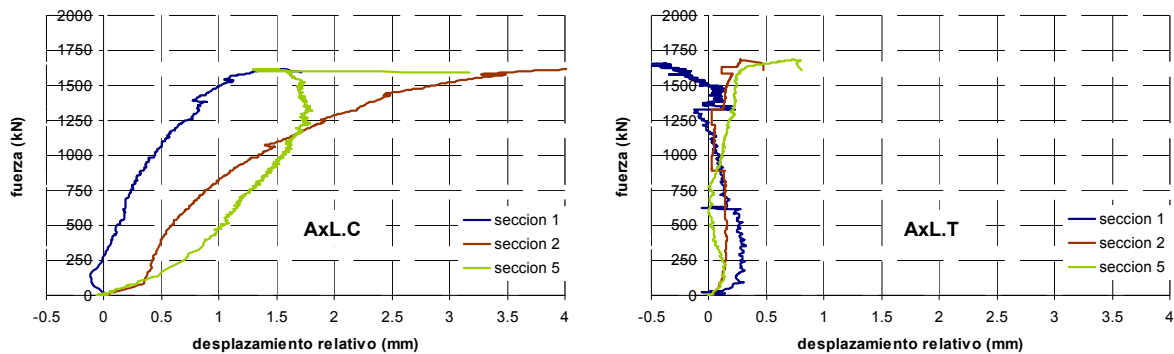


Fig. 5.22. Desplazamiento relativo entre el hormigón del soporte y el acero del refuerzo

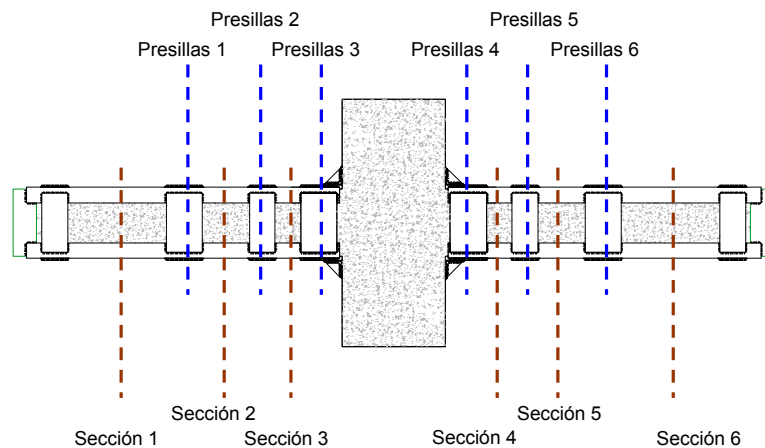


Fig. 5.23. Nomenclatura empleada para definir las secciones y los grupos de presillas

5.3.3. Reparto de carga entre el refuerzo y el hormigón de los tramos de soporte

A partir de las medidas registradas por las galgas extensométricas, es posible obtener el reparto de cargas entre el hormigón de los tramos de soporte y los elementos de refuerzo. Dicho reparto se puede representar de forma gráfica, tal y como se muestra en la Fig. 5.24. En esta figura, en el eje de abscisas se representa la relación entre la carga absorbida por el refuerzo/hormigón y la carga total aplicada por la prensa. En el eje de ordenadas se representa la coordenada (en dirección longitudinal), medida a partir del extremo en que la prensa aplica la carga. Se representa un gráfico para diferentes niveles de carga (25%, 50%, 75% y 100% de la carga de rotura).

Tal y como se deduce de la Fig. 5.24, el reparto de cargas es más eficaz en el caso de la probeta AxL.T, sobretodo para niveles de carga cercanos a la rotura. Esto último es debido a la presencia de los tubos metálicos que conectan ambos tramos de soporte, que contribuyen a mejorar la eficacia del refuerzo.

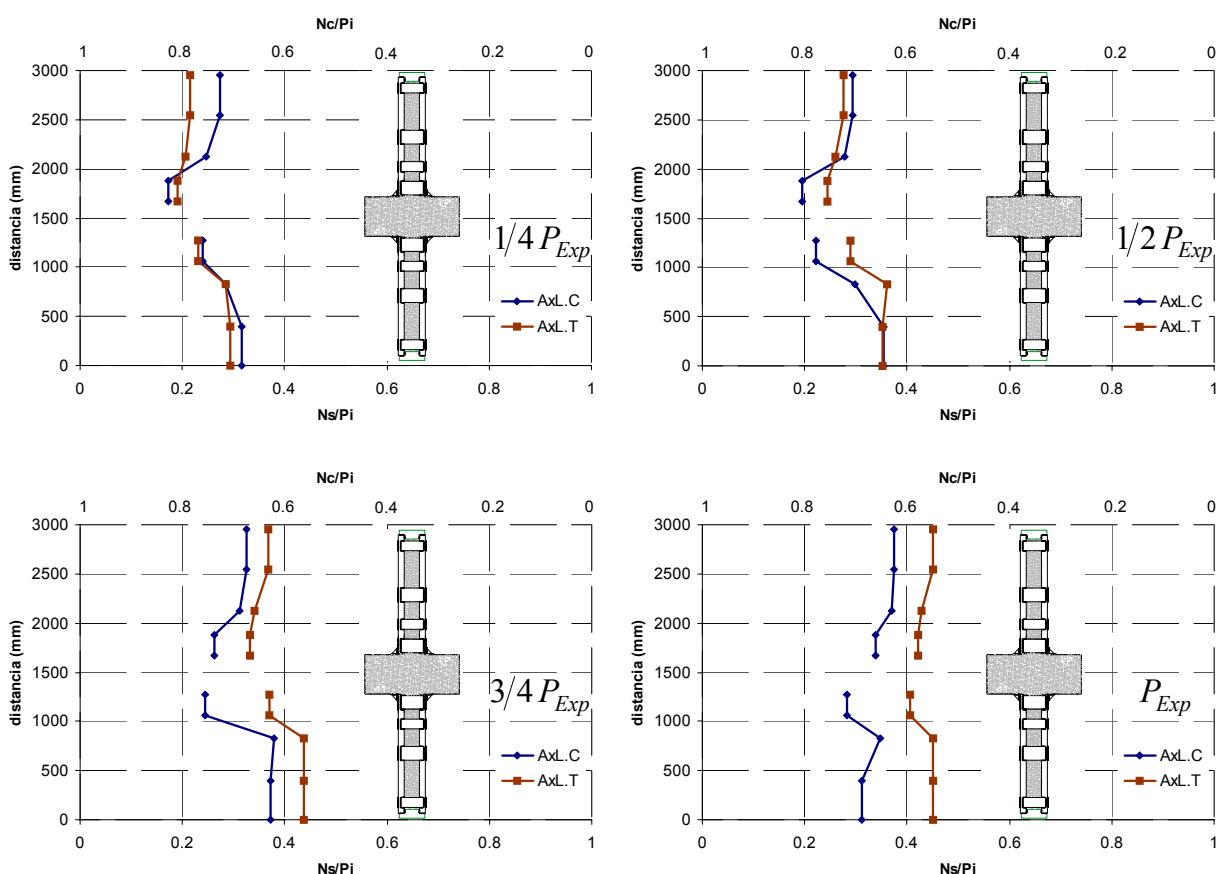


Fig. 5.24. Reparto de esfuerzos axiales entre el hormigón y el acero del refuerzo, para distintos niveles de la carga total aplicada por la prensa

5.3.4. Confinamiento impuesto por el refuerzo

Una manera de cuantificar el confinamiento que impone el refuerzo sobre el hormigón de los tramos de soporte, es a partir de la medida del alargamiento que sufren las presillas debido a la propia expansión del hormigón por el efecto Poisson.

A partir de estudios experimentales y numéricos, Adam *et al.* (2005a; 2005b), Giménez *et al.* (2005), Giménez y Calderón (2005), Calderón *et al.* (2006) y Giménez (2007), corroboraron que el efecto del confinamiento impuesto por el refuerzo era mayor en las zonas del soporte más cercanas a la viga. Éste fenómeno se debe a que en la zona a que se hace mención, la transmisión de cargas entre el refuerzo y el hormigón no es del todo efectiva (véanse las Figs. 5.22 y 5.23), estando el hormigón más solicitado que en el resto de zonas del elemento. De este modo, la mayor sollicitación del hormigón motiva una mayor expansión transversal por efecto Poisson, que contribuye a incrementar la presión lateral sobre el refuerzo.

El fenómeno que se describe queda de manifiesto en las Figs. 5.25, 5.26 y 5.27, en las que se representa la tensión en las presillas (en dirección perpendicular a la directriz del soporte), en función de la carga aplicada por la prensa hidráulica. De este modo, es posible cuantificar el confinamiento impuesto por el refuerzo en diferentes zonas del soporte reforzado. Tal y como se desprende de éstas Figs., el confinamiento es claramente superior en las zonas más cercanas a la viga central.

Se observa que la presión lateral es superior en el caso de la probeta AxL.C que en la AxL.T. Esto último se puede explicar debido a que el hormigón de la probeta AxL.C se encuentra más solicitado que el de la probeta AxL.T (véase Fig. 5.24). Esta mayor sollicitación, motiva una mayor dilatación transversal por efecto Poisson, que repercute en un mayor confinamiento.

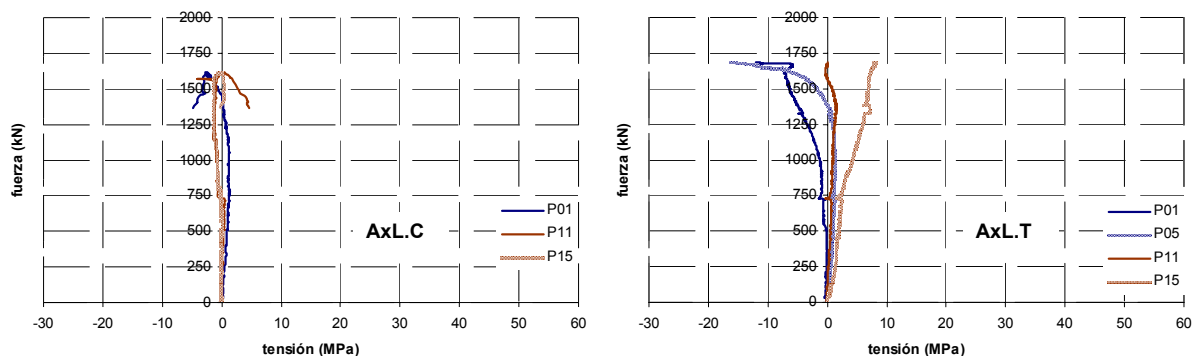


Fig. 5.25. Tensión en presillas en dirección perpendicular a la directriz de los tramos de soporte (valores negativos indican tensiones de tracción). Grupos de presillas 1 y 6

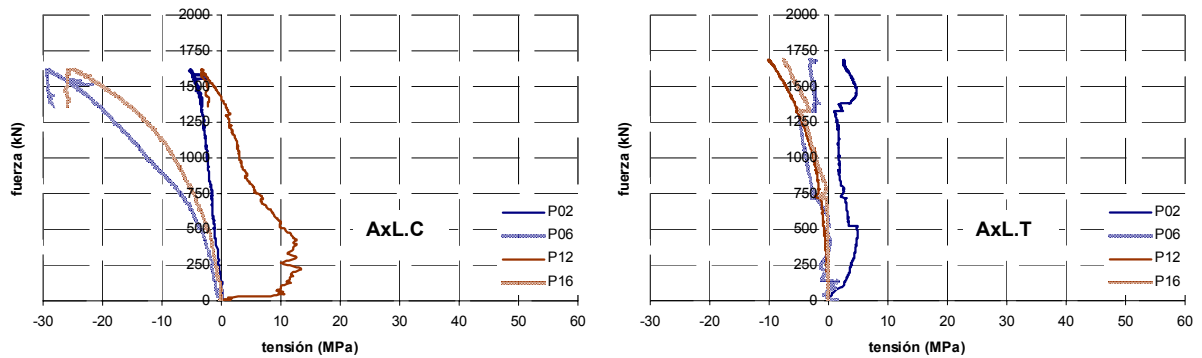


Fig. 5.26. Tensión en presillas en dirección perpendicular a la directriz de los tramos de soporte (valores negativos indican tensiones de tracción). Grupos de presillas 2 y 5

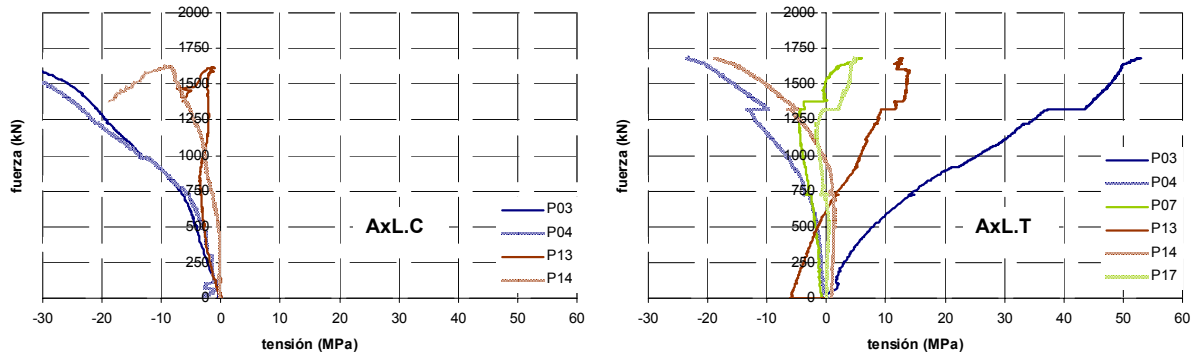


Fig. 5.27. Tensión en presillas en dirección perpendicular a la directriz de los tramos de soporte (valores negativos indican tensiones de tracción). Grupos de presillas 3 y 4

Tal y como se ha indicado en el Capítulo 2, un hormigón confinado (sometido a un estado de compresiones triaxial), tiene mayor resistencia a compresión que el mismo sometido a compresión simple. Por tanto, el confinamiento que impone el refuerzo redundará en un incremento de la resistencia a compresión del hormigón.

En la Tabla 5.4 se incluye, para cada una de las secciones en que hemos dividido el soporte reforzado, la tensión de compresión a la que se encuentra sometido el hormigón en el momento en que la prensa hidráulica aplica la carga última (P_{Exp}). Tal y como se puede ver, se confirma que el efecto del confinamiento es superior en el caso de la probeta AxL.C que en la AxL.T, debido a que el hormigón (en el momento de la rotura) está sometido a una mayor tensión de compresión. De todos modos, para las 2 probetas se observa que la tensión de compresión en el hormigón en el momento de la rotura de la probeta, es superior a su resistencia a compresión simple (12 MPa), por lo que el confinamiento actúa, en mayor o menor medida, en ambas probetas.

Tabla 5.4. Tensión a la que se encuentra sometido el hormigón de las probetas para la carga P_{Exp} (MPa)

Probeta	seccion 1	seccion 2	seccion 3	seccion 4	seccion 5	seccion 6
AxL.C	16.47	15.63	17.19	15.85	15.06	15.00
AxL.T	13.67	13.67	14.79	14.44	14.23	13.67

5.3.5. Transmisión directa de carga

Tanto para la probeta AxL.C como para la AxL.T, existe un mecanismo que permite la transmisión de carga entre en refuerzo de los 2 tramos de soporte que forman las probetas. Ésta transmisión es crítica para el caso de la probeta AxL.C, donde la rotura se localiza en la viga.

Conociendo el mecanismo de rotura de la probeta AxL.C, será preciso conocer qué parte de la carga absorbida por el refuerzo es transmitida a la viga central, con el objeto de estimar si la carga aplicada por los capiteles supera la resistencia a compresión del hormigón, y por lo tanto pueda provocar su aplastamiento.

A partir de la tensión medida por las galgas A03, A06, A13 y A16, estimamos el axil al que se encuentran sometidos los angulares en cada momento del ensayo. De este modo, podremos estimar la presión que transmiten los capiteles en su superficie de apoyo.

En la Fig. 5.28, se puede ver la presión aplicada por los capiteles sobre la viga central, en función de la carga aplicada por la prensa. Se indica también la resistencia a compresión simple del hormigón (12 MPa). Tal y como se puede ver, la presión máxima aplicada (19 MPa), es superior a f_c .

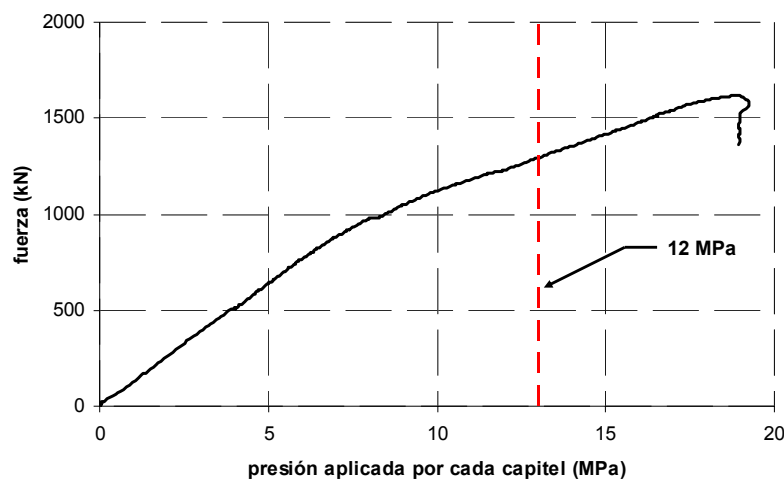


Fig 5.28. Presión media transmitida por los capiteles en su superficie de apoyo sobre la viga central

5.3.6. Conclusiones parciales

Del análisis efectuado sobre las probetas ensayadas en laboratorio, se desprende que el montaje de los tubos metálicos de conexión contribuye a mejorar el comportamiento de un SHARAPM. De este modo, se mejora considerablemente la transmisión de cargas a lo largo del refuerzo, en comparación con aquellos casos en que se disponen capiteles apoyados sobre la viga central.

Por otro lado, la rotura de AxL.C se efectúa a través de un mecanismo menos dúctil que en AxL.T, debido a que aquella se produce en una zona en la que el hormigón está poco confinado.

A partir de este análisis previo, se plantea la necesidad de efectuar un estudio paramétrico en el que se varíen algunos de los factores que intervienen en la transmisión de cargas a través del nudo. Será necesario estudiar:

- a) Transmisión de cargas a través del nudo cuando no se dispone ningún elemento de conexión entre ambos tramos de soporte, de manera similar a las probetas ADb, AC, PAD y PAC analizadas en el Capítulo 3.
- b) Influencia de una variación en las dimensiones del capitel o del tubo de conexión, en la forma y carga de rotura de la probeta.

5.4. Aspectos relativos a la modelización numérica

5.4.1. Generalidades

Con el objeto de simular el comportamiento del nudo-viga soporte de un SHARAPM, se efectúa un análisis numérico por el MEF, empleándose para ello el software comercial ANSYS 10.0 (2005).

Las probetas que se modelizan tienen una geometría idéntica a la de las probetas ensayadas en laboratorio. En el estudio numérico que se plantea, se considera el comportamiento no lineal de los materiales, además del contacto entre hormigón/mortero y los elementos metálicos del refuerzo.

Los aspectos relativos a la modelización numérica que se incluye en este Capítulo, son muy similares a los ya comentados en el Capítulo 3. A continuación se describen los puntos que se consideran de mayor interés.

5.4.2. Tipos de elementos finitos y mallado empleado

Al igual que en los modelos planteados en los Capítulos 3 y 4, el hormigón se modeliza mediante elementos hexaédricos SOLID65, mientras que el refuerzo metálico y el mortero de cemento se modelizan mediante elementos SOLID95. El contacto entre superficies se considera mediante elementos TARGE170 y CONTA174. Por otro lado, la prensa que aplica la carga se simula mediante elementos SOLID45, al igual que los elementos metálicos que forman los extremos de las probetas.

La diferencia fundamental entre los modelos que se analizan en el presente Capítulo y los considerados en los Capítulos 3 y 4, estriba en la modelización de las armaduras. En este caso, las armaduras se plantean mediante elementos LINK8, a diferencia de los modelos analizados en los Capítulos 3 y 4 donde la armadura era considerada de manera distribuida (“smeared”) dentro el elemento SOLID65. Esta manera de operar se debe a que la geometría que presentan las probetas aquí analizadas, es más compleja que la estudiada en aquellos Capítulos, lo que dificulta la disposición de un mallado apropiado para poder considerar la armadura distribuida.

Hasta la fecha, se tiene suficiente experiencia en la modelización de armaduras de hormigón armado mediante elementos LINK8. En nuestro caso particular, se supone que el elemento LINK8 queda conectado directamente a los nodos de los elementos SOLID65 que simulan el hormigón. Existe la posibilidad de considerar el deslizamiento entre las armaduras y el propio hormigón mediante el empleo de elementos COMBIN14 o COMBIN36, de manera similar a como hicieron Padmarajaiah y Ramaswamy (2002) y Thomas y Ramaswamy (2006) en el estudio de elementos de HA sometidos a esfuerzos de flexión.

Tal y como se ha indicado, los nodos de los elementos LINK 8 coincidirán con los de SOLID65, debido a que, considerando el tipo de esfuerzos a los que va a estar sometida la probeta, no se estima como determinante el deslizamiento entre las armaduras y el hormigón. Este mismo modo de operar fue seguido en su día por Fanning (2001), Kawakani e Ito (2003), Kotsovos y Pavlovic (2003), Wolanski (2004), Chansawat *et al.* (2006), Kaewunren y Remennikov (2006), Mahmudur y Alam (2006), y Adam *et al.* (2007a; 2007b), con excelentes resultados.

Se han empleado diferentes tamaños de malla, dependiendo de la zona de la probeta modelizada. Los elementos de hormigón y la prensa que aplica la carga, tienen un tamaño de malla medio de $18 \times 18 \times 18 \text{ mm}^3$, mientras que en los elementos metálicos que forman el refuerzo, además de en el mortero de cemento, el tamaño medio de la malla es de $14 \times 14 \times 6 \text{ mm}^3$. Los elementos lineales que simulan las armaduras, tienen una longitud media de 18 mm.

5.4.3. Condiciones de contorno y aplicación de carga

La totalidad de las probetas analizadas tienen 3 planos de simetría, por lo que a efectos de la modelización numérica, se puede considerar únicamente 1/8 de la probeta (véase Fig. 5.29), aplicando condiciones de simetría en los planos correspondientes. De esta manera, se reduce considerablemente el coste computacional que requiere el cálculo de un modelo. Ésta manera de operar coincide con la seguida en los Capítulos 3 y 4.

La carga aplicada por la prensa, se considera mediante un desplazamiento controlado. Para ello, se impone un desplazamiento en uno de los nodos de la prensa, siendo la reacción en el citado nodo, la carga aplicada por ésta. Será necesario corregir el valor de la reacción multiplicándolo por 4, y el del desplazamiento multiplicándolo por 2, con el objeto de tener en cuenta las condiciones de simetría especificadas.

Debido a la naturaleza no lineal de los modelos analizados, se emplea el método iterativo de Newton Raphson para la resolución del sistema de ecuaciones que se obtiene. Para ello, el desplazamiento impuesto en la prensa será aplicado mediante una serie de escalones, con un incremento del desplazamiento medio en cada uno de ellos de 0.05 mm.

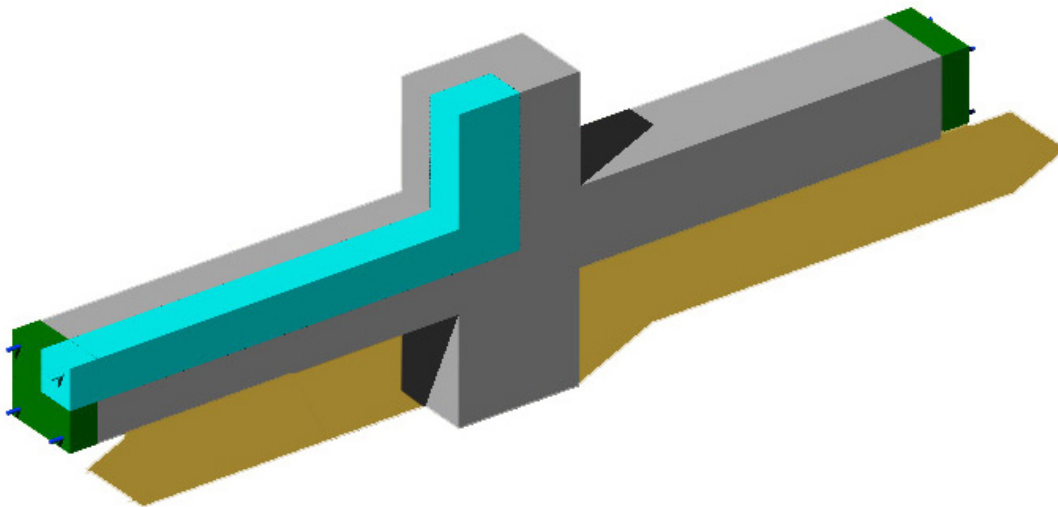


Fig. 5.29. Probeta tipo con la simplificación por simetría (1/8 de la probeta)

5.4.4. Modelización del hormigón confinado

El comportamiento del hormigón, se simula mediante el criterio de plastificación de Drucker-Prager (DP), de forma idéntica a como se ha efectuado en los Capítulos 3 y 4. Se considera un comportamiento elástico y perfectamente plástico, sin considerar ninguna rama de endurecimiento. Se considera además una regla de flujo no asociativa, con un ángulo de dilatación nulo ($\phi=0$).

La formulación seguida para la determinación de los parámetros c y ϕ es la definida a partir de las Ecs. (5.2) y (5.3) donde, a partir de la resistencia a compresión simple del hormigón (f_c) y del coeficiente de confinamiento efectivo k_1 , quedan completamente definidos los parámetros requeridos. En todos los modelos propuestos se ha adoptado un valor $\phi=25^\circ$, que se corresponde, según la Ec. (3.6), con $k_1=2.46$.

$$f_c = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5.2)$$

$$k_1 = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5.3)$$

El coeficiente de Poisson empleado es $\nu=0.20$, mientras que el módulo de elasticidad se determina a partir de la recomendación de CEB-FIB (1991) incluida en la Ec. (5.4).

$$E_{ci} = E_{co} (f_c / f_{cmo})^{1/3} \quad (5.4)$$

donde E_{ci} es el límite elástico, f_c es la resistencia a compresión, y f_{cmo} , E_{co} tienen los valores definidos en CEB-FIB (1991): $f_{cmo}=10$ MPa; $E_{co}=21.5$ GPa.

En aquellos modelos en los cuales se coloca un capitel en contacto con la viga central, se desarrollan 2 modelos numéricos. En uno de ellos se considera el criterio de plastificación de DP, mientras que en el otro se combinan el criterio de plastificación de DP para la plastificación del hormigón debido a tensiones de compresión, y el criterio de rotura de Willam y Warnke (1974) (WW) para tener en cuenta la fisuración del hormigón. De este modo, se pretende reproducir la fisuración de la viga central detectada en los ensayos de laboratorio.

En los modelos en que se emplea el criterio de rotura de WW, la resistencia a tracción del hormigón se obtiene a partir de la Ec. (5.5), que coincide con la especificada por CEB-FIB (1991).

$$f_t = f_{ctko,m} (f_c / f_{cko})^{2/3} \quad (5.5)$$

donde f_t es la resistencia a tracción del hormigón, f_c la resistencia a compresión y $f_{ctko,m}$, f_{cko} son los siguientes parámetros definidos en CEB-FIB (1991): $f_{ctko,m} = 1.40$ MPa; $f_{cko} = 10$ MPa.

Por otro lado, los coeficientes de transmisión de cortante que se adoptan son 0.25 y 0.75 en fisuras abiertas (β_t) y cerradas (β_c), respectivamente. El resto de parámetros que definen el modelo de rotura de WW, son los que adopta ANSYS 10.0 (2005) por defecto.

5.4.5. Modelización del acero

Para considerar el comportamiento no-lineal, tanto del acero que forma las armaduras, como del acero correspondiente al refuerzo, se emplea el criterio de plastificación de Von Mises, con un comportamiento elástico y perfectamente plástico.

El módulo de elasticidad empleado para ambos tipos de acero es de 210 GPa, con un coeficiente de Poisson $\nu=0.30$. El límite elástico es $f_{ys}=400$ MPa y $f_{yR}=275$ MPa, para el acero de las armaduras y del refuerzo, respectivamente.

5.4.6. Modelización del mortero de cemento y de la prensa

En ninguno de los ensayos descritos a lo largo de los Apartados 5.2 y 5.3 se detectó la rotura del mortero situado entre el refuerzo y el hormigón del soporte. Por este motivo se adopta, a efectos de la modelización numérica, un comportamiento elástico y lineal, con un coeficiente de Poisson $\nu=0.20$ y un módulo de elasticidad de 25 GPa.

La modelización de la prensa se realiza con el objeto de aproximar al máximo las condiciones del ensayo. Dado que no interesa un estudio específico de este elemento, se considera un comportamiento elástico y lineal, adoptando un coeficiente de Poisson $\nu=0.10$ y un módulo de elasticidad de 1000 GPa. De este modo se consigue modelizar un elemento con una elevada rigidez, tal y como ocurre con la prensa.

5.4.7. Modelización del contacto entre superficies

El contacto existente entre las capas de mortero de cemento y las presillas, además del existente entre el hormigón y los angulares, se modeliza mediante los elementos de contacto descritos en el Apartado 5.4.2 del presente Capítulo. Para tener en cuenta el posible deslizamiento relativo entre superficies, se considera el modelo de fricción del Coulomb, adoptándose un valor para el coeficiente de rozamiento de $\mu=0.25$, y un valor para la adhesión de $a=0$ MPa.

Se tiene también un contacto entre la prensa y la zona metálica de los extremos de la probeta, considerándose éste como un contacto sin rozamiento, ya que su único objeto es transmitir al soporte la carga aplicada por la prensa.

Para aquellos casos en que se disponen capiteles en los extremos del soporte, el contacto entre dichos capiteles y la viga de HA se considera sin rozamiento, siendo posible la separación entre superficies en el caso en se detecten tensiones de tracción.

Tal y como se ha detectado en los ensayos descritos en los Apartados 5.2 y 5.3, en ningún

momento se observa deslizamiento relativo alguno entre la capa de mortero colocada por debajo del refuerzo, y el hormigón. Con el objeto de ahorrar tiempo de cálculo, el contacto entre el hormigón y las capas de mortero se considera que estará siempre pegado, aplicando para ello la opción específica que ofrece ANSYS 10.0 (2005).

5.5. Verificación de los modelos numéricos

Para poder realizar un estudio paramétrico sobre los diversos factores que intervienen en el comportamiento del nudo viga-soporte de un SHARAPM, se precisará una verificación previa a partir de unos modelos de EF realizados sobre las mismas probetas ensayadas de forma experimental. Con el objeto de verificar dichos modelos, será necesaria una comparación entre los resultados del estudio experimental y el numérico.

La metodología que se sigue para la verificación de los modelos, coincide con la expresada en el Apartado 3.5 del Capítulo 3. En primer lugar se comprobará si la carga última obtenida de forma numérica (P_{MEF}) coincide sensiblemente con la del estudio experimental (P_{Exp}). El mismo proceso se seguirá para el caso de las curvas carga-acortamiento de cada uno de los modelos. Se comprobará además, si las pautas de comportamiento de las probetas ensayadas de forma numérica coinciden con las ensayadas en laboratorio. De manera adicional, se compararán las medidas captadas por una serie de galgas extensométricas con las obtenidas a partir de los modelos de EF.

5.5.1. Descripción de los modelos

Los modelos que se plantean, pretenden reproducir el comportamiento de las probetas denominadas T1, AxL.C y AxL.T. Para ello se desarrollan modelos de EF tridimensionales, en los que se siguen las especificaciones indicadas en el Apartado 5.4.

Tal y como se ha comentado en el Apartado 5.4.4, para el caso de la probeta AxL.C se realizan 2 modelos numéricos. En el que se denomina AxL.C(DP), se considera el criterio de plastificación de DP, mientras que en el que se denomina AxL.C(WW), se combinan el criterio de plastificación de DP y el criterio de rotura de WW. De este modo, se pretende simular la fisuración de la viga central que se observó en el estudio experimental.

En la Fig. 5.30 se representa el modelo desarrollado para la probeta T1. Puede verse en la Fig. 5.31, la disposición de los elementos LINK8 que forman las armaduras.

Para desarrollar los modelos de EF de las probetas AxL.C y AxL.T, se emplea como base el modelo efectuado para la probeta T1. Sobre este mismo modelo se incorporan los elementos de refuerzo correspondientes. En la Fig. 5.32 se pueden ver los modelos desarrollados para las probetas AxL.C y AxL.T, mientras que en la Fig. 5.33 se incluyen los elementos del refuerzo

que caracterizan ambas probetas.

En la Fig. 5.34, se observa la unión de los angulares con el elemento metálico de los extremos de las probetas, así como un detalle en el que se puede ver la capa de mortero de cemento dispuesto entre cada una de las presillas y el hormigón del tramo de soporte.

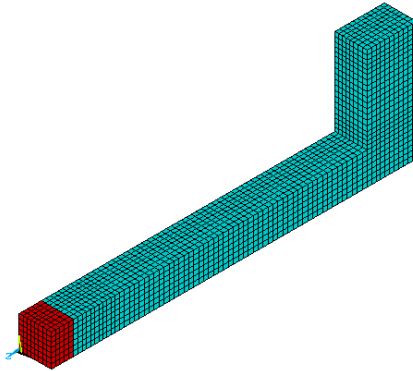


Fig. 5.30. Modelo de la probeta T1

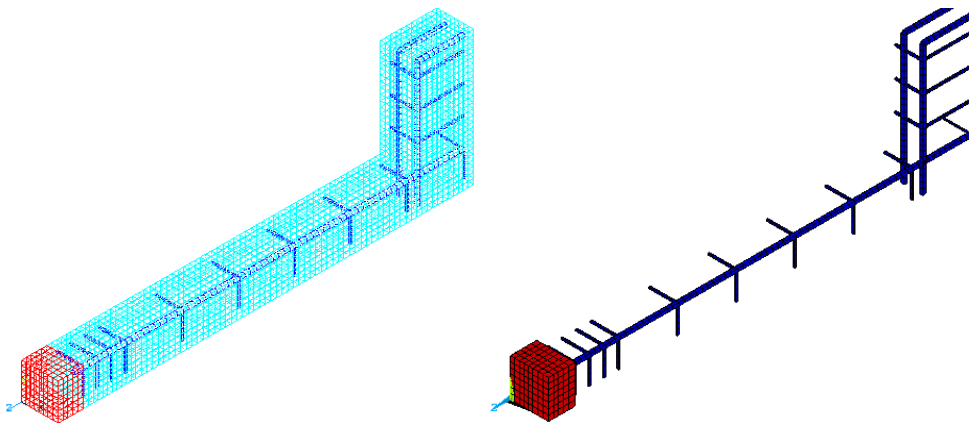


Fig. 5.31. Armaduras modelizadas con elementos LINK8

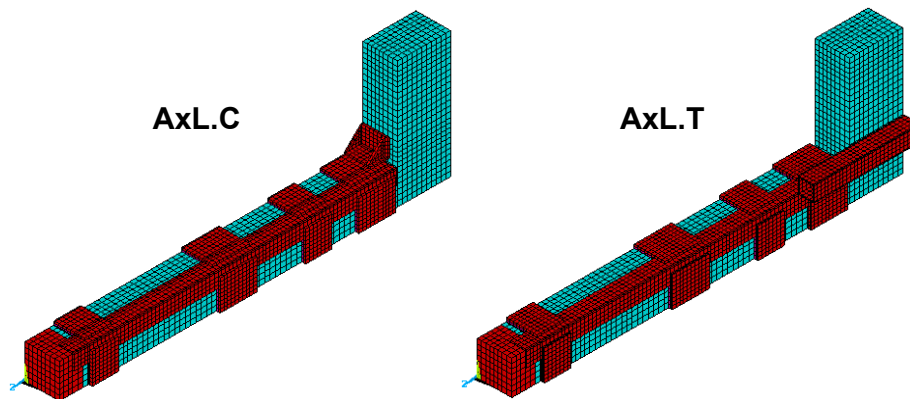


Fig. 5.32. Modelos planteados para las probetas AxL.C y AxL.T

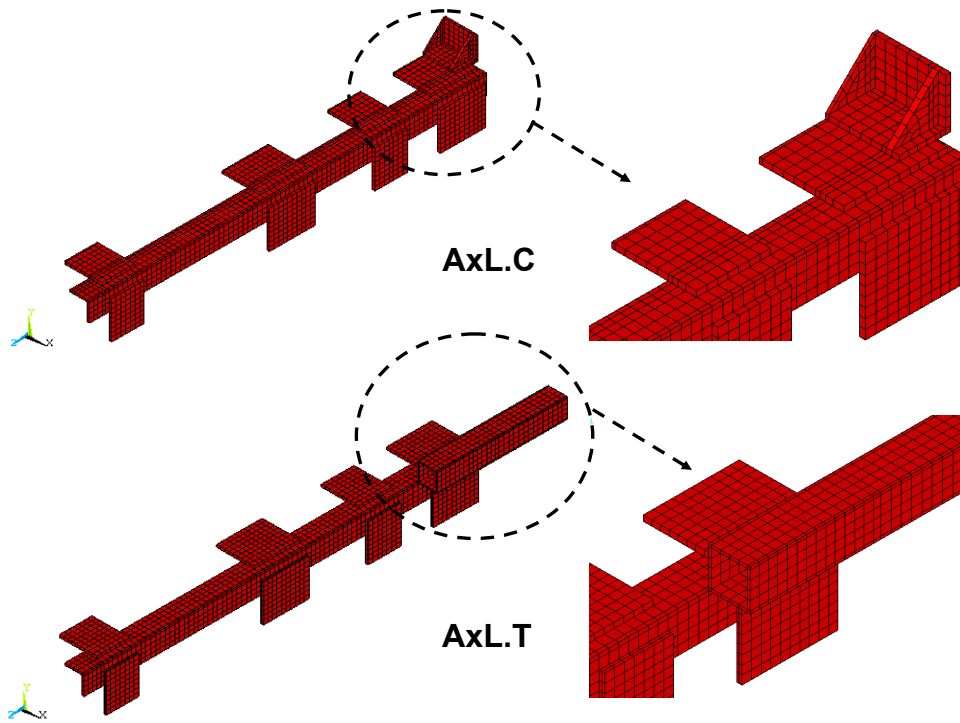


Fig. 5.33. Detalle del refuerzo de las probetas AxL.C y AxL.T

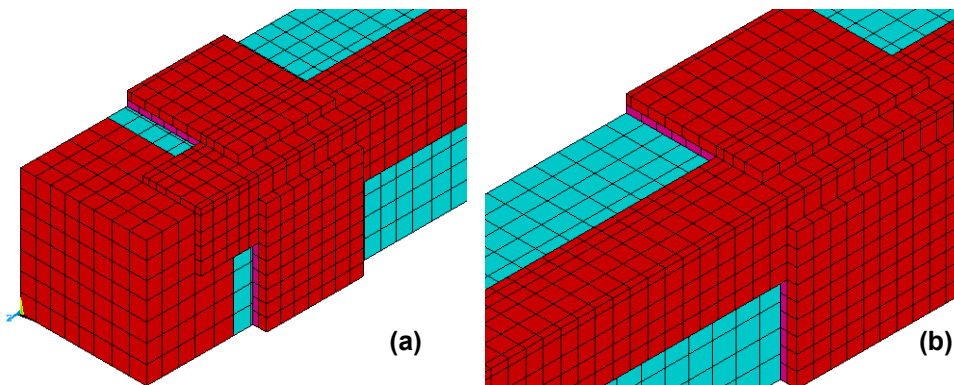


Fig. 5.34. (a) Detalle de la unión de los angulares con los extremos de la probeta. (b) Vista de la capa de mortero de cemento entre el hormigón del tramo de soporte y las presillas

En la Tabla 5.5 se incluye, para el hormigón que forma cada una de las probetas analizadas: resistencia a compresión (f_c), parámetros que definen el criterio de plastificación de DP (c y θ), parámetros que definen el criterio de rotura de WW (f_t , β_t y β_c), así los parámetros mecánicos E_{ci} y ν .

Es de destacar que para el caso particular de la probeta T1, no se considera ningún criterio de plastificación/rotura que tenga en cuenta el confinamiento del hormigón (DP y/o WW), caracterizándose el comportamiento del hormigón mediante una curva tensión-deformación. La curva adoptada es la que establece CEB-FIB (1991) para un hormigón con una resistencia

a compresión simple de 12 MPa, y queda representada por medio de la Fig. 5.35.

Por otro lado, en la Tabla 5.5 se detallan el número y tipo de los elementos finitos (EF) empleados para modelizar cada una de las probetas.

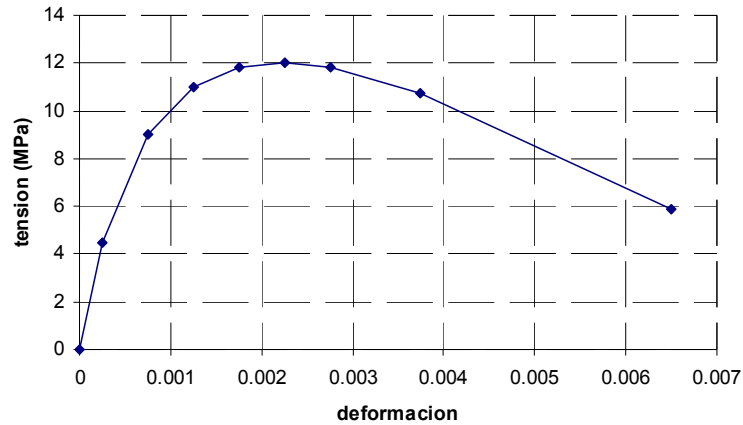


Fig. 5.35. Curva tensión-deformación para el hormigón de la probeta T1

Tabla 5.5. Parámetros mecánicos del hormigón que forma las probetas analizadas mediante el MEF

Probeta (modelo)	Parámetros de DP			Parámetros de WW			Parámetros mecánicos	
	f_c (MPa)	c (MPa)	θ (°)	f_t (MPa)	β_t	β_c	E_{ci} (GPa)	ν
T1	12	-	-	-	-	-	22.85	0.2
AxL.C(DP)	12	3.82	25	-	-	-	22.85	0.2
AxL.C(WW)	12	3.82	25	1.58	0.25	0.75	22.85	0.2
AxL.T	12	3.82	25	-	-	-	22.85	0.2

Tabla 5.6. Número y tipo de EF empleados para cada modelo y en cada zona del mismo

Probeta (modelo)	SOLID45		SOLID65	SOLID95		TARGE170	CONTA174
	prensa	extremos	Soporte + viga	mortero	refuerzo		
T1	448	280	5704	-	-	36	36
AxL.C(DP)	448	280	5704	408	1658	1346	1727
AxL.C(WW)	448	280	5704	408	1658	1346	1727
AxL.T	448	280	5704	408	2252	1274	1560

5.5.2. Carga de rotura

Conocidas las cargas últimas de las probetas ensayadas de manera experimental (P_{Exp}), así como las obtenidas a través de los modelos numéricos (P_{MEF}), es posible conocer el grado de ajuste de los modelos de EF.

En la Tabla 5.7 se muestra la comparación entre las cargas últimas obtenidas experimental y

numéricamente. Tal y como se puede ver, existe un buen grado de ajuste entre ambos grupos de resultados. Se detecta una diferencia máxima del 9% entre los resultados experimentales y numéricos, para el caso particular de la probeta AxL.C. Por otro lado, el valor medio del ratio P_{Exp}/P_{MEF} es de 0.91, con una desviación típica de 0.009.

Es necesario destacar que el modelo AxL.C(WW) presenta problemas de convergencia cuando la carga aplicada es del orden de 1200 kN. Este problema es habitual cuando se emplea el criterio de rotura de WW y el grado de fisuración del material considerado, tras el proceso de carga, es elevado (Pallarés *et al.* 2005 2006). A pesar de que mediante el modelo mencionado es imposible estimar el estado límite último de la probeta, este modelo es de gran utilidad, tal y como se verá posteriormente, para determinar el estado de fisuración de la viga central.

Tabla 5.7. Comparación entre P_{Exp} y P_{MEF}

Probeta (modelo)	P_{Exp} (kN)	P_{MEF} (kN)	P_{Exp}/P_{MEF}
T1	973.5	1055.7	0.92
AxL.C(DP)	1618.1	1786.9	0.91
AxL.C(WW)	1618.1	-	-
AxL.T(DP)	1684.3	1853.5	0.91
Media			0.91
Desviación típica			0.009

5.5.3. Curva carga acortamiento

En las Figs. 5.36 y 5.37, se comparan las curvas carga-acortamiento obtenidas de manera experimental, con las obtenidas a través de los modelos numéricos. Tal y como se puede ver, los modelos de EF predicen de manera satisfactoria el comportamiento de las probetas.

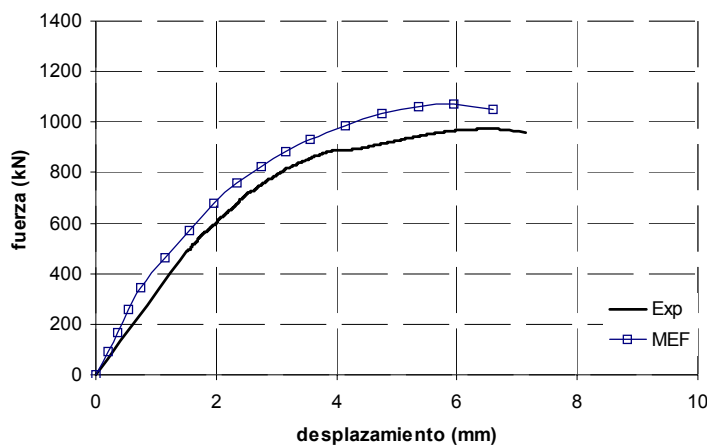


Fig. 5.36. Curva carga acortamiento. Probeta T1

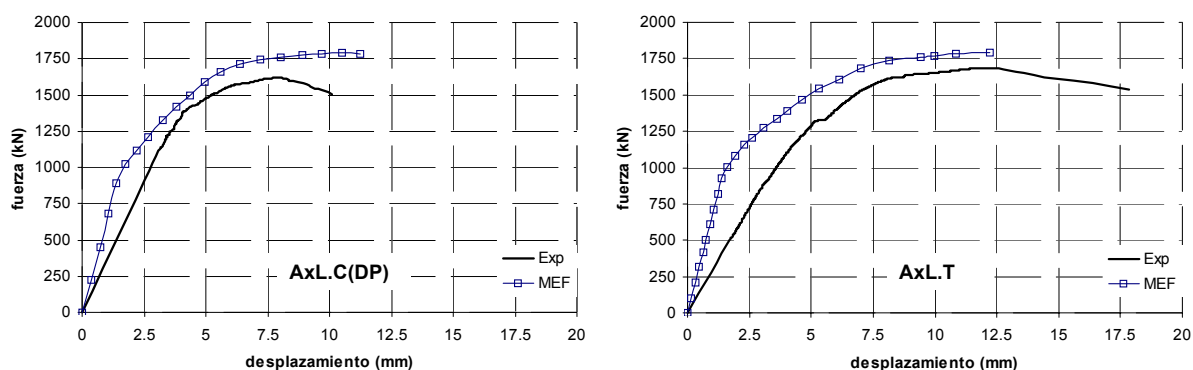


Fig. 5.37. Curva carga-acortamiento. Probetas AxL.C y AxL.T

5.5.4. Medidas en galgas extensométricas

Considerando las particularidades de las probetas analizadas, será necesario determinar si los modelos de EF son capaces de reproducir la transmisión de cargas a los angulares del refuerzo, así como el confinamiento impuesto por las presillas. A continuación se comparan las medidas registradas por una serie de galgas extensométricas dispuestas como elementos de instrumentación, con los resultados obtenidos por el modelo de EF en el mismo punto en el que se sitúa cada galga.

Con el objeto de determinar si los modelos de EF reproducen de manera satisfactoria la transmisión de carga a los angulares del refuerzo, se compara la medida registrada por las galgas A01 y A11 (véase su ubicación en las Figs. 5.14 y 5.16), con los resultados obtenidos a partir de los modelos numéricos, en los mismos puntos en que se ubican dichas galgas.

Un proceso similar al anterior se sigue en para cuantificar si los modelos de EF reproducen el confinamiento que impone el refuerzo sobre el hormigón del soporte. Se compara para ello la medida registrada por las galgas P04 y P14, con la misma medida obtenida a partir de los modelos de EF.

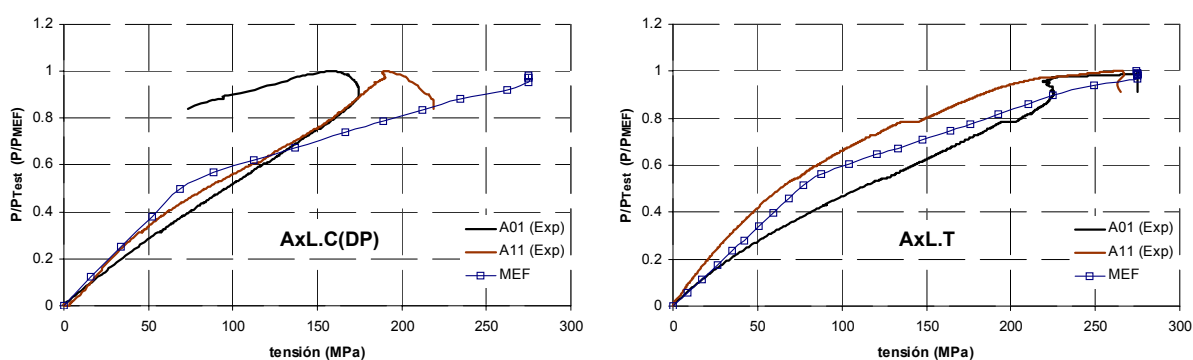


Fig. 5.38. Medidas registradas en las galgas A01 y A11. Comparación entre resultados numérico-experimentales

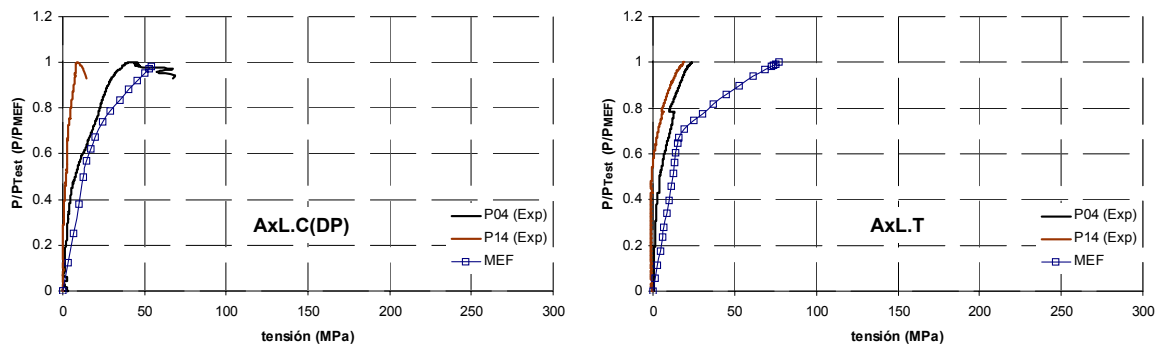


Fig. 5.39. Medidas registradas en las galgas P04 y P14. Comparación entre resultados numérico-experimentales

Al comparar los resultados obtenidos de manera experimental con los numéricos, podemos concluir que los modelos de EF reproducen de manera satisfactoria la transmisión de cargas a los angulares del refuerzo, así como el confinamiento que impone el refuerzo metálico sobre el soporte de HA (véanse las Figs. 5.38 y 5.39).

5.5.5. Pautas de comportamiento

Anteriormente se han comparado una serie resultados obtenidos a partir del estudio experimental con los obtenidos a través del los modelos de EF. Para finalizar con la verificación de los modelos numéricos, se comprueba a continuación, que las pautas de comportamiento detectadas en los modelos numéricos, coinciden con las observadas en laboratorio.

5.5.5.1. Probeta AxL.C

Tal y como se ha indicado en el Apartado 5.3, la rotura de la probeta AxL.C se localizaba en la viga central. En dicha viga, la rotura se originaba debido a la propia carga transmitida por los angulares del refuerzo, así como por la carga transmitida por el soporte de HA.

Se observó también que el angular aplastaba al hormigón de la viga en su superficie de apoyo sobre la misma. Además, se detectó un elevado de fisuración en dicha viga, en los momentos previos a la rotura.

Del mismo modo que en las probetas analizadas en el Capítulo 3, se producía un cierto deslizamiento entre el mortero de cemento y los elementos del refuerzo.

Todos los aspectos comentados con anterioridad, pueden verse con más detalle en las Figs. 5.19 y Fig. 5.40 que se incluyen a continuación.

Al analizar los resultados obtenidos de los modelos de EF, las pautas de comportamiento coinciden con las observadas en laboratorio. Si analizamos las Figs. 5.41 y 5.42,

correspondientes al modelo en el que se considera exclusivamente el criterio de plastificación de DP (AxL.T(DP)), podemos ver que la rotura de la probeta se localiza en la viga central, donde el hormigón ha plastificado. Por otro lado, se puede ver también el deslizamiento entre el mortero y el acero del refuerzo, además de la deformación que origina el capitel sobre el hormigón de la viga. Tal y como se puede ver, el comportamiento observado coincide con lo visto en las Figs. 5.19 y 5.40.



Fig. 5.40. (a) Fisuración en la viga central, previa a la rotura de la probeta. (b) Deslizamiento entre el mortero de cemento y los elementos del refuerzo

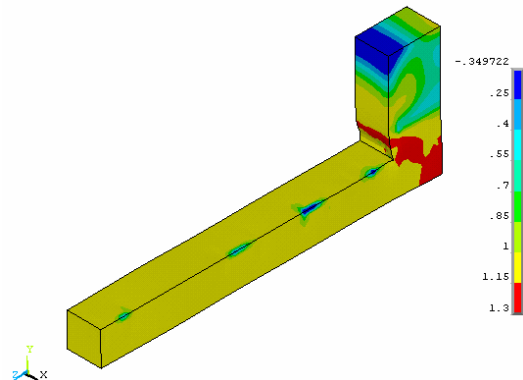


Fig. 5.41. Plastificación del hormigón en la viga central (‘‘Stress state ratio’’)

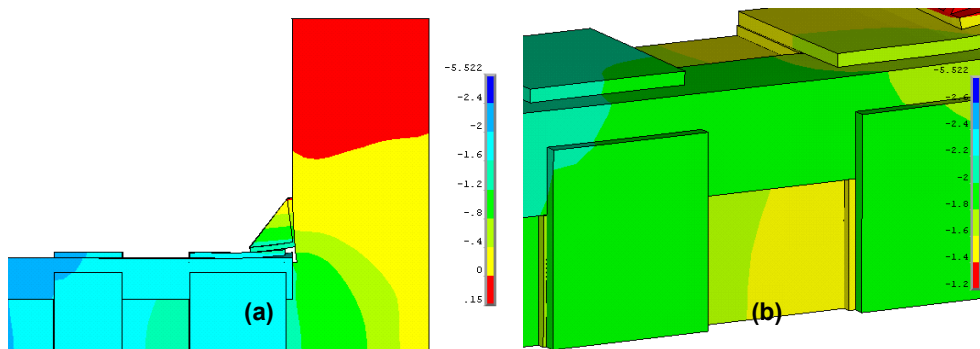


Fig. 5.42. (a) Deformada en las inmediaciones la viga central (mm). (b) Deslizamiento entre el mortero y los elementos del refuerzo (mm)

En el modelo de EF denominado AxL.C(WW), se considera el criterio de rotura de WW, con el objeto de poder cuantificar la fisuración de la viga central observada en los ensayos de laboratorio. Tal y como se puede ver en la Fig.4.43, mediante la modelización numérica efectuada queda representada la fisuración a la que se hace referencia.

Cabe destacar en la Fig. 3.43(a), que cada círculo rojo simboliza un fisura en cada uno de los puntos de integración del elemento finito SOLID65. En el caso de la Fig. 3.43(b), quedan representados en color azul, aquellos elementos finitos en los que en algún punto de integración se ha detectado al menos una fisura.

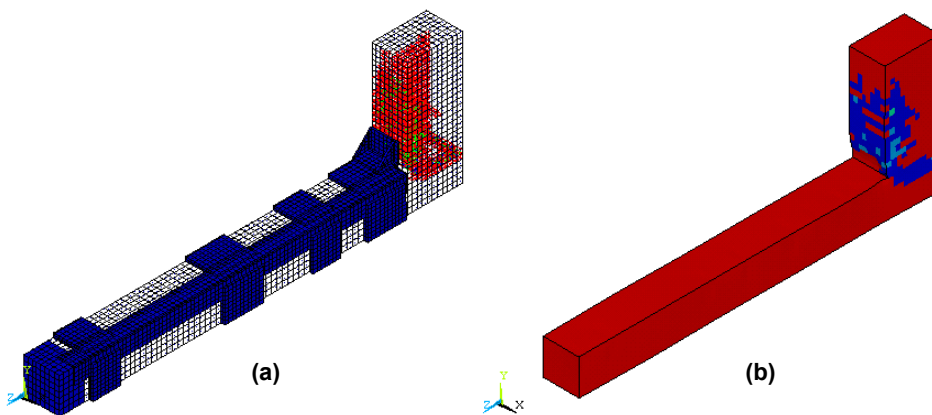


Fig. 5.43. Estado de fisuración en el modelo AxL.C(WW), para una carga de 1202 kN. (a) Fisuras en los puntos de integración de los elementos SOLID65. (b) Elementos SOLID65 con alguna fisura en sus puntos de integración

5.5.5.2. Probeta AxL.T

Tal y como se ha indicado en el Apartado 5.3, la rotura de la probeta AxL.T se localizaba entre las 2 primeras presillas, donde el hormigón quedaba completamente disgregado. Además, en dicha zona se producía la plastificación de los angulares del refuerzo, debido al axil al cual se encuentran sometidos, así como al efecto de la expansión lateral del hormigón del soporte por efecto Poisson (véase Fig. 5.20). Al igual que en la probeta AxL.C, se detecta un cierto deslizamiento entre el mortero y los elementos del refuerzo.

Si pasamos a analizar los resultados obtenidos a partir de la modelización numérica, podemos ver en las Figs. 5.44(a) y 5.44(b) que, efectivamente, la rotura de la probeta se localiza entre las 2 primeras presillas, acompañada por la plastificación de los angulares de dicha zona. También se puede ver en la Fig. 5.44(c) que, la plastificación de los angulares va acompañada por un desplazamiento transversal considerable, de manera similar a lo observado en la Fig. 5.20. Por otro lado, tal y como se puede ver en la Fig. 5.44(d), se detecta un cierto deslizamiento entre el mortero y los elementos del refuerzo, de manera similar a lo ocurrido en el ensayo de laboratorio.

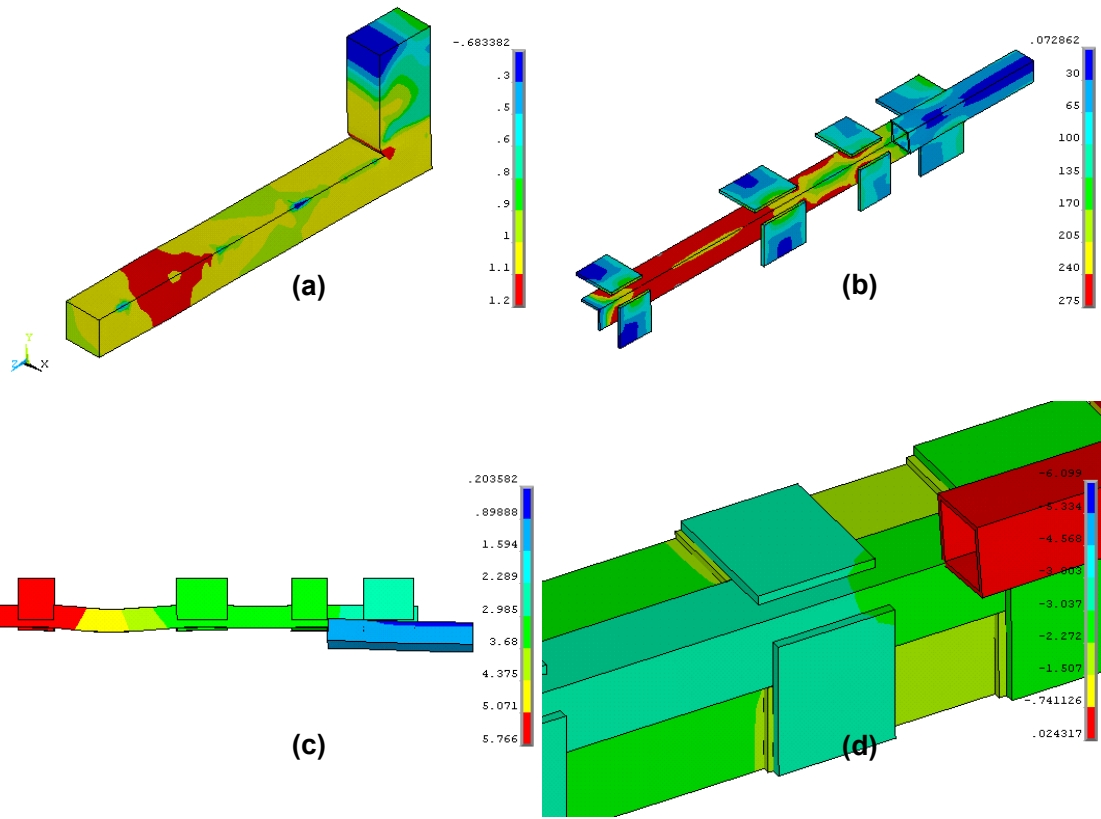


Fig. 5.44. (a) Plastificación del hormigón situado entre las 2 primeras presillas (“Stress state ratio”); (b) Plastificación de los angulares situados entre las 2 primeras presillas (tensión de Von Mises (MPa)); (c) Deformada de los angulares situados entre las 2 primeras presillas (en mm); (d) Deslizamiento entre los elementos del refuerzo y el mortero de la interfaz (en mm)

5.5.6. Conclusiones relativas a la verificación de los modelos

A partir de lo expuesto en los apartados anteriores, observamos que:

- A través de los modelos numéricos obtenemos una carga última, para cada una de las probetas analizadas, similar a la registrada de manera experimental.
- Las curvas carga-acortamiento de las probetas analizadas de forma numérica, se ajustan adecuadamente a las obtenidas experimentalmente.
- Los modelos numéricos son capaces de representar el confinamiento impuesto por las presillas, así como la transmisión de cargas al refuerzo mediante mecanismos de tensiones rasantes.
- Los modelos numéricos presentan las mismas pautas de comportamiento, así como idénticos modos de rotura que las probetas ensayadas experimentalmente.

Podemos concluir que la metodología seguida en la modelización numérica es adecuada para representar el comportamiento de las probetas planteadas.

5.6. Estudio paramétrico

Tal y como ha quedado de manifiesto a partir de la verificación de los modelos numéricos, siguiendo la metodología indicada en el Apartado 5.4 somos capaces de representar el comportamiento de las probetas ensayadas en laboratorio. Por lo tanto, estamos en disposición de efectuar un estudio paramétrico a través de una serie de modelos numéricos, en los que se varíen algunos de los parámetros no considerados en laboratorio. De este modo se obtendrá un mayor conocimiento del comportamiento del nudo viga-soporte de un SHARAPM sometido a compresión centrada.

5.6.1. Parámetros estudiados

Empleando como referencia los modelos desarrollados sobre las probetas AxL.C y AxL.T, se varían las dimensiones y disposición de algunos de los elementos que forman el refuerzo.

Dado que en el Capítulo 4 ha quedado completamente analizado el comportamiento del tramo de soporte, en el estudio paramétrico que aquí se plantea solamente se varían los parámetros que afectan directamente al comportamiento del nudo viga-soporte. La geometría de las probetas y elementos de refuerzo, así como las características mecánicas de los materiales, coinciden con la de las probetas AxL.C y AxL.T.

Se plantean 3 grupos de probetas a analizar de forma numérica, diferenciándose entre sí en el modo en que se resuelven los extremos de los tramos de soporte (mediante un capitel apoyado sobre la viga central, mediante unos tubos de continuidad entre tramos de soporte, o bien sin la disposición de ningún elemento auxiliar). Se describen a continuación las particularidades de cada uno de los grupos definidos.

5.6.1.1. Grupo C

En el denominado “Grupo C” se varían las dimensiones de los capiteles, con el objeto determinar cómo influye una variación de la superficie de apoyo del capitel sobre la viga, sobre el comportamiento del nudo viga-pilar.

Se emplean como referencia los modelos numéricos AxL.C(DP) y AxL.C(WW), donde los capiteles están formados por angulares L.70.7. Se plantean además las probetas AxL.C-L100(DP) y AxL.C-L100(WW), donde el calibre de los capiteles es L100.10. De este modo, se verá la mejora que pueda ocasionar una mayor superficie de apoyo del capitel sobre la viga.

5.6.1.2. Grupo T

Para el caso del “Grupo T”, se emplea como referencia el modelo desarrollado sobre la

probeta AxL.T. Tal y como se desprende de los ensayos de laboratorio, así como del modelo numérico planteado, la rotura se localiza en el tramo de soporte. Otro mecanismo de rotura que cabría plantearse, es el debido a la plastificación de los tubos de conexión. Por lo tanto, se plantea aquí una nueva probeta denominada AxL.T-#40, en la que el calibre del tubo es #40.3. De este modo, es de prever que se produzca la plastificación del tubo, de forma previa a la rotura del tramo de soporte.

5.6.1.3. Grupo A

Existen ocasiones en las que no se dispone de ningún elemento de conexión en los extremos de un tramo de soporte reforzado. Un ejemplo se correspondería con la disposición del refuerzo de las probetas tipo A, analizadas en los Capítulos 3 y 4. En este caso, no se considera ningún mecanismo de transmisión de cargas a través del nudo.

El “Grupo A” estará formado por la probeta denominada AxL.A, en la que como se ha indicado con anterioridad, se prescinde de cualquier elemento de conexión (capitel o tubo) en los extremos de cada tramo de soporte.

5.6.2. Modelos de EF

La metodología seguida para desarrollar los modelos de EF que se incluyen en el presente apartado, coincide con la indicada en los Apartados 5.4 y 5.5. Es de destacar que los aspectos que se indican a continuación, coinciden con lo expresado en el Apartado 5.4:

- a) Tipos de elementos finitos y mallado empleado.
- b) Condiciones de contorno y aplicación de carga.
- c) Modelización del hormigón confinado.
- d) Modelización del acero.
- e) Modelización del contacto entre superficies.

En las Figs. 5.45 a 5.47 se incluye una representación gráfica de cada uno de los modelos de EF planteados, de manera adicional a los modelos enumerados en el Apartado 5.5. En dichas Figs. se ha optado por incluir únicamente los elementos que forman el refuerzo.

Las probetas planteadas en el estudio paramétrico, quedan resumidas en la Tabla 5.8. En ella se indican:

- a) Denominación y grupo al que pertenece cada probeta.
- b) Modo en el que se resuelve el encuentro del refuerzo y el nudo: con capitel, tubo, o sin ningún elemento auxiliar.

- c) Características del perfil empleado para resolver el encuentro del refuerzo con el nudo (probetas con capitel o tubo metálico).
- d) Criterio de plastificación/rotura considerado para modelizar el hormigón (Drucker Prager (DP) y/o Willam y Warnke (WW)).

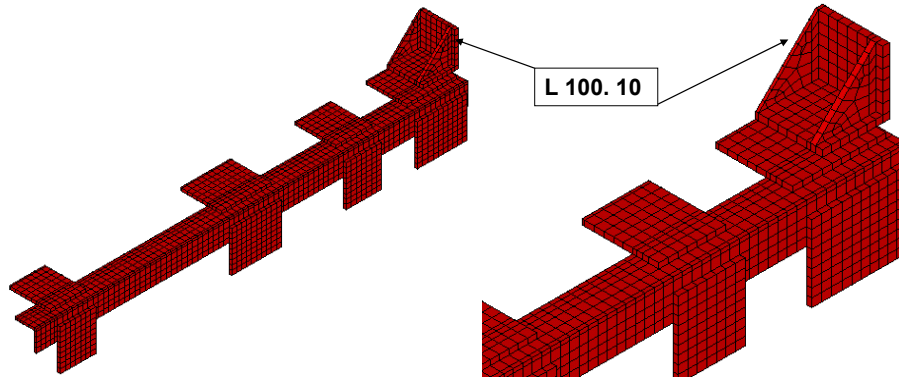


Fig. 5.45. Detalle de los elementos que forman el refuerzo de la probeta AxL.C-L100 (modelos AxL.C-L100(DP) y AxL.C-L100(WW))

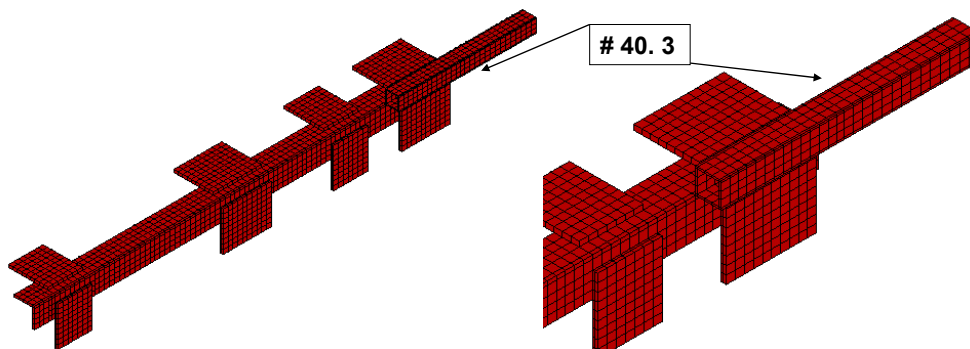


Fig.5.46. Detalle de los elementos que forman el refuerzo de la probeta (y modelo) AxL.T-#40

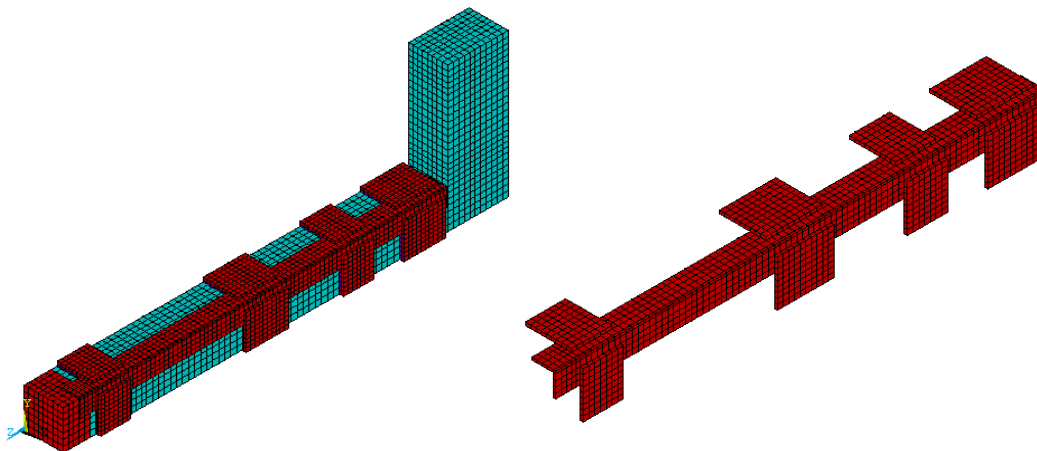


Fig.5.47. Vista del modelo de EF de la probeta (y modelo) AxL.A

Tabla 5.8. Descripción de las probetas analizadas por el MEF

Grupo	Probeta (modelo)	Detalle del nudo	Calibre del perfil	Criterio de plastificación/rotura considerado en el hormigón
"Grupo C"	AxL.C(DP)	capitel	L 70. 7	DP
	AxL.C(WW)	capitel	L 70. 7	DP + WW
	AxL.C-L100(DP)	capitel	L 100. 10	DP
	AxL.C-L100(WW)	capitel	L 100. 10	DP + WW
"Grupo T"	AxL.T	tubo	# 60. 4	DP
	AxL.T-#40	tubo	# 40. 3	DP
"Grupo A"	AxL.A	-	-	DP

5.6.3. Resultados obtenidos a partir de los modelos numéricos

En la Tabla 5.9 se resumen los resultados referentes a la carga última (P_{MEF}) de cada una de las probetas analizadas en el estudio paramétrico. En esta Tabla únicamente se hace mención a las probetas en las que se ha empleado el criterio de plastificación de DP.

Tabla 5.9. P_{MEF} de las probetas analizadas en el estudio paramétrico

Grupo	Probeta (modelo)	P_{MEF} (kN)	Modo de rotura
"Grupo C"	AxL.C(DP)	1786.9	nudo viga-soporte
	AxL.C-L100(DP)	1793.2	nudo viga-soporte
"Grupo T"	AxL.T	1853.5	tramo de soporte
	AxL.T-#40	1713.5	nudo viga-soporte
"Grupo A"	AxL.A	1668.6	nudo viga-soporte

Se analizan a continuación los resultados de cada una de las probetas, según el grupo en el cual se engloban.

5.6.3.1. Grupo C

La carga última (P_{MEF}) de la probeta AxL.C-L100(DP) es de 1793.2 kN, prácticamente idéntica a la de la probeta AxL.C(DP) ($P_{MEF}=1786.9$ kN). En la Fig. 5.48 se puede ver la curva carga-acortamiento de la probeta AxL.C-L100(DP), donde se puede apreciar la similitud con la misma curva, incluida en la Fig. 5.37, para la probeta AxL.C(DP).

A través de la Fig. 5.49, se puede ver que el modo de rotura de la probeta AxL.C-L100 (DP) es también muy similar al de AxL.C(DP), localizándose la plastificación del hormigón en la viga central.

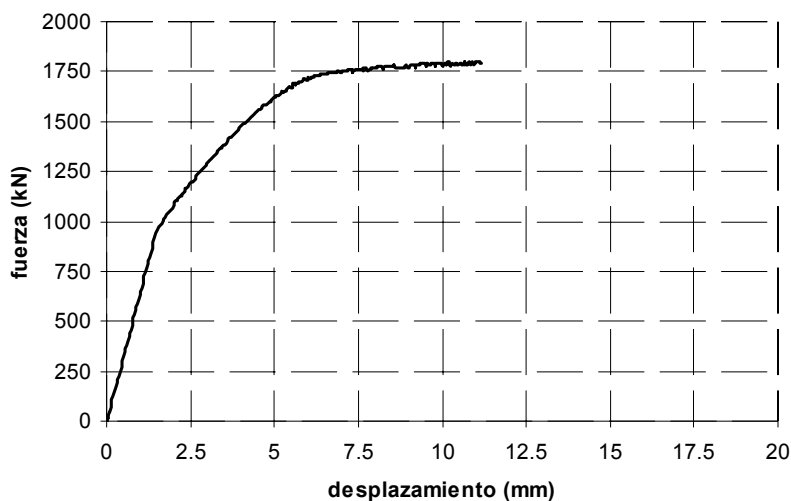


Fig. 5.48. Curva carga-acortamiento. Probeta AxL.C-L100(DP)

A priori, era de esperar que el montaje de un capitel de mayor calibre, como es el caso de la probeta AxL.C-L100(DP), podría influir sobre el comportamiento de la probeta, consiguiéndose un cierto incremento de P_{MEF} . Debido a que la modificación del calibre del capitel prácticamente no influye sobre el comportamiento de las probetas, pasamos a estudiar a continuación las causas que originan este fenómeno.

En las Figs. 5.50 y 5.51 se representan la deformada en la zona del nudo viga-soporte de las probetas AxL.C(DP) y AxL.C-L100(DP), cuando el desplazamiento impuesto por la prensa es de 8 mm. También se incluye una representación de la presión de contacto que impone el capitel sobre la viga. Tal y como se desprende de estas Figs., durante el proceso de carga se produce una separación de la zona más externa del ala del capitel. De este modo, únicamente la zona del capitel más cercana a sus esquinas, permanece en contacto con la viga.

Podemos afirmar que el comportamiento en la zona del nudo viga-soporte, prácticamente no se ve influido por el tamaño del capitel, debido a que a partir de un cierto nivel de carga, el apoyo de dichos capiteles sobre la viga se localiza únicamente en las esquinas del angular que forma cada capitel.

A partir de la pauta de fisuración obtenida de las probetas AxL.C(WW) y AxL.C-L100(WW) cuando el desplazamiento impuesto por la prensa es de 2 mm (véase Fig. 5.52), podemos ver que el comportamiento es muy similar para ambas probetas, confirmándose la afirmación incluida en el párrafo anterior.

Por otro lado, si observamos la distribución de tensiones principales de las 2 probetas que se analizan en este apartado (véanse Figs. 5.53 a 5.56), otra vez se confirma lo que venimos expresando en los párrafos anteriores.

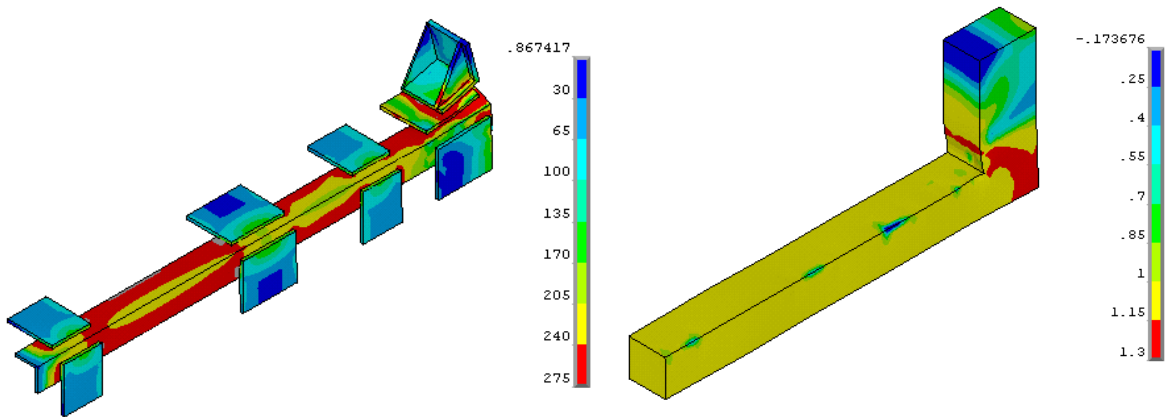


Fig. 5.49. Grado de plastificación del acero (tensión de Von Mises) y del hormigón (“stress state ratio”) en rotura. Probeta AxL.C-L100

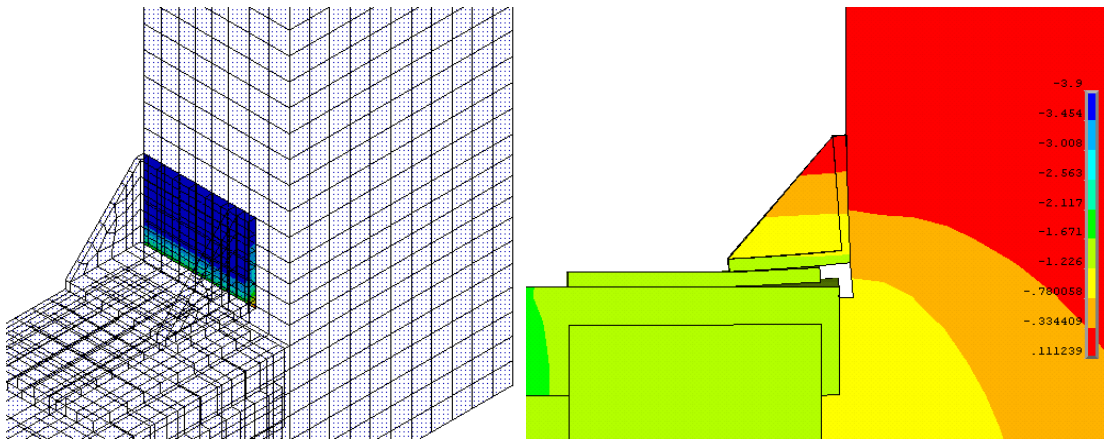


Fig. 5.50. Superficie de apoyo del capitel sobre la viga (presión en el contacto capitel-viga) y deformada de la probeta (desplazamientos en dirección longitudinal) cuando $d=8\text{mm}$. Probeta AxL.C

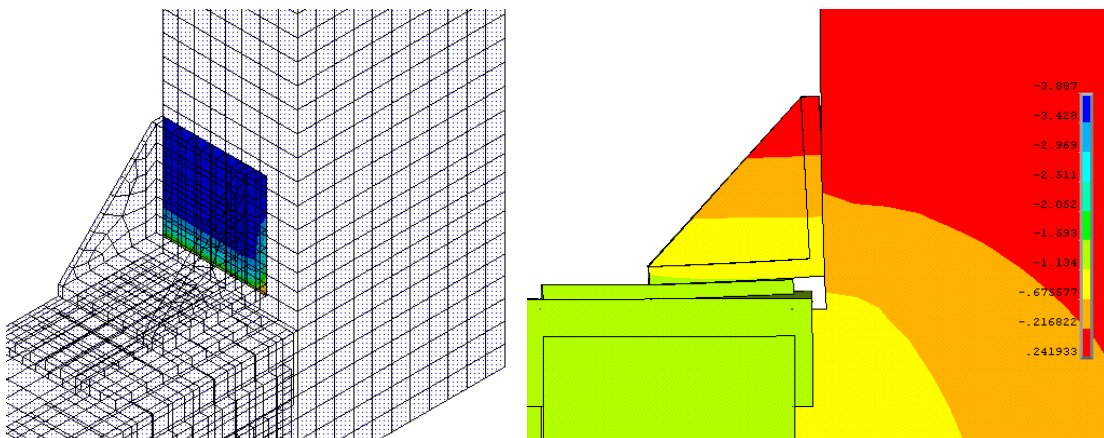


Fig. 5.51. Superficie de apoyo del capitel sobre la viga (presión en el contacto capitel-viga) y deformada de la probeta (desplazamientos en dirección longitudinal) cuando $d=8\text{mm}$. Probeta AxL.C-L100

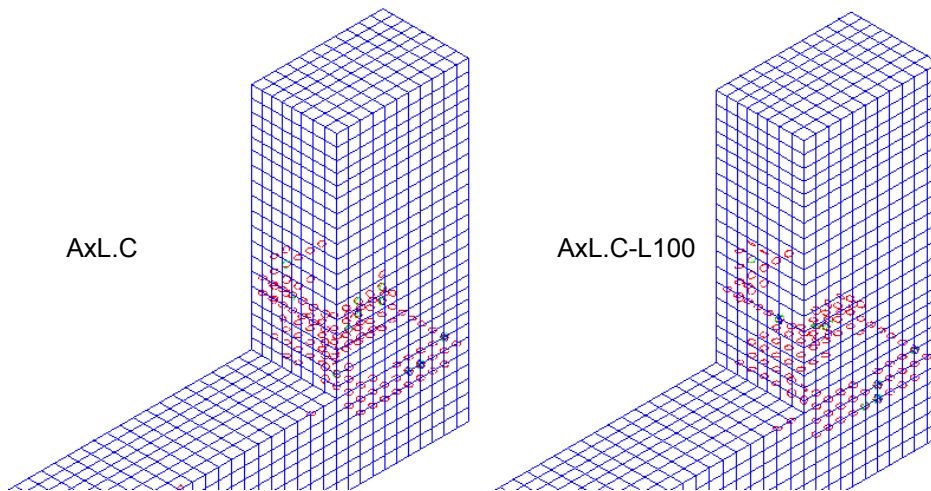


Fig. 5.52. Fisuración del hormigón cuando $d=2\text{mm}$. Probetas AxL.C y AxL.C-L100

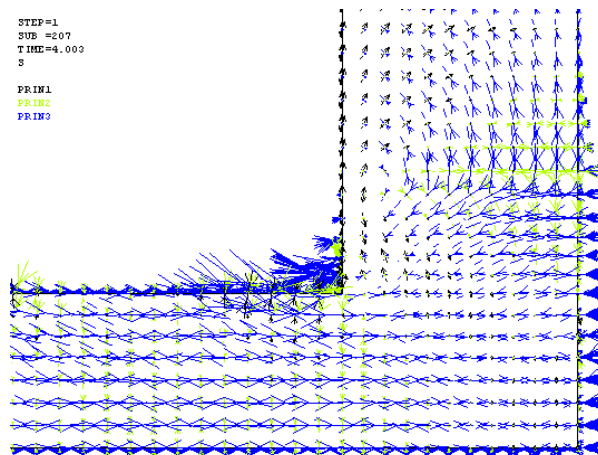


Fig. 5.53. Direcciones principales cuando $d=8\text{mm}$. Probeta AxL.C(DP)

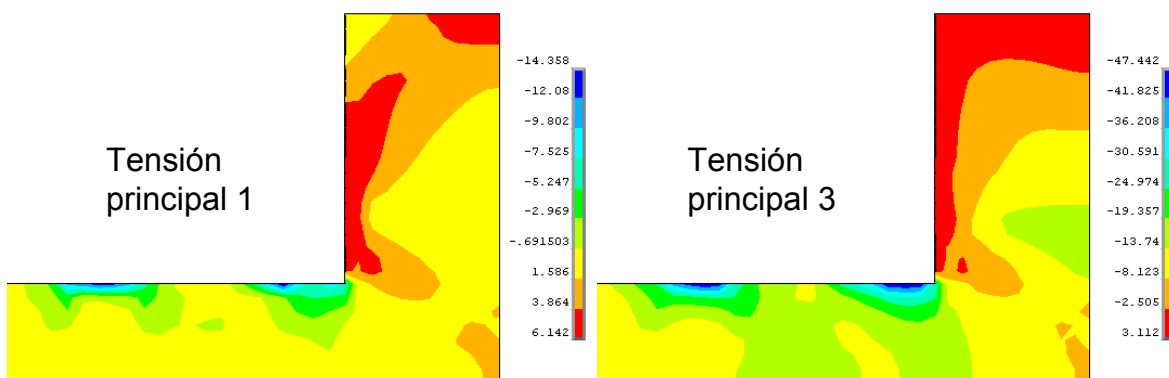


Fig. 5.54. Isovalores de las direcciones principales 1 y 3 cuando $d=8\text{mm}$. Probeta AxL.C(DP)

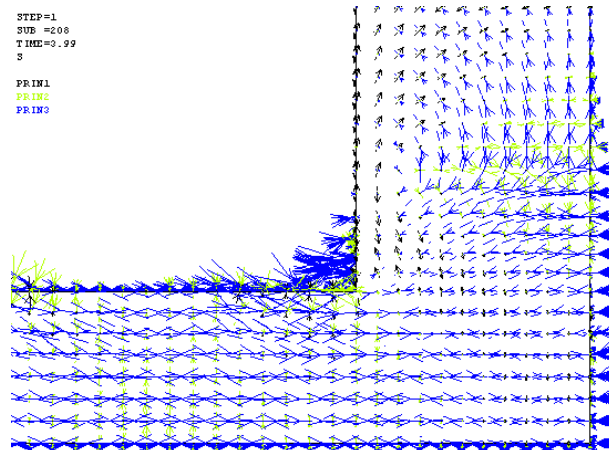


Fig. 5.55. Direcciones principales cuando $d=8\text{mm}$. Probeta AxL.C-L100(DP)

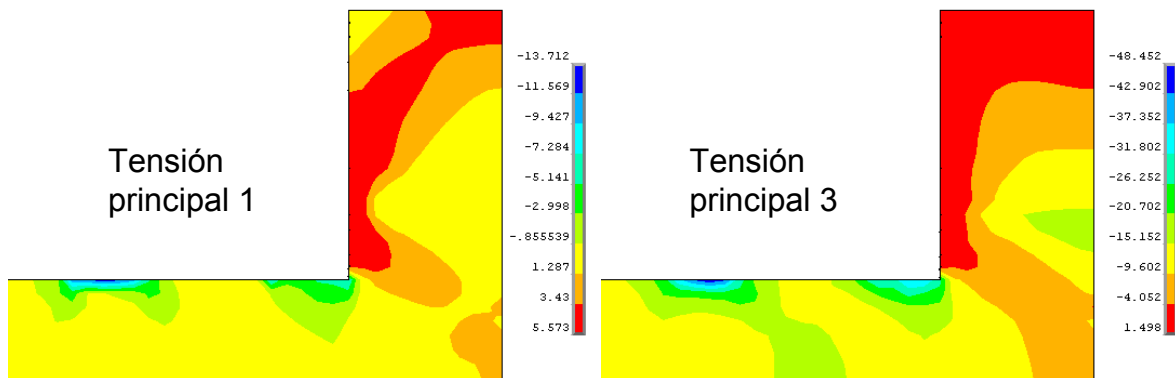


Fig. 5.56. Isovalores de las direcciones principales 1 y 3 cuando $d=8\text{mm}$. Probeta AxL.C-L100(DP)

5.6.3.2. Grupo T

Para el caso de la probeta AxL.T(DP) se observa que la rotura se localiza en el tramo de soporte, siendo P_{MEF} ligeramente superior a la de las probetas AxL.C(DP) y AxL.C-L100(DP).

Al cambiar el calibre de los tubos para la probeta AxL.T-#40, se observa un cambio en las pautas de comportamiento así como en la carga última, en relación con la probeta AxL.T.

P_{MEF} baja de los 1835.5 kN (probeta AxL.T) a los 1713.5 kN (probeta AxL.T-#40). Puede verse en la Fig. 5.57 una representación de la curva carga-acortamiento de esta última probeta.

En cuanto al comportamiento de la probeta, la rotura se localiza en el hormigón del nudo, estando precedida por la plastificación de los tubos de conexión (véase Fig. 5.58). Dicha plastificación evita que los tubos puedan absorber mayor carga, pasando el nudo a ser el elemento que absorba la mayor parte del axil transmitido por la prensa.

El mecanismo de funcionamiento sería similar al indicado en la Fig. 5.59. El tubo está sometido a un axil en una de sus esquinas, que provoca una combinación de axil-momento. En cuanto el tubo plastifica, el nudo pasa a absorber el resto de la carga aplicada por la prensa, funcionando de manera similar a la del caso en que no se disponga ningún elemento auxiliar en el nudo.

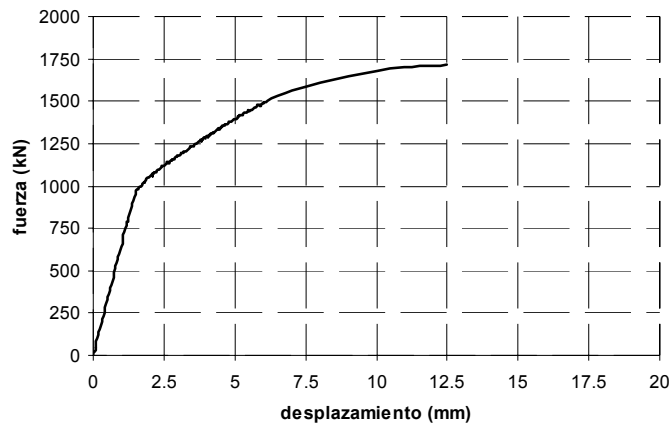


Fig. 5.57. Curva carga-acortamiento. Probeta AxL.T-#40

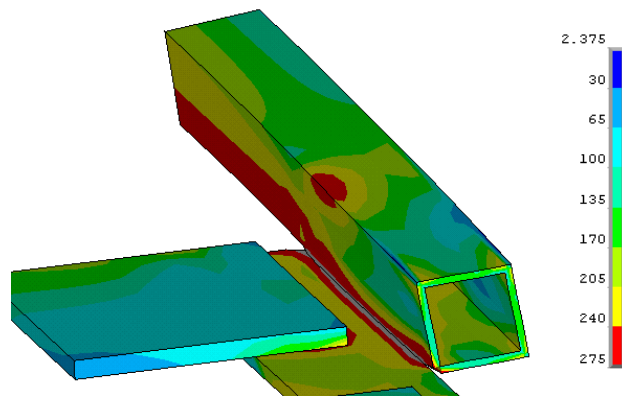


Fig. 5.58. Plastificación del tubo de conexión, previo a la rotura del hormigón del nudo

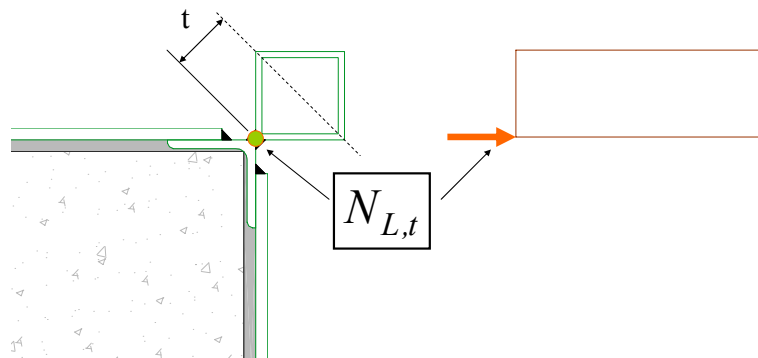


Fig. 5.59. Carga aplicada en el tubo de conexión

5.6.3.3. Grupo A

Tal y como se desprende de la Tabla 5.8, el valor P_{MEF} de la probeta AxL.A es inferior al de las probetas englobadas en “Grupo C” y “Grupo T”. Para la probeta mencionada, se observa además una mayor deformabilidad para niveles de carga iniciales (véase Fig. 5.60), fruto de la nula transmisión de cargas a través del nudo.

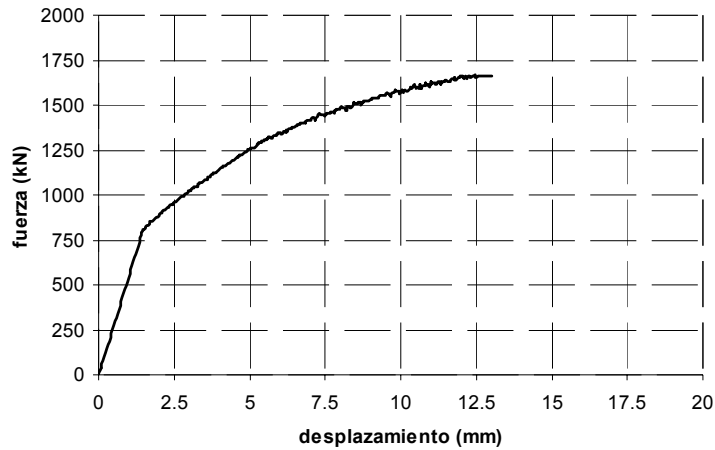


Fig. 5.60. Curva carga-acortamiento. Probeta AxL.A

Si nos fijamos en el modo de rotura de AxL.A (véase Fig. 5.61), vemos que la rotura de la probeta se localiza en el nudo viga-soporte, debido a que en dicha zona, la carga axial aplicada por la prensa es absorbida completamente por el hormigón.

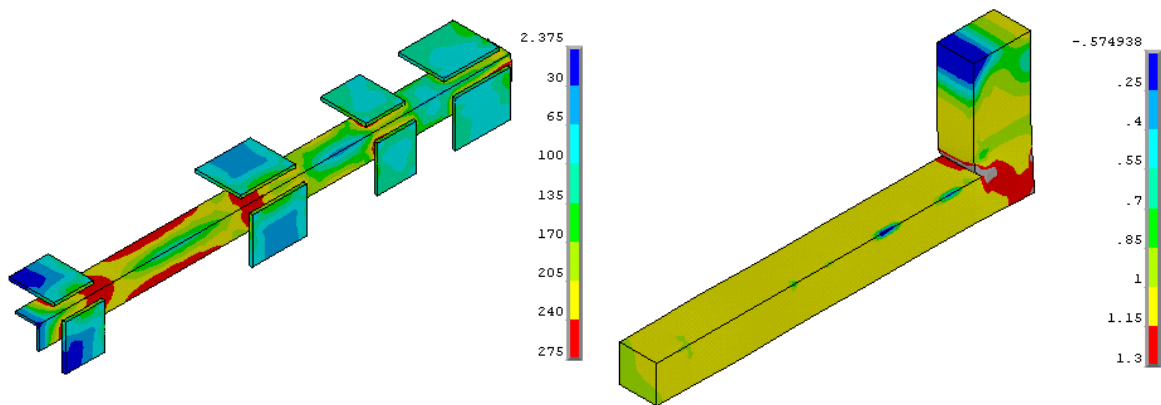


Fig. 5.61. Grado de plastificación del acero (tensión de Von Mises) y del hormigón (“stress state ratio”) en rotura. Probeta AxL.A

A partir del análisis de las tensiones principales en el hormigón del nudo (véanse Figs. 5.62 y 5.63), vemos que el nivel de sollicitación en el caso de AxL.A es superior al de las probetas englobadas en “Grupo C” y “Grupo T”.

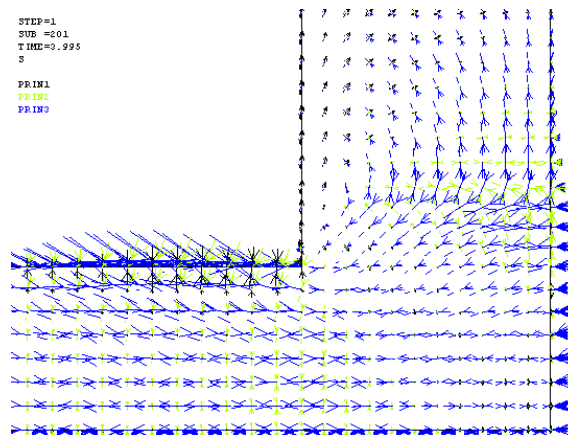


Fig. 5.62. Dirección de las tensiones principales cuando $d=8$ mm. Probeta AxL.A

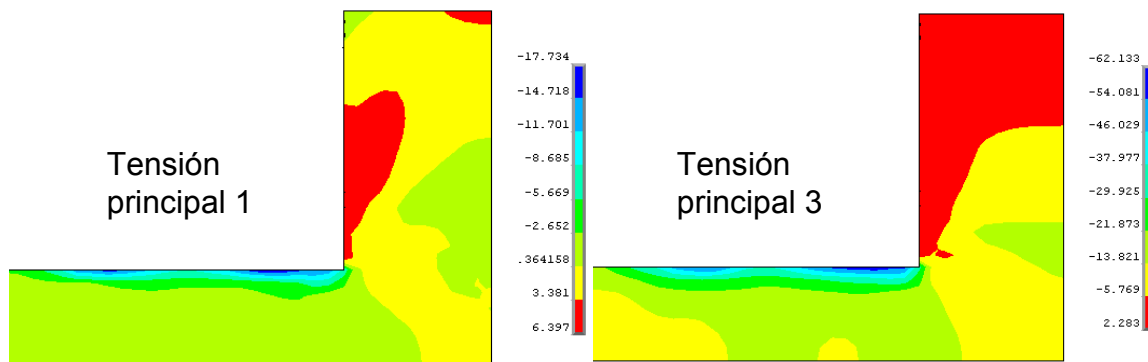


Fig. 5.63. Tensiones principales 1 y 3 cuando $d=8$ mm. Probeta AxL.A

3.6. Conclusiones relativas al comportamiento del nudo viga-soporte en SHARAPM

Tal y como se ha visto a lo largo de este Capítulo, el nudo viga-soporte puede llegar a condicionar el comportamiento de un SHARAPM. De entre las 3 alternativas analizadas para resolver el refuerzo en el nudo, podemos afirmar lo siguiente:

- a) Cuando se disponen capiteles en los extremos del refuerzo, la rotura del SHARAPM puede producirse en el nudo, a través de un mecanismo frágil. Además, durante el proceso de carga del SHARAPM se detecta una separación del ala del angular que forma cada capitel. De este modo, la carga transmitida por el refuerzo sobre el capitel, únicamente se transmite a la viga central a través de una pequeña superficie cercana a las esquinas de dicho capitel.
- b) 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.
- c) La disposición de unos tubos de conexión del calibre adecuado, mejora la transmisión

de carga entre el refuerzo y el soporte, además de la carga última, localizándose la rotura del SHARAPM en el tramo de soporte. Si los tubos no tienen el calibre adecuado, dicha rotura se podrá localizar en el nudo, debido a una temprana plastificación de los tubos.

- d) Si no se dispone ningún elemento auxiliar en el nudo, la totalidad de la carga aplicada por la prensa es transmitida al nudo, pudiéndose localizar la rotura de las probetas en dicho elemento.

CAPITULO 6. PROPUESTA DE UN MÉTODO DE CÁLCULO. RECOMENDACIONES DE DISEÑO Y EJECUCIÓN

6.1. Introducción

A partir del estudio desarrollado en los Capítulos anteriores, es posible plantear un método de cálculo de SHARAPM. En este método se planteará por separado el estudio del tramo de soporte y el nudo viga-soporte.

Del mismo modo, también será posible establecer una serie de recomendaciones de diseño y ejecución del refuerzo, tal y como se indica al final de este Capítulo.

6.2. Carga última de un SHARAPM. Tramo de soporte

Para establecer una formulación que permita determinar la carga última de un SHARAPM, se analizan por separado los casos en que el refuerzo tenga o no la presencia de capiteles en los extremos.

La propuesta de diseño que se plantea parte de la hipótesis de que se coloca un relleno de mortero que pone en contacto el acero del refuerzo con el hormigón de la columna, tanto en el caso de los angulares como en el de las presillas.

6.2.1. SHARAPM con capiteles

Tal y como ha quedado demostrado mediante el estudio paramétrico desarrollado en el Capítulo 4, cuando se colocan capiteles en los extremos del refuerzo, el mecanismo que mayor importancia cobra, en cuanto al incremento de la carga última de un SHARAPM se refiere, es la transmisión directa de cargas a través de los capiteles.

El confinamiento impuesto por el refuerzo cobra menor importancia, ya que el hormigón del soporte está menos solicitado debido a la mejor transmisión de cargas entre el refuerzo y el soporte que origina la presencia de los capiteles. Esto provoca que la expansión lateral del hormigón por efecto Poisson sea reducida, por lo que la presión de confinamiento será también baja.

Tal y como ha quedado demostrado en el Capítulo 4, la formulación que mejor aproxima la

carga última de un SHARAPM con capiteles, es la propuesta por Eurocode No. 4 (1992), sin considerar incremento alguno en la resistencia a compresión del hormigón por el efecto del confinamiento. Dicha expresión queda resumida en la Ec. (6.1), donde a efectos de la propuesta de cálculo que se propone, se incluye el factor 0.85 que tiene en consideración el “cansancio” del hormigón.

$$P_{soporte} = 0.85 \cdot A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys} + A_L \cdot f_{yR} \quad (6.1)$$

siendo A_c la sección transversal del soporte, f_c la resistencia a compresión del hormigón del soporte, A_s el área total del armado del soporte, f_{ys} el límite elástico de las armaduras, A_L el área de todos los angulares que forman el refuerzo y f_{yR} el límite elástico del acero que forma los angulares.

Previamente a la aplicación de la formulación que se propone, será necesario comprobar que el parámetro δ al que se hace mención en el Apéndice IV, está entre los valores 0.2 y 0.9.

Tal y como se ha indicado en Apartado 4.5.4 del Capítulo 4, la propuesta de Eurocode No. 4 (1992) coincide con la de Giménez (2007) cuando el nivel de carga al cual se encuentra sometido el soporte antes del refuerzo es del orden del 70-80 % de su carga última. Si el nivel del carga es más elevado, se precisará sumar las curvas carga-acortamiento del refuerzo y soporte. De este modo, la curva relativa al refuerzo quedará desplazada en el eje en el que se represente el acortamiento, para tener en consideración que el refuerzo se efectúa cuando el soporte se encuentra ya cargado. La metodología a seguir en este caso queda detallada en Giménez (2007).

6.2.2. SHARAPM sin capiteles

De entre las propuestas de cálculo analizadas en el Capítulo 4, la que mejor representa la carga última de un SHARAPM sin capiteles es la formulada por Giménez (2007). Las hipótesis de cálculo de este método quedan detalladas en el Capítulo 2. Se incluye a continuación la metodología de aplicación de esta propuesta.

El valor de la carga última de un SHARAPM sin capiteles quedará definido por el mínimo de 3 valores, que tienen en consideración 3 posibles modos de rotura del SHARAPM:

- P_L : carga última, considerando que la rotura se origina por la plastificación de alguno de los tramos de angulares del refuerzo por un efecto conjunto axil-momento. Este último causado por el confinamiento que el angular ejerce sobre el hormigón.
- P_P : carga última, considerando que la rotura se origina por la plastificación de alguna de las presillas del refuerzo. La tracción de las presillas estaría provocada por la presión de confinamiento que el refuerzo ejerce sobre el soporte de hormigón.

- P_M : carga última, considerando el comportamiento del SHARAPM como sección mixta.

Por lo tanto el valor de la carga última del SHARAPM quedará expresado mediante la Ec. (6.2).

$$P_{soporte} = \min [P_L, P_P, P_M] \quad (6.2)$$

6.2.2.1. Cálculo de P_L

El valor P_L se obtendrá mediante un proceso iterativo, partiendo de un valor inicial N_0 que representa al axil absorbido por el hormigón del soporte, antes de la presilla en la cual se evalúa la transmisión de cargas. De este modo, se supone que la transferencia de cargas desde el soporte al refuerzo se produce únicamente en las presillas (véase la Fig. 6.1). Mediante este proceso iterativo se obtendrá el valor P_L del tramo de soporte ubicado inmediatamente en el interior de la presilla de referencia (véase la Fig. 6.1)

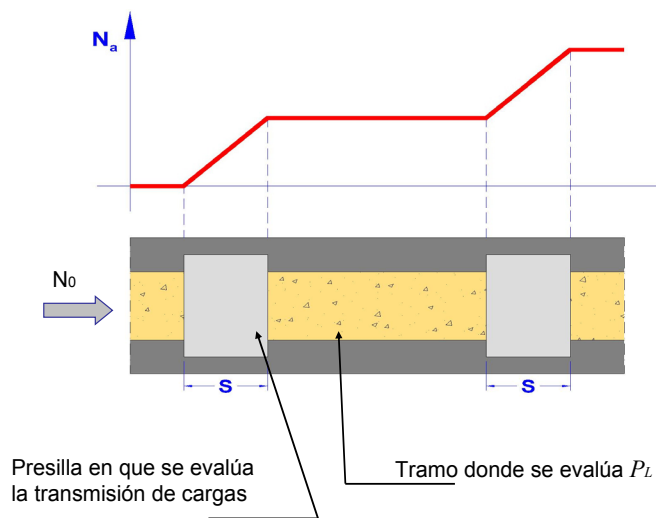


Fig. 6.1. Transmisión de carga a los angulares del refuerzo a través de las presillas (Giménez 2007)

A partir del valor de partida N_0 se obtendrá la carga absorbida por el refuerzo mediante la expresión:

$$N_{al} = N_0 \cdot (1 - e^{-k \cdot s}) \quad (6.3)$$

siendo $k = \frac{\mu \cdot 4 \cdot v_c}{b \cdot 1 - v_c + \frac{b \cdot E_c}{2 \cdot e_a \cdot E_a}}$, μ el coeficiente de rozamiento entre el acero del refuerzo y el

hormigón del soporte, v_c el coeficiente de Poisson del hormigón, b el lado del soporte, E_c el

módulo de elasticidad del hormigón, e_a el espesor de la presilla, E_a el módulo de elasticidad del acero del refuerzo, N_0 el axil absorbido por el hormigón al inicio de la presilla, s el ancho de la presilla, y N_{a1} el axil absorbido por los angulares del refuerzo cuando la carga absorbida por el hormigón (antes de la presilla en cuestión) es N_0 .

A partir del valor N_{a1} se determinará la máxima presión de confinamiento (f_i) que los angulares son capaces de ejercer sobre el soporte. Esta máxima presión de confinamiento está condicionada por la plastificación de los angulares debido a la combinación de N_{a1} y del efecto de f_i . En la Fig. 6.2 se pueden ver en detalle los aspectos comentados.

Dado que el colapso del tramo de angular situado entre 2 presillas se produce mediante la formación de 3 rótulas plásticas, una vez se conozca el momento plástico (M_p) relacionado con $N_{a1}/4$ (se divide por 4 para obtener el axil en cada angular), se podrá determinar f_i mediante la aplicación de las Ecs. (6.4) y (6.5).

$$q_h = \frac{16}{l_{ang}^2} \cdot M_p \quad (6.4)$$

$$f_i = 2 \cdot q_h \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{1}{b} \quad (6.5)$$

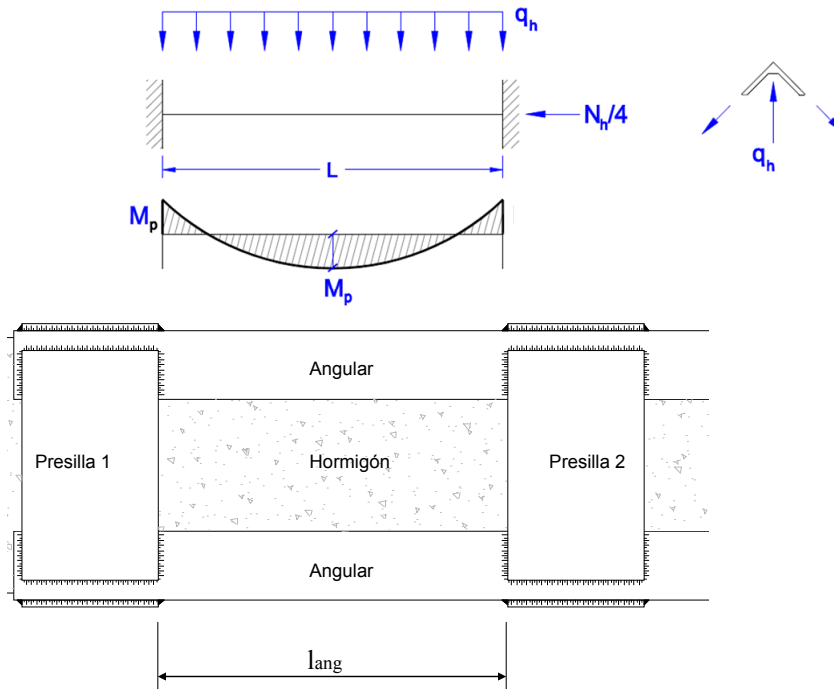


Fig. 6.2. Relación entre q_h , f_i y M_p . Formación de 3 rótulas plásticas en los angulares ubicados entre las 2 primeras presillas (Giménez 2007)

Siguiendo el proceso descrito, mediante la aplicación de la Ec. (6.6) se podrá determinar P_L .

$$P_L = 0.85 \cdot A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys} + K \cdot f_l \cdot A_c + N_{al} \quad (6.6)$$

siendo A_c la sección transversal del soporte, f_c la resistencia a compresión del hormigón del soporte, A_s el área total del armado del soporte, f_{ys} el límite elástico de las armaduras, f_l la presión de confinamiento obtenida según las Ecs. (6.4) y (6.5), N_{al} el axil absorbido por los angulares del refuerzo cuando la carga absorbida por el hormigón (antes de la presilla en cuestión) es N_0 , y K un factor que engloba una serie de parámetros que tienen en consideración el incremento de f_c debido a la presión de confinamiento f_l impuesta por el refuerzo.

6.2.2.2. Cálculo de P_P

La plastificación de una presilla se producirá cuando esté sometida a un axil:

$$N = f_{yR} \cdot A_{presilla} \quad (6.7)$$

siendo $A_{presilla}$ la sección transversal de la presilla considerada y f_{yR} el límite elástico del acero que forma la misma.

La presión de confinamiento originada sobre el hormigón en el momento en que plastifique la presilla, se expresará mediante la Ec. (6.8).

$$f_l = \frac{2 \cdot N}{A_{tribut}} \quad (6.8)$$

donde A_{tribut} representa el área tributaria que afecta a la presilla considerada (véase la Fig. 6.3). Esta área se corresponderá con el producto del lado del soporte y la suma de las 2 semidistancias del tramo de angular, a ambos lados de de la presilla considerada.

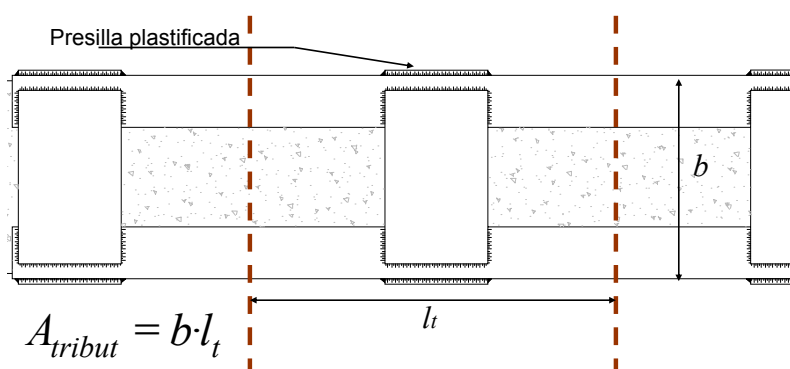


Fig. 6.3. Área tributaria considerada para evaluar f_l

Una vez obtenida f_l , obtendremos P_P a través de la Ec. (6.9).

$$P_P = 0.85 \cdot A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys} + K \cdot f_l \cdot A_c + N_{al} \quad (6.9)$$

Dentro de esta última expresión, el valor N_{al} se obtendrá siguiendo la metodología expuesta en el Apartado 6.2.2.1

6.2.2.3. Cálculo de P_M

El valor P_M contabiliza la carga última de un SHARAPM suponiendo un comportamiento como sección mixta. Dicho valor se obtendrá mediante la Ec. (6.10), coincidente con la Ec. (6.1) ya indicada con anterioridad.

$$P_M = 0.85 \cdot A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys} + A_L \cdot f_{yR} \quad (6.10)$$

6.2.2.4. Aplicación

La aplicación práctica de la metodología descrita, es relativamente sencilla. Para ello, se partirá de una serie de datos de partida:

- Geometría del soporte y del refuerzo
- Parámetros mecánicos del hormigón del soporte (f_c , E_c y v_c)
- Parámetros mecánicos del acero de las armaduras longitudinales (A_s y f_{ys})
- Parámetros mecánicos del acero del refuerzo (E_a y f_{yR})
- Parámetros μ y K . Se adoptarán la pareja de valores $\mu=0.60$ y $K=2.0$, que han demostrado ser los que mejor aproximan la carga última de un SHARAPM (véase el Apéndice IV).

A partir de los datos indicados, se iniciará un proceso iterativo, partiendo de un valor N_0 , que se irá modificando por el valor P_L ó P_P obtenido en cada iteración. El proceso iterativo finalizará cuando la diferencia entre $P_{L(i)}$ (ó $P_{P(i)}$) y $P_{L(i-1)}$ (ó $P_{L(i-1)}$) sea reducida.

La implementación del proceso descrito es muy sencilla a través de una hoja de cálculo. En la Fig. 6.4 se puede ver un ejemplo, en el cual se calcula la carga última de la probeta A0 analizada en el Capítulo 4.

El valor M_P relacionado con $N_{al}/4$ al cual se hace referencia en el Apartado 6.2.2.1, se puede obtener fácilmente a través de un diagrama de interacción axil-momento (N_P - M_P). En la Fig. 6.5 se representa dicho diagrama para el caso tratado en la Fig. 6.4. Este diagrama se ha obtenido con la ayuda del software comercial CSI Section Builder 8.2 (2002).

Es de destacar que los parámetros K y μ indicados con anterioridad no coinciden con los adoptados en la modelización numérica de las probetas ($k_l=2.46$; $\mu=0.25$). Mientras que los

valores $k_l=2.46$ y $\mu=0.25$ representan el comportamiento real de un SHARAPM, los valores $K=2.0$ y $\mu=0.60$ forman parte de una formulación que simplifica el comportamiento de dicho SHARAPM, suponiendo que la transmisión de cargas entre el refuerzo y el soporte se localiza únicamente en la zona de las presillas. La bondad de los parámetros $\mu=0.60$ y $K=2.0$ ha sido determinada a partir del análisis estadístico desarrollado en el Apéndice IV.

DATOS DE ENTRADA	TRATAMIENTO DE DATOS	DISTRIBUCIÓN DE AXIL ENTRE ACERO-HORMIGÓN (1ª PRESILLA)
DIMENSIONES DEL SOPORTE	E_{ci} (MPa) 22847.16	N_0 (kN) 2086.00
a (mm) 300	$A_c f_c + A_s f_{ys}$ (kN) 1260.96	N_{c1} (kN) 1906.1874 axil en hormigón después de 1ª presilla
b (mm) 300	PEC4 (kN) 2613.96	N_{a1} (kN) 179.81259 axil en refuerzo después de 1ª presilla
ARMADURAS	$k = \frac{\mu \cdot 4 \phi_s}{b \cdot 1 - \phi_s + \frac{b \cdot E_s}{2 \phi_s \cdot E_c}}$ 0.000563	N_L (kN) 44.953147 axil por cada angular
nº redondos 4		CONFINAMIENTO EN ANGULAR
Ø (mm) 12		PLASTIFICA EL ANGULAR
CARACT. MATERIALES		Entrar en diagrama de interacción MP-NP y obtener:
f_c (MPa) 12		MP correspondiente a N_{a1} (kN) 44.95
f_{ya} (MPa) 400		MP (kN·m) 8
f_{yR} (MPa) 275		qh (kN/m) 761.45
CARACTERÍSTICAS DEL REFUERZO		fl (kN/m ²) 3589.52
L 80.8		$K \cdot f_l \cdot A_c$ (kN) 646.11
es (mm) 8		CONFINAMIENTO EN ANGULAR
AL (mm ²) 1230		PLASTIFICA LA PRESILLA
Lpresilla (mm) 160		$N_{presilla}$ (N) 352000
Lang (mm) 410		fl (kN/m ²) 8233.92
PARÁMETROS DEL MÉTODO		$K \cdot f_l \cdot A_c$ (kN) 1482.11
K 2		AXIL ULTIMO DEL SOPORTE REFORZADO
μ 0.6		PLASTIFICACIÓN DE ANGULAR PL 2086.9 <small>valor mínimo</small>
		PLASTIFICACIÓN DE PRESILLA PP 2922.9
		SECCIÓN MIXTA PM 2614.0
		VALORES OBTENIDOS TRAS DIVERAS ITERACIONES

Fig. 6.4. Hoja de cálculo desarrollada para obtener $P_{soporte}$ (kN)

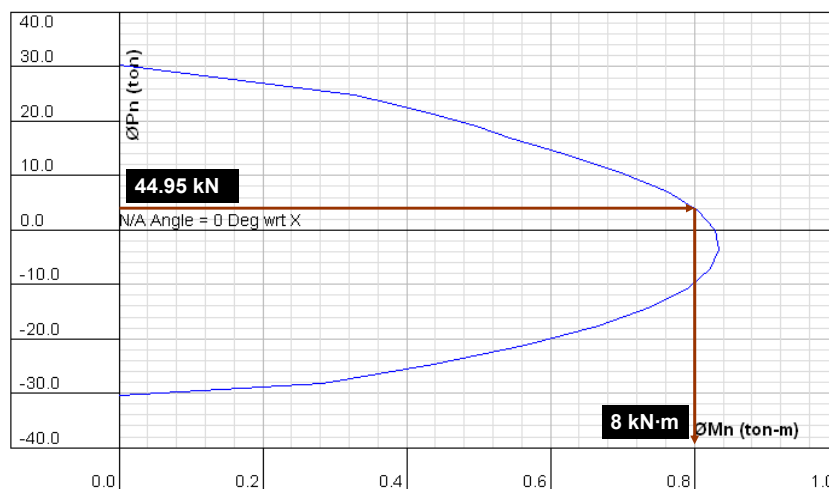


Fig. 6.5. Diagrama N_P - M_P para un perfil L80.8 y $f_{yR}=275$ MPa. Obtenido con el software comercial CSI Section Builder 8.2 (2002)

6.3. Carga última de un SHARAPM. Nudo viga-soporte

Tal y como se ha podido ver en el Capítulo 5, el modo en que se resuelve el nudo viga-soporte tiene una gran influencia sobre el comportamiento del SHARAPM. Por esta razón, se precisará incluir dicho elemento en la propuesta de la carga última de un SHARAPM.

La carga última de un SHARAPM se obtendrá como el valor mínimo de las expresiones reflejadas en el apartado anterior ($P_{soporte}$), junto con el valor mínimo de las que se incluyen en el presente apartado (P_{nudo}), que pretenden reflejar el caso en que la rotura del SHARAPM no se localice en el tramo de soporte. Es decir:

$$P_{SHARAPM} = \min [P_{soporte}, P_{nudo}] \quad (6.11)$$

Diferenciamos a continuación los casos en que el nudo quede resuelto mediante:

- a) Disposición de capiteles soldados a los angulares del refuerzo, y en contacto con la viga.
- b) Soldadura de unos tubos sobre los angulares del refuerzo, pasantes a través del nudo.
- c) No se dispone ningún elemento auxiliar en los extremos del tramo de soporte.

6.3.1. Con capiteles en el nudo

Tal y como se ha visto en el Capítulo 5 para el caso de las probetas AxL.C(DP) y AxL.C-L100(DP), durante el proceso de carga se produce la separación de la parte más exterior de las alas de los capiteles, localizándose el contacto capitel-viga únicamente en la esquina del angular que forma cada capitel.

A efectos de la propuesta de cálculo que se pretende establecer, podemos suponer, que debido a la particularidad descrita, la totalidad de la carga aplicada por la prensa se transmite al nudo a través del soporte. A pesar de que esta hipótesis es conservadora, en cuanto al comportamiento del nudo se refiere, permite establecer de manera fehaciente el comportamiento del nudo sometido a compresión centrada.

Si observamos la representación de las tensiones principales para el caso de la probeta T1 analizada en el Capítulo 5 (véase Apéndice VII), vemos que es muy similar a la de las probetas AxL.C(DP) y AxL.C-L100(DP) (véase Capítulo 5). Con el objeto de simplificar los cálculos que siguen, se puede asimilar el comportamiento del nudo de las probetas AxL.C(DP) y AxL.C-L100(DP), con el de la probeta T1.

Tal y como se justifica en el Apéndice VII, se puede establecer un modelo de bielas y tirantes que represente el comportamiento del nudo sometido a compresión centrada (véase Fig. 6.6).

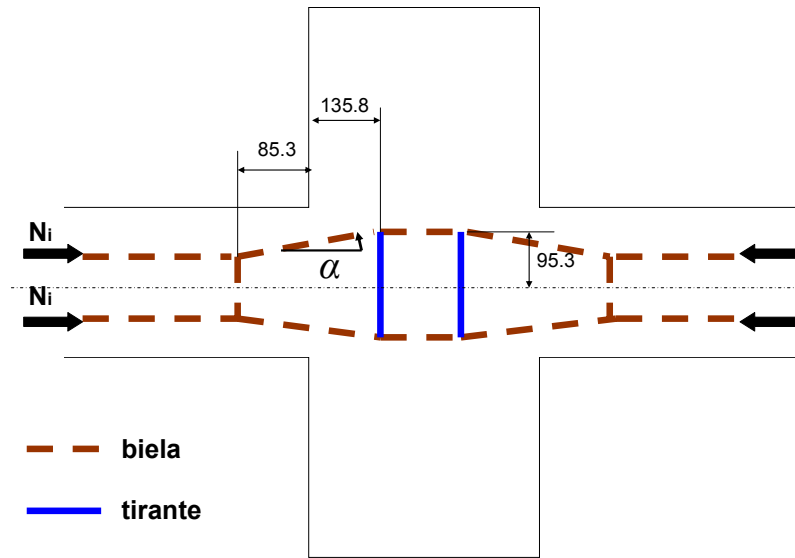


Fig. 6.6. Modelo de bielas y tirante del nudo sometido a compresión centrada, suponiendo que toda la carga se transmite a través del soporte

6.3.2. Con tubos pasantes en el nudo

En el caso en que se dispongan tubos pasantes en el nudo, la rotura se podrá producir a partir de una primera plastificación de los tubos, para pasar a continuación a la rotura del nudo

Cuando se produzca la plastificación de los tubos de conexión, cada uno de ellos estará sometido a un axil $N_{L,t}$. De este modo, cada tubo estará sometido a un momento y a un axil igual a $N_{L,t}t$ y $N_{L,t}$, respectivamente (véase Fig. 6.7).

La plastificación de cada tubo quedará condicionada por una combinación de momento y axil, que se podrá obtener mediante un diagrama de interacción que relacione el axil y momento plástico para el calibre del tubo considerado. Sabemos que la relación momento/axil actuante en el tubo es igual a t , por lo que para obtener el punto de plastificación en el diagrama, bastará con dibujar una recta desde el origen con pendiente $1/t$. El punto de intersección con el diagrama definirá el axil que provoca la plastificación del tubo (véase Fig. 6.8).

Una vez plastifican los tubos, ya no se producirá ninguna transmisión de cargas a través del nudo, que no sea la transferida por propio tramo de soporte al hormigón del nudo. De este modo, se requerirá la comprobación del nudo a través del mismo modelo de bielas y tirantes definido en la Fig. 6.6.

Para este caso, se definirá P_{nudo} como:

$$P_{nudo} = 4 \cdot N_{L,t} + P_{nudo,t} \quad (6.12)$$

Siendo en este caso $P_{nudo,t}$ la carga última obtenida a través del modelo de bielas y tirantes definido en la Fig. 6.6.

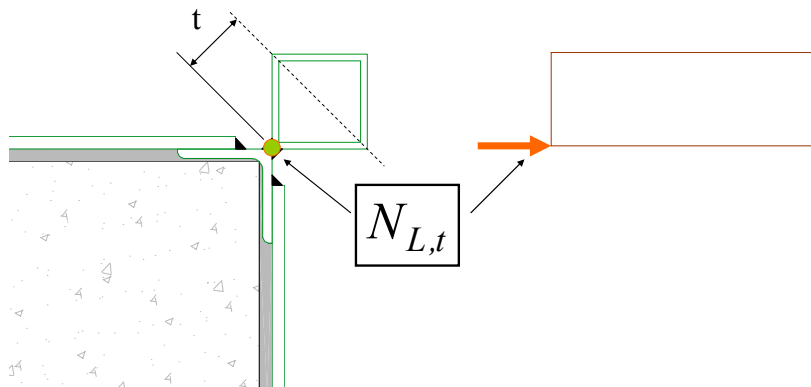


Fig. 6.7. Carga aplicada en el tubo de conexión

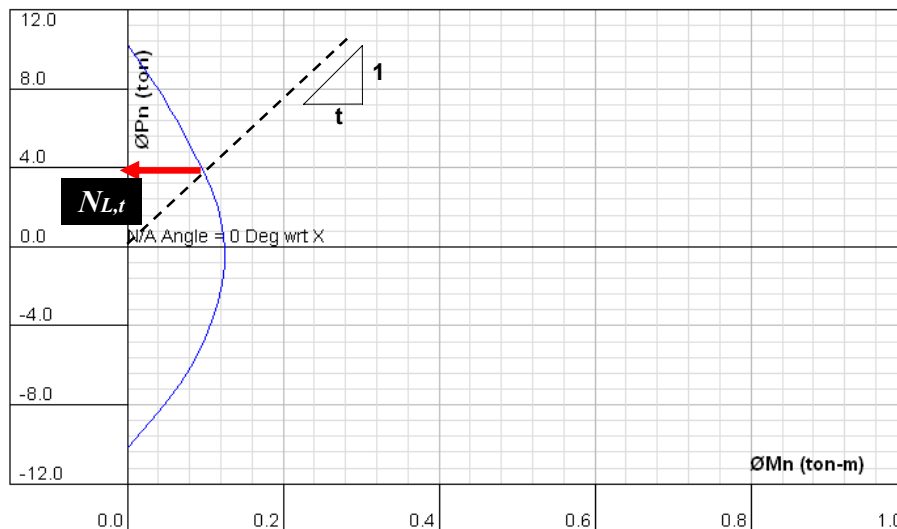


Fig. 6.8. Diagrama N_p-M_p para un tubo #40.3 y $f_{yR}=275$ MPa. Obtenido con el software comercial CSI Section Builder 8.2 (2002)

6.3.3. Sin elementos auxiliares en el nudo

En el caso en que no se dispongan elementos auxiliares en el nudo, como se corresponde con las probetas tipo A analizadas en los Capítulos 3 y 4, la transmisión de cargas a través del nudo se corresponderá con la representada en la Fig. 6.6, donde la totalidad de la carga transmitida al nudo se efectúa a través del tramo de soporte.

La propuesta para obtener la carga última en el caso que se plantea, se corresponderá con la indicada en el Apartado 6.3.1. Es decir, P_{nudo} se determinará a través del modelo bielas y tirantes propuesto en la Fig. 6.6.

6.4. Recomendaciones de diseño y ejecución

Tras el estudio paramétrico desarrollado en Capítulo 4 y el análisis del nudo viga-soporte del Capítulo 5, se pueden establecer una serie de recomendaciones de diseño y ejecución de un SHARAPM:

- a) En aquellos casos en que se diseñe un refuerzo con capiteles en sus extremos, será recomendable soldarlo sobre una presilla. En aquellos casos en que no se disponga dicha presilla bajo el capitel, el refuerzo perderá eficacia.
- b) Será necesario estudiar en detalle el calibre de los angulares del refuerzo, ya que conforme se incrementa dicho calibre, el refuerzo pierde eficacia.
- c) La carga última de un SHARAPM sin capiteles se ve muy poco afectada por el límite elástico del acero del refuerzo. Por lo tanto, para este último caso no se precisa del empleo de aceros de alto límite elástico.
- d) El tamaño de las presillas influye de manera considerable en el comportamiento de un SHARAPM. Este aspecto es más importante en el caso en que no se dispongan capiteles en los extremos del refuerzo. Se recomienda un tamaño de presillas adecuado, sobretodo en los extremos del refuerzo.
- e) La separación entre las presillas en la zona de los extremos del refuerzo es sumamente importante en el caso de las probetas sin capitel en los extremos, debido al confinamiento que imponen sobre el hormigón de dicha zona. Se recomienda una separación de presillas adecuada en dicha zona.
- f) La carga última de un SHARAPM depende del coeficiente de rozamiento existente entre el acero del refuerzo y el hormigón y/o mortero. Este efecto es más acusado para el caso en que no se disponen capiteles en el extremo del refuerzo. Dado que el coeficiente de rozamiento al que se hace mención depende del cuidado seguido en la ejecución del refuerzo, es recomendable que en el caso en que se trabaje con refuerzos sin capitel, se tenga un especial cuidado en la ejecución, y sobretodo en la colocación del mortero de cemento a disponer entre el refuerzo y el soporte.
- g) Si no se adoptan las medidas adecuadas, debido al enfriamiento posterior a la soldadura de los capiteles, se puede producir la separación de éstos de la base de la viga. Aunque una pequeña separación no influye sobre la carga última del SHARAPM, se puede afectar a su comportamiento, resultando un elemento más deformable para niveles de carga iniciales. Para prevenir el fenómeno descrito, se recomienda un especial cuidado en la soldadura de los angulares, de tal modo que se evite la separación entre el capitel y la base de la viga.
- h) En cuanto al comportamiento del nudo viga-soporte se refiere, se observa que la disposición de unos tubos de conexión a través del nudo, contribuye a mejorar el

comportamiento del SHARAPM. Por lo tanto, se recomienda esta disposición en aquellos casos que sea posible (vigas de ancho menor al del soporte).

- i) Cuando se disponen capiteles en los extremos del soporte, durante el proceso de carga del SHARAPM se detecta una separación del ala del angular que forma cada capitel, con respecto a la viga sobre la cual apoya. Para prevenir este fenómeno, sería recomendable la unión de los capiteles de los 2 tramos de soporte mediante barras insertadas en la viga, de manera similar a lo representado en la Fig. 2.20 del Capítulo 2. Otra forma de evitar el fenómeno comentado, podría consistir en unir los capiteles a la viga mediante tornillos.
- j) Debe tenerse especial cuidado con el refuerzo de tramos aislados de soporte, en aquellos casos en que se disponga de capiteles en los extremos del refuerzo. Los resultados de un diseño inadecuado pueden ser nefastos, tal y como se observó tras el estudio experimental de Giménez (2007).
- k) Es muy importante que el espacio que pueda quedar entre los angulares o presillas y el soporte esté completamente relleno con mortero. De este modo quedará garantizado el efecto de confinamiento al que se ha hecho referencia, además de la transmisión de cargas entre el soporte y el refuerzo.

Los Apartados 6.2 y 6.3 de este Capítulo resumen la metodología de cálculo para el diseño de SHARAPM sometidos a compresión centrada. Las propuestas de diseño incluyen tanto el tramo de soporte como el nudo viga-soporte. La validez de estas propuestas ha sido comprobada mediante modelos experimentales y numéricos.

CAPITULO 7. CONCLUSIONES Y PROPUESTA DE NUEVAS INVESTIGACIONES

7.1. Conclusiones

Tras el trabajo desarrollado a lo largo de la presente Tesis Doctoral, podemos establecer una serie de conclusiones:

- a) La técnica de reforzar soportes de HA mediante angulares y presillas metálicas es muy empleada en España, al igual que en otros países. No obstante, el número de investigaciones relacionadas con ésta técnica de refuerzo es insuficiente, requiriéndose un estudio que analice el modo de comportamiento de SHARAPM, estableciéndose también una propuesta de cálculo y unas recomendaciones de diseño y ejecución.
- b) A través del estudio experimental de Giménez (2007), se establecen una serie de pautas de comportamiento de SHARAPM. Estas mismas probetas son modelizadas en el presente trabajo por el MEF, obteniéndose una buena aproximación al comportamiento real de las mismas.
- c) Una vez se verifica la metodología a seguir en la modelización de las probetas de Giménez (2007), es posible efectuar un estudio paramétrico sobre SHARAPM a través de un estudio numérico. En este estudio se analiza el comportamiento del tramo de soporte, concluyéndose:
 - La disposición de capiteles en los extremos del soporte (probetas tipo B) contribuye a incrementar la carga última del SHARAPM, en comparación con una probeta en la que no se disponga de tal capitel (probetas tipo A).
 - La presencia de los capiteles propicia una buena transmisión de carga entre el refuerzo y el soporte, siendo la importancia del confinamiento impuesto por el refuerzo considerablemente inferior al de las probetas tipo A. En estas últimas probetas, el confinamiento impuesto por el refuerzo tiene una gran influencia sobre el valor de la carga última del SHARAPM.
 - Resulta sumamente importante asegurar un buen grado de zunchado en los extremos de los SHARAPM. Esto se consigue con un adecuado tamaño y separación de las presillas ubicadas en dicha zona.
 - En aquellos casos en que se dispongan capiteles en los extremos del refuerzo, será recomendable situar una presilla por debajo de aquellos. De no ser así, la

eficacia del refuerzo se verá disminuida.

- El incremento del calibre de los angulares que forman el refuerzo, repercute en un incremento de la carga última del SHARAPM. No obstante, la eficacia del refuerzo presentará un descenso conforme aumenta dicho calibre. Por este motivo, será necesario que los angulares tengan el calibre estrictamente necesario, con el objeto de optimizar el acero empleado en el refuerzo.
- Una variación del límite elástico del acero del refuerzo tiene una cierta repercusión sobre la carga última de un SHARAPM. No obstante, a pesar de que un incremento en dicho valor repercute en una mayor carga última, la eficacia del refuerzo disminuye. El grado de dependencia entre el límite elástico y la carga última es mayor en el caso de las probetas tipo B, siendo prácticamente inapreciable para las probetas tipo A. Por este motivo, no tiene ninguna justificación el empleo de aceros de alto límite elástico para el caso de SHARAPM sin capiteles en los extremos del refuerzo.
- Al variar la resistencia del hormigón que forma el soporte, se observa un ligero aumento de la eficacia del refuerzo, conforme aumenta aquella.
- El tamaño de las presillas es sumamente importante sobre el comportamiento del SHARAPM. Esta importancia es mayor para el caso de las probetas tipo A, donde el confinamiento tiene más influencia.
- En aquellos casos en que se concentren las presillas en la zona de los extremos de las probetas, se consigue un incremento considerable de la carga última del SHARAPM para el caso de las probetas tipo A. Este incremento es mucho menor para las probetas tipo B.
- Tanto la carga última como la eficacia del refuerzo aumentan conforme lo hace el coeficiente de rozamiento entre el acero del refuerzo y el hormigón (mortero). Aunque este efecto es inapreciable para las probetas tipo B, en el caso de las tipo A tiene una importancia considerable. Si tenemos en cuenta que dicho coeficiente depende de las condiciones de ejecución del refuerzo, podemos concluir que hay que tratar con especial cuidado la ejecución de SHARAPM sin capitel.
- Si no se adoptan las medidas adecuadas, debido al enfriamiento posterior a la soldadura de los capiteles, se puede producir la separación de éstos de la base de la viga. Aunque una pequeña separación no influye sobre la carga última del SHARAPM, se puede afectar a su comportamiento, resultando un elemento más deformable para niveles de carga iniciales. Para prevenir el fenómeno descrito, se recomienda un especial cuidado en la soldadura de los angulares, de tal modo que se evite la separación entre el capitel y la base de la viga.
- En el caso en que se precise reforzar un soporte de sección rectangular, no se

observan diferencias apreciables en comparación con un soporte de sección cuadrada, que tenga la misma sección transversal.

- Es recomendable rellenar con mortero de cemento el espacio que pueda quedar entre el refuerzo y el soporte. De este modo se mejora el efecto del confinamiento impuesto por el refuerzo, así como la transmisión de cargas entre soporte-refuerzo.
 - Al comparar los resultados relativos a la carga última obtenida a través de los modelos, con la obtenida mediante la aplicación de diversas propuestas de cálculo, se concluye que la mejor aproximación, para el caso de las probetas tipo A, se obtiene con la propuesta de Giménez (2007). Por otro lado, para los soportes tipo B, la carga última queda muy bien caracterizada mediante la propuesta de Eurocode No. 4 (1992).
 - Aunque se recomienda descargar los soportes previamente a su refuerzo (Giménez 2007), en aquellos casos en que el soporte esté muy cargado en el momento de efectuar el refuerzo (70-80 % de su carga última), será preciso aplicar la propuesta formulada por Giménez (2007) que tiene en consideración dicho efecto, para el caso de las probetas tipo B.
- d) Con el objeto de analizar el comportamiento del nudo viga-soporte, en el Capítulo 5 se plantea un estudio experimental y numérico. En primer lugar se estudian una serie de probetas ensayadas en laboratorio, para pasar posteriormente al desarrollo de la modelización numérica de las mismas probetas. Una vez los modelos quedan verificados, se efectúa un estudio numérico cuyo objeto es analizar la influencia que tiene la variación de algunos parámetros, sobre el comportamiento del SHARAPM. Se estudian diversas posibilidades de resolver el nudo viga-soporte, estableciéndose las siguientes conclusiones:
- Cuando se disponen capiteles en los extremos del refuerzo, la totalidad de la carga aplicada sobre el SHARAPM es transmitida al nudo, localizándose la rotura de las probetas en dicho elemento. Además, a lo largo del proceso de carga se detecta la separación de las alas del capitel con respecto a la viga central, redundando en un deficiente reparto de cargas desde el refuerzo a la viga.
 - La presencia de unos tubos soldados a los angulares del refuerzo, pasantes a través del nudo, contribuye a mejorar el comportamiento del SHARAPM. De este modo, se produce un incremento de la carga última de las probetas, así como una mejor transmisión de cargas entre el refuerzo y el soporte. En el caso planteado, son posibles 3 mecanismos de rotura: en el tramo de soporte, por plastificación del tubo de conexión, o bien por rotura del hormigón del nudo.
 - En el caso en que no se disponga ningún elemento auxiliar en los extremos del

soporte, la rotura se puede localizar en el nudo. En este caso, la carga última de las probetas, es inferior a los otros 2 casos planteados.

- e) En el Capítulo 6 se presenta una propuesta de cálculo y una serie de recomendaciones de diseño y ejecución de SHARAPM. Dicha propuesta de cálculo permite determinar la carga última de un SHARAPM, considerando que la rotura se puede localizar en el tramo de soporte o en el nudo. La propuesta establece que la carga última del SHARAPM se obtendrá a partir de $P_{SHARAPM} = \min [P_{soporte}, P_{nudo}]$, siendo $P_{soporte}$ y P_{nudo} la carga última en el caso en que la rotura del SHARAPM se localice en el tramo de soporte y en el nudo, respectivamente.
- Para la determinación de $P_{soporte}$ se diferencia el caso en que se disponga o no de capiteles en los extremos del refuerzo. Cuando no se colocan dichos capiteles, la propuesta de cálculo formulada se basa en una modificación de la propuesta de Giménez (2007), mientras que cuando se colocan capiteles, será de aplicación la propuesta de Eurocode No. 4 (1992), o bien la de Giménez (2007) cuando el soporte se refuerza estando sometido a un nivel de carga elevado (superior al 70-80 % de su carga última).
 - En el caso de P_{nudo} , se formulan 3 posibles propuestas, dependiendo de la manera en que se resuelve el nudo (con capiteles, con tubos de conexión a través del nudo, sin ningún elemento auxiliar).

7.2. Aportación original de la Tesis Doctoral

Las investigaciones sobre SHARAPM desarrolladas hasta la fecha son escasas, sobretodo considerando el grado de empleo de esta técnica de refuerzo. En la presente Tesis Doctoral se ha estudiado el comportamiento de SHARAPM sometidos a compresión centrada, siendo la aportación original realizada:

- a) Se ha planteado por primera vez un estudio paramétrico sobre SHARAPM, a partir del cual se ha establecido la influencia que tienen una serie de parámetros sobre el comportamiento de aquel. De este modo, se ha logrado una mejor comprensión de los mecanismos que intervienen en el comportamiento de un SHARAPM.
- b) Los resultados obtenidos del estudio paramétrico, relativos a la carga última de cada SHARAPM, se han comparado con diversas propuestas de cálculo. De este modo se ha establecido la bondad de cada una de las propuestas.
- c) Por primera vez se ha analizado el nudo viga-soporte de un SHARAPM, llegando a comprender el funcionamiento de dicho nudo cuando el soporte es sometido a compresión centrada.
- d) Al final de todo el proceso seguido, se ha establecido una propuesta de cálculo de SHARAPM en la que se engloba tanto el tramo de soporte, como el nudo viga-

soporte. También se han establecido una serie de recomendaciones de diseño y ejecución basadas en el estudio desarrollado.

7.3. Propuesta de nuevas investigaciones

Tras el estudio desarrollado en la presente Tesis Doctoral, se detecta la necesidad de efectuar nuevas investigaciones relacionadas con los SHARAPM:

- a) En la Tesis Doctoral de Giménez (2007) se estudió la influencia que podía tener la ejecución del refuerzo sobre soportes con un historial de cargas previo. En concreto, se trabajó con unos niveles de carga del orden del 65 % de la carga última del soporte sin reforzar, concluyéndose que para este nivel de cargas, no se encontraban diferencias apreciables al realizar el refuerzo con/sin descarga previa del soporte. Debería efectuarse un nuevo programa numérico-experimental, en el que se estudiase el caso de tener los soportes con una carga cercana a la de rotura (entre el 80 y el 90 % de la carga última del soporte sin reforzar). La geometría y características de las probetas a analizar, podría ser similar a la adoptada por Giménez (2007).
- b) Otro aspecto de interés que precisaría un estudio pormenorizado, sería el análisis de SHARAPM sometidos a compresión excéntrica. Sería interesante efectuar un estudio experimental y numérico a partir de probetas de características similares a las analizadas en el Capítulo 5 de la presente Tesis Doctoral. En este caso, la compresión se ejercería de manera similar a la vista en dicho Capítulo, mientras que la flexocompresión se materializaría a través de una carga vertical aplicada sobre la viga central.
- c) Dado que en muchas ocasiones no se precisa el refuerzo de los tramos de soporte de la totalidad de las plantas de un edificio, sería conveniente analizar el comportamiento del nudo viga-soporte en aquellos casos en que se disponen capiteles en los extremos del refuerzo, y no se continúa con dicho refuerzo en la planta inmediatamente superior al tramo de soporte considerado.
- d) Dado que la técnica de refuerzo planteada se suele emplear también en zonas con sismicidad elevada (Fukuyama y Sugano 2000; Wu *et al.* 2006), se precisará un estudio de SHARAPM sometidos a cargas cíclicas. Las probetas a ensayar serían sometidas a una serie de ciclos de histéresis, con el objeto de determinar el comportamiento del SHARAPM frente a la posible acción de un sismo.
- e) Tal y como indica el American Concrete Institute (2002), los métodos para reforzar los nudos viga-soporte de estructuras de HA necesitan ser estudiados en detalle, ya que en la actualidad la información existente a este respecto es escasa. Por lo tanto, sería interesante plantear un estudio en el que se analizase el comportamiento del nudo viga-soporte de un SHARAPM.

REFERENCIAS

- ACHE (2003). “Método de bielas y tirantes”, Comisión 1, Grupo de trabajo 1/3. Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, Madrid
- ACHE (2004). “Recomendaciones para el proyecto de estructuras de hormigón de alta resistencia”, Comisión 1, Grupo de trabajo 1/2. Asociación Científico-técnica del Hormigón Estructural, Madrid
- Adam JM (2004). “Comportamiento estructural de pilares de hormigón armado reforzados mediante elementos metálicos”, Dpto. de Mecánica de los Medios Continuos y Teoría de Estructuras, Universidad Politécnica de Valencia
- Adam JM, Calderón PA, Giménez E, Hidalgo C, Ivorra S (2006a). “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, Engineering Technics Press, Edinburgh
- Adam JM, Calderón PA, Giménez E, Ivorra S (2006b). “Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados mediante angulares y presillas metálicas”, II Conferencia Ibérica de Usuarios de ANSYS y CIVILFEM, Madrid
- Adam JM, Ivorra S, Giménez E, Calderón PA (2005a). “Estudio numérico de soportes de HA reforzados con elementos metálicos”, III Congreso de ACHE de Puentes y Estructuras, Zaragoza
- Adam JM, Ivorra S, Giménez E, Calderón PA (2005b). “Estudio numérico sobre el comportamiento estructural de soportes de hormigón armado reforzados mediante angulares metálicos y presillas, sometidos a compresión simple”, fib Simposio “El Hormigón Estructural y el Transcurso del Tiempo, La Plata
- Adam JM, S Ivorra, Giménez E, Calderón PA, Pallarés FJ (2007c). “Numerical and experimental study of RC columns strengthened by steel jacketing”, Proceedings of the Eleventh International Conference on Civil, Structural and Environmental Computing, St. Julians, Malta
- Adam JM, Ivorra S, Giménez E, Moragues JJ, Miguel P, Miragall C, Calderón PA (2007d). “Behaviour of axially loaded RC columns strengthened by steel angles and strips”, Steel and Composite Structures, 7(5)
- Adam JM, Pallarés FJ, Calderón PA, Payá IJ (2006c). “Análisis de las condiciones de

utilización de un nuevo sistema de seguridad en el ámbito de la edificación”, *Revista de Obras Públicas*, 3467, 27-32

Adam JM, Pallarés FJ, Calderón PA, Payá IJ (2006d). “Experimental study on use conditions of a new security system during slab formwork”, *Proceedings of The Tenth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-10)*, Bangkok, Thailand

Adam JM, Pallarés FJ, Calderón PA, Payá IJ (2007a). “A study of the conditions of use of a new safety system for the building industry”, *Engineering Structures*, 29(8), 1690-1697

Adam JM, Pallarés FJ, Calderón PA, Payá IJ (2007b). “A study of the use conditions of a new safety system during slab formwork”, *Civil Computing*, M33-0311-0207, 34-37

AENOR (1996). “UNE 83316:1996. Ensayos de hormigón. Determinación del módulo de elasticidad de hormigón a compresión”, Madrid

AENOR (2003). “UNE-EN 12390-3:2003. Ensayos de hormigón endurecido. Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas”, Madrid

American Concrete Institute (2002). “Joint ACI-ASCE Committee 352. Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures (ACI 352R-02)”. Farmington Hills, Michigan

Ansari F, Li Q (1998). “High-strength concrete subjected to triaxial compression”, *ACI Materials Journal*, 95(6), 745-755

ANSYS Inc. (2005). “ANSYS theory reference 10.0”

Arslan MH, Korkmaz HH (2007). “What is to be learned from damage and failure of reinforced concrete structures during recent earthquakes in Turkey?”, *Engineering Failure Analysis*, 14, 1-22.

Attard MM, Setunge S (1996). “Stress-Strain relationship of confined and unconfined concrete”, *ACI Materials Journal*, 93(5), 432-442

Balmer GG (1949). “Shearing strength of concrete under high triaxial stress-Computation of Mohr’s envelope as a curve”, *Technical Report No. SP-23*, Structure Research Laboratory, Denver

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

Barbosa AF, Ribeiro GO (1998). “Analysis of reinforced concrete structures using ANSYS nonlinear concrete model”, *Computational Mechanics: New Trends and Applications*, Barcelona

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”, Dpto. de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia
- Bértora MA, Lima LJ, Traversa LP (2005). “Refuerzo de columnas de hormigón armado con hormigón armado”, fib Simposio “El Hormigón Estructural y el Transcurso del Tiempo, La Plata
- Berthet JF, Ferrier E, Hamelin P (2006). “Compressive behaviour of concrete externally confined by composite jackets”, *Construction and Building Materials*, 20, 338-347
- Calavera J (1999). “Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón”, INTEMAC, Madrid
- Calavera J (1995). “Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado”, INTEMAC, Madrid
- Calavera J (2005). “Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado”, INTEMAC, Madrid
- Calderón PA, Giménez E, Adam JM, Ivorra S (2006). “Full scale testing of RC columns strengthened with steel angles and battens”, *Structural Faults and Repair, Engineering Technics Press*, Edinburgh
- Candappa DC, Sanjayan JG, 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 (Re-design)”, *Bulletin 162, Comité Euro-Intenational du Beton, Laussane*
- CEB-FIB (1991). “Model Code 90”, Laussane
- CEB-FIB (2003). “Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings”, *Bulletin no. 24, Task Group 7.1*
- Chansawat K, Yim SCS, Miller TH (2006). “Nonlinear finite element analysis of FRP-strengthened reinforced concrete bridge”, *Journal of Bridge Engineering*, 11(1), 21-32
- Chen WF (1982). “Plasticity in reinforced concrete”, McGraw-Hill Book Company
- Cirtek L (2001a). “RC columns strengthened with bandage-experimental programme and design recommendations”, *Construction and Building Materials*, 15, 341-349
- Cirtek L (2001b). “Mathematical model of RC banded column behaviour”, *Construction and Building Materials*, 15, 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

- CSI Section Builder 8.2 (2002). "Concrete, Steel and Composite Sections", Computers and Structures Inc., Berkeley
- Cusson D, Paultre P (1993). "Stress-strain model for confined high-strength concrete", *Journal of Structural Engineering*, 121(3), 468-477
- Dritsos S, Pilakoutas K (1992). Composite technique for repair-strengthening of RC members" 2nd International Symposium on Composite Materials and Structures, Peking University Press, China
- Drucker DC, Prager W (1952). "Soil mechanics and plastic analysis or limit design", *Quarterly of Applied Mathematics*, 10, 157-165
- Ellobody E, Young B (2006a). "Design and behaviour of concrete-filled cold-formed stainless steel tube columns", *Engineering Structures*, 28, 716-728
- Ellobody E, Young B (2006b). "Nonlinear analysis of concrete-filled steel SHS and RHS columns", *Thin-Walled Structures* (Article in Press)
- 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, 706-715
- ENV 1992-1-1 (Eurocode No. 2) (1991). "Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings"
- ENV 1993-1-1 (Eurocode No. 3) (1993). "Design of steel structures. Part 1: General rules and rules for Buildings"
- ENV 1994-1-1 (Eurocode No. 4) (1992). "Design of composite steel and concrete structures. Part 1: General rules and rules for Buildings"
- Erduran E, Yakut A (2004). "Drift based damage functions for reinforced concrete columns", *Computers and Structures*, 82, 121-130
- Fanning P (2001). "Nonlinear models of reinforced and post-tensioned concrete beams", *Electronic Journal of Structural Engineering*, 2, 111-119
- Fardis MN, Khalili H (1982). "FRP-encased concrete as a structural material", *Magazine of Concrete Research*, 78, 440-445
- Fernández M (1977). "Patología y terapéutica del hormigón armado", Dossat, Madrid
- Fernández M (1994). "Patología y terapéutica del hormigón armado", 3^a Edición, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid
- Fukuyama H, Sugano S (2000). "Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake", *Cement & Concrete Composites*, 22, 59-79

- GEHO (1994). "Reparación y refuerzo de estructuras hormigón. Guía FIP de buena práctica", Boletín GEHO nº 14, Madrid
- Giménez E, Calderón PA, Adam JM, Ivorra S (2005). "Aportación al estudio de soportes de HA reforzados con perfiles metálicos", III Congreso de ACHE de Puentes y Estructuras, Zaragoza
- Giménez E, Calderón PA (2005). "Estudio experimental sobre elementos a escala real, de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión", fib Simposio "El Hormigón Estructural y el Transcurso del Tiempo", La Plata
- Giménez E, Adam JM, Calderón PA, Ivorra S (2006). "Numerical and experimental study of the strengthening of reinforced concrete columns using steel angles and strips", Proceedings of The Tenth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-10), Bangkok, Thailand
- Giménez E (2007). "Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión simple", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia
- Gupta PK, Sarda SM, Kumar MS (2006). "Experimental and computational study of concrete filled steel tubular columns under axial loads", Journal of Constructional Steel Research (Article in press)
- Herrera VM (2007). "Estudio de la influencia de transmisión de esfuerzos de un pilar rectangular a su refuerzo de hormigón, con diferentes cuantías de armadura transversal del refuerzo", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid
- Hollaway LC, Leeming MB (1999). "Strengthening of reinforced concrete structures", Woodhead Publishing Limited, Cambridge
- Hu HT, Huang CS, Chen ZL (2005). "Finite element analysis of CFT columns subjected to an axial compressive force and bending moment in combination", Journal of Constructional Steel Research, 61, 1692-1712
- Hu HT, Huang CS, Wu MH (2003). "Nonlinear analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect", Journal of Structural Engineering, 129(10), 1322-1329
- Huang CS, Yeh YK, Liu GY, Hu HT, Tsai KC, Weng YT, Wang SH, Wu MH (2002). "Axial load behaviour of stiffened concrete-filled steel columns", Journal of Structural Engineering, 128(9), 1222-1230
- Hwang TT, Wehnes WC (1997). "California refinery meets seismic codes using new wrapping technique", Oil and Gas Journal, 95(13), 70-72
- Johansson M (2002). "Composite action and confinement effects in tubular steel-concrete

- columns”, PhD, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden
- Johansson M, Gylltoft K (2002). “Mechanical behaviour of circular steel-concrete composites stub columns”, *Journal of Structural Engineering*, 128(8), 1073-1081
- Kachlakev D, Miller T, Yim S, Chansawat K, Potisuk T (2001). “Finite element modelling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates”, Final Report, SPR 316, Oregon Department of Transportation
- Kaewunruen S, Remennikov AM (2006). “Nonlinear finite element modelling of railway prestressed concrete sleeper”, *Proceedings of The Tenth East Asia_pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-10)*, Bangkok, Thailand, 323-328.
- Karam G, Tabbara M (2005). “Confinement effectiveness in rectangular concrete columns with fiber reinforced polymer wraps”, *Journal of Composites for Construction*, 9(5), 388-396
- Karbhari VM, Gao Y (1997). “Composite jacketed concrete uniaxial compression-verification of simple design equations”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 9(4), 185-193
- Karbhari VM, Zhao L (2000). “Use of composites for 21st century in civil infrastructure”, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 185, 433-454
- Kavlicoglu BM, Gordaninejad F, Saiidi M, Jiang Y (2001). “Analysis and testing of graphite/epoxy-concrete bridge girders under static loading”, *Proceedings of Conference on Retrofit and Repair of Bridges*, London
- Kavlicoglu BM, Gordaninejad F, Saiidi M, Jiang Y (2006). “Behavior of graphite/epoxy-concrete bridge girder”, *Composites: Part B*, 37, 171-181
- Kawakami M, Ito T (2003). “Nonlinear finite element analysis of prestressed concrete members using ADINA”, *Computers and Structures*, 81, 727-734
- Kazaz I, Yakut A, Gülkan P (2006). “Numerical simulation of dynamic shear wall tests: A benchmark study”, *Computers and Structures*, 84, 549-562
- Kennedy SJ (1984). “End connection effects on the strength of concrete filled HSS beam columns”, M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, Edmonton
- Kent DC, Park R (1971). “Flexural members with confined concrete”, *Journal of Structural Division*, 27(7), 1969-1990
- Kotsovos MD, Pavlovic MN (2004). “Size effects in beams with small shear span-to-depth ratios”, *Computers and Structures*, 82, 143-156
- Kotsovos M, Perry S (1986). “Behaviour of concrete subjected to passive confinement”, *Materiaux et constructions* 19(112), 259-264
- Lam L, Teng JG (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, Cambridge, 2, 835-844
- Li G, Kidane S, Pang SS, Helms JE, Stubblefield MA (2003). “Investigation into FRP repaired RC columns”, Composite Structures, 62, 83-89
- Li CT, Li YF (2003). “An effective peak stress formula for concrete confined with carbon fiber reinforced plastics”, Canadian Journal of Civil Engineering, 30, 882-889
- Lu FW, Li SP, Li DW, Sun G (2006). “Flexural behaviour of filled non-uni-thickness walled rectangular steel tube”, Journal of Constructional Steel Research (Article in Press)
- Macdonald S (2003). “Concrete: Building pathology”, Blackwell Publishing, Boston
- Mahmudur R, Alam SZ (2006). “Experimental investigation and analytical simulation of deflection behaviour of continuous RC beams”, Proceedings of The Tenth East Asia_Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-10), Bangkok, Thailand, 243-247
- Mander JB, Priestley MJ, Park R (1988a). “Theoretical stress-strain model for confined concrete”, Journal of Structural Engineering, 114(8), 1804-1826
- Mander JB, Priestley MJ, Park R (1988b). “Observed stress-strain model for confined concrete”, Journal of Structural Engineering, 114(8), 1827-1849
- van Mier JGM (1984), “Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions”, Eindhoven University of Technology, Eindhoven, The Netherlands
- Ministerio de Fomento (1999). “Instrucción de hormigón estructural. EHE”, Comisión Permanente del Hormigón, Madrid
- Mirmiran A, Shahawy M, Samaan M, El Echary H (1998). “Effect of column parameters on FRP-confined concrete”, Journal of Composites for Construction, 2(4), 175-185
- Mirmiran A, Zagers K, Yuan W (2000). “Nonlinear finite element modelling of concrete confined by fiber composites”, Finite Elements in Analysis and Design, 35, 79-96
- Mirmiran A (2004). “Bonded repair and retrofit of concrete structures using FRP composites”, Transportation Research Board, Washington DC
- 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
- Morishita Y, Tomii M (1982). “Experimental studies on bond strength between square steel tube encased concrete core under cyclic shearing force and constant axial loads”, Trans. Japan Concrete Ins., Tokyo, 4, 115-122
- Morishita Y, Tomii M, Yoshinura K (1979a). “Experimental studies on bond strength in

- concrete filled circular steel tubular columns subjected to axial loads”, *Trans. Japan Concrete Ins.*, Tokyo, 1, 351-358
- Morishita Y, Tomii M, Yoshinura K (1979b). “Experimental studies on bond strength in concrete filled on square and octagonal steel tubular columns subjected to axial loads”, *Trans. Japan Concrete Ins.*, Tokyo, 1, 359-366
- Navarrete B (2003). “Transferencia de carga en pilares de hormigón armado con encamisados del mismo material. Un estudio experimental”, *Cuaderno INTEMAC nº 50*. INTEMAC, Madrid
- Navarrete B, Calavera J (2004). “Longitud máxima de transferencia e refuerzo de pilares por encamisado de hormigón”, *Hormigón y Acero*, 234, 39-50
- Newman A (2000). “Structural renovation of buildings: Methods, details and design examples”, McGraw-Hill Professional, New York
- Olofsson U, Holmgren M (1994). “Friction measurement at low sliding speed using a servohydraulic tension-torsion machine”, *Experimental Mechanics*, Sept 1994, 202-207
- Özmen C, Ünay AI (2006). “Commonly encountered seismic design faults due to architectural design of residential buildings in Turkey”, *Building and Environment* (Article in Press)
- Padmarajaiah SK, Ramaswamy A (2002). “A finite element assessment of flexural strength of prestressed concrete beams with fiber reinforment”, *Cement & Concrete Composites*, 24, 229-241
- Pallarés FJ, Agüero A, Martín M, Ivorra S (2005). “Failure mode in an industrial brickwork chimney using different criteria”, *Structural Analysis of Historical Constructions*, Padova, 1149-1155
- Pallarés FJ, Agüero A, Martín M (2006). Seismic behaviour of industrial masonry chimneys”, *International Journal of Solids and Structures*, 43, 2076-2090
- Park R, Priestley MJN, Gill WD (1982). “Ductility of square-confined concrete columns”, *Journal of the Structural Division*, 108(ST4), 929-950
- Priestley MJN, Seible F (1995). “Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures”, *Construction and Building Materials*, 9(6), 61-76
- Queiroz FD, Vellasco PCGS, Nethercot DA (2006). “Finite element modelling of composite beams with full and partial shear connection”, *Journal of Constructional Steel Research*, 64(4), 505-521
- Rabbat BG, Russell HG (1985). “Friction coefficient of steel on concrete or grout”, *Journal of Structural Engineering*, 111(3), 505-515

- Ramírez JL, Bárcena JM (1975). "Eficacia resistente de pilares de hormigón armado de baja calidad reforzados por dos procedimientos diferentes", *Informes de la Construcción*, 272, 89-98
- Ramírez JL, Bárcena JM, Feijóo JM (1977). "Comparación resistente de cuatro métodos de refuerzo de pilares de hormigón armado", *Informes de la construcción*, 290, 57-68
- Ramírez JL (1996). "Ten concrete column repair methods", *Construction and Building Materials*, 10(3), 195-202
- Regalado F (1999). "Los pilares. Criterios básicos para su proyecto, cálculo y reparación", *Biblioteca técnica de CYPE Ingenieros*, Alicante
- Richart FE, Brantzaeg A, Brown RL (1928) "A study of the failure of concrete under combined compressive stresses", *Bulletin No. 185*, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, IL
- Richart FE, Brantzaeg A, Brown RL (1929) "The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression", *Bulletin No. 190*, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, IL
- del Río A (1987). "Aportaciones al refuerzo de estructuras de hormigón armado de edificación", *Tesis Doctoral*, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid
- del Río A, Ortiz J (1991). "Rehabilitación de estructuras de hormigón", *ANCOP*, Madrid
- Rochette P, Labossière P (1996). "A plasticity approach for concrete columns confined with composites materials", *Proceedings of the Advanced Composites Materials in Bridges and Structures*, CSCE, 359-356
- Rodriguez M, Park R (1994). "Seismic load tests on reinforced concrete columns strengthened by jacketing", *ACI Structural Journal*, 91(2), 150-159
- Roeder CH, Cameron B, Brown CB (1999). "Composite action in concrete filled tubes", *Journal of Structural Engineering*, 125(5), 477-484
- Ruiz J, Pineda P, Torrecilla JA, Troyano M, Nieves FJ, López F, García MJ (2000). "Refuerzo de pilares de hormigón de sección rectangular mediante pilares metálicos empresillados", *Congreso Internacional de Ingeniería de Proyectos*, Lérida
- Rutland CA, Wang ML (1997), "The effects of confinement on the failure orientation of cementitious materials experimental observations", *Cement and Concrete Composites*, 19, 149-160
- Saafi M, Toutanji HA, 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

- Samaan M, Mirmiran A, Shahawy M (1998). "Model of concrete confined by fiber composite", Journal of Structural Engineering, 124(9), 1025-1031
- Sargin M (1971). "Stress-strain relationships for concrete and the analysis of structural concrete sections", Solid Mechanics Division, Study n.4, University of Waterloo
- Sause R, Harries KA, Walkup SL, Pessiki S, Ricles JM (2004). "Flexural behaviour of concrete columns retrofitted with carbon fiber-reinforced polymer jackets", ACI Structural Journal, 101(5), 708-716
- Schneider SP (1998). "Axially loaded concrete-filled steel tubes", Journal of Structural Engineering, 124(10), 1125-1138
- Sfer D, Carol I, Gettu R, Etse G (2002). "Study of the behaviour of concrete under triaxial compression", Journal of Structural Engineering, 128(2), 156-163
- Shahawy M, Mirmiran A, Beitelman T (2000). "Tests and modelling of carbon-wrapped concrete columns", Composites: Part B, 31, 471-480
- Shakir-Khalil H (1991). "Bond strength in concrete-filled steel hollow section", Int. Conf. on Steel and Aluminum Struct., Elsevier Science, 22-24, 157-168
- Shakir-Khalil H (1993a). "Pushout strength of concrete-filled steel hollow section", The Structural Engineering, 71(13), 230-233
- Shakir-Khalil H (1993b). "Resistance of concrete-filled steel hollow tubes to pushout forces", The Structural Engineering, 71(13), 234-243
- Sheik SA, Uzumeri SM (1982). "Analytical model for concrete confinement in tied columns", Journal of Structural Division, 108(12), 2703-2722
- Shrestha R, Smith ST, Saleh A (2006). "Finite element modelling of RC beam-column connections strengthened with FRP composites", Structural Faults and Repair, Engineering Technics Press, Edinburgh
- Spoelstra MR, Monti G (1999). "FRP-confined concrete model", Journal of Composites for Construction, 3(3), 143-150
- Tamai S, Sato T, Okamoto M (2000). "Hysteresis model of steel jacketed RC columns for railway viaducts", Proceedings of the 16th Congress of IABSE, Lucerne
- Teng JG, Chen JF, Smith ST, Lam L (2002). "FRP-strengthened RC structures", John Wiley & Sons, LTD, West Sussex
- Thomas J, Ramaswamy A (2006). "Finite element analysis of shear critical prestressed SFRC beams", Computers and Concrete, 3(1), 65-77

- Toutanji HA (1999). "Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets", *ACI Materials Journal*, 96(3), 397-404
- Vieitez JA, Ramírez JL (1984). "Patología de la construcción en España: Aproximación estadística", *Informes de la Construcción*, 36(364), 5-15
- Virdi KS, Dowling PJ (1975). "Bond strength in concrete filled circular steel tubes", CESLIC Rep. CC11, Engineering Structural Laboratory, Civil Engineering Department, Imperial College, London
- Willam KJ, Warnke ED (1974). "Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete", *Proceedings, International Association of Bridge and Structural Engineering, ISMES, Bergamo, Italy*
- Wolanski AJ (2004). "Flexural behaviour of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis", Thesis for the Degree of Master of Science, Faculty of the Graduate School, Marquette University, Milwaukee
- Wu YF, Griffith MC, Oehlers DJ (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 YF, Liu T, Oehlers DJ (2006). "Fundamental principles that govern retrofitting of reinforced concrete columns by steel and FRP jacketing", *Advances in Structural Engineering*, 9(4), 507-533
- Xiao Y, Wu H (2000). "Compressive behaviour of concrete confined by carbon fiber composite jackets", *Journal of Materials in Civil Engineering*, 12(2), 139-146
- Yazzar SA (2000). "Estudio de la ductilidad de elementos comprimidos con hormigón de alta resistencia sometidos a cargas cíclicas de flexión", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia
- Zhou S, Rizos DC, Petrou MF (2004). "Effects of superstructure flexibility on strength of reinforced concrete bridge decks", *Computers and Structures*, 82, 13-23

APÉNDICE I. MODELOS NUMÉRICOS CON 2 Y 3 PLANOS DE SIMETRÍA

I.1. Introducción

Desde el punto de vista geométrico, los SHARAPM ensayados por Giménez (2007) presentan 3 planos de simetría. Si consideramos de manera conjunta la geometría de las probetas y las condiciones de aplicación de la carga, tendremos 2 planos de simetría, debido a que uno de los extremos de las probetas está fijo, mientras que el otro presenta un desplazamiento impuesto por la prensa (véase Fig. I.1).



Fig. I.1. Condiciones de contorno en los extremos de las probetas

Desde el punto de vista de la modelización numérica de estas probetas es posible considerar únicamente 1/4 de las mismas, imponiendo condiciones de simetría en los planos correspondientes. Una simplificación, de cara a la modelización numérica de las probetas, sería la que podemos ver en la Fig. I.2.

La simplificación de considerar 1/4 de las probetas ya fue adoptada por Ellobody y Young (2006a; 2006b), Ellobody *et al.* (2006) y Lu *et al.* (2006), en la modelización numérica de elementos estructurales con condiciones de carga idénticas a las de nuestro caso.

Otra posibilidad sería modelizar 1/8 de la probeta (véase Fig. I.3), tal y como hicieron Schneider (1998), Mirmiran *et al.* (2000), Shahawy *et al.* (2000), Huang *et al.* (2002), Johansson y Gylltoft (2002) y Hu *et al.* (2003) para unos casos de carga similares al

presentado en la Fig. I.1. De este modo, se reduciría considerablemente el tiempo de cálculo de cada uno los modelos, ya que el número de elementos finitos que forman los mismos sería la mitad que en el caso de modelizar 1/4 de las probetas.

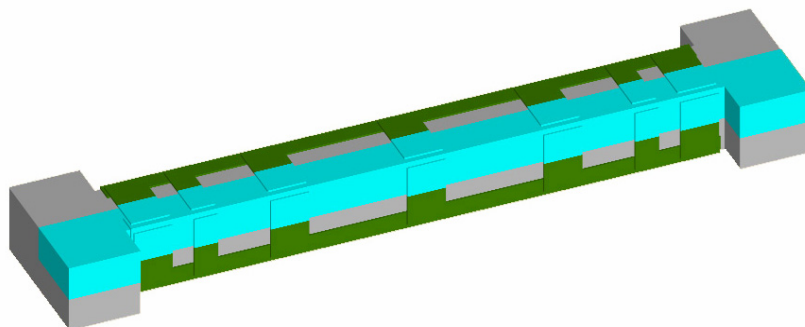


Fig. I.2. Simplificación de las probetas de cara a la modelización numérica. 1/4 de la probeta

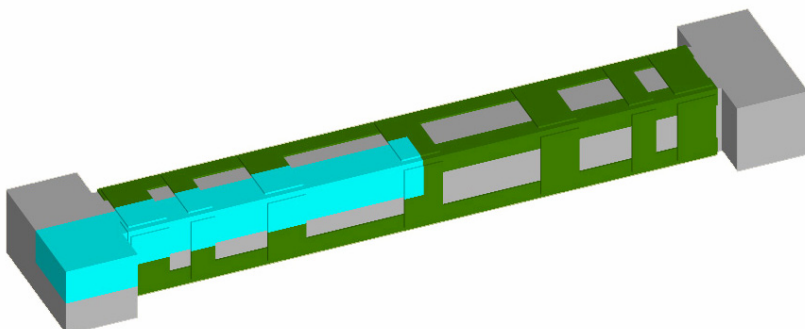


Fig. I.3. Simplificación de las probetas de cara a la modelización numérica. 1/8 de la probeta

Dado que las condiciones de carga no presentan simetría, será necesario comprobar si es adecuada la modelización de 1/8 de las probetas, o bien será necesario recurrir a la modelización de 1/4 de las mismas.

Con el objeto de determinar si, considerando las condiciones de contorno reales de las probetas, es factible la modelización de 1/8 de las mismas, se plantean 2 modelos numéricos con 2 y 3 planos de simetría respectivamente. Comparando ambos modelos, podremos determinar si los resultados obtenidos al modelizar 1/8 de las probetas (3 planos de simetría) son aceptables, en comparación con los obtenidos al modelizar 1/4 de las mismas (2 planos de simetría).

I.2. Descripción de los modelos

Los modelos de EF que se plantean, intentan simular las probetas denominadas ADa o ADb. Denominaremos A/4 y A/8 a los modelos en el que se consideran 2 y 3 planos de simetría respectivamente.

Se supone una resistencia a compresión del hormigón de 12 MPa para ambos modelos. La metodología de análisis, tipos de elementos finitos empleados, parámetros mecánicos de los materiales y rozamiento entre superficies de contacto, serán idénticos a los señalados en el Apartado 3.3 del Capítulo 3.

En la Fig. I.4 se puede ver una representación gráfica de los 2 modelos de EF planteados.

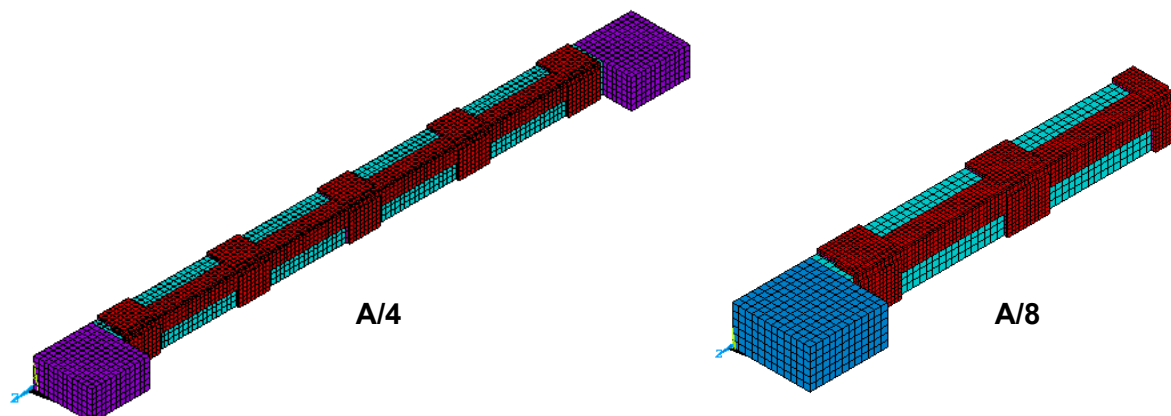


Fig. I.4. Modelo de EF A/4 (2 planos de simetría) y A/8 (3 planos de simetría)

Considerando las condiciones de simetría, la carga (aplicada por la prensa) y desplazamiento “real” en los extremos en que se encuentra la prensa, tendremos:

- a) A/4: La carga se deberá multiplicar por 4 para tener en cuenta las condiciones de simetría. De este modo se obtendrá la carga “real” aplicada por la prensa. El desplazamiento en los extremos del modelo coincidirá con el “real”.
- b) A/8: Al igual que en el caso del modelo A/4, la carga se deberá multiplicar por 4 para tener en cuenta las condiciones de simetría. El desplazamiento “real” en los extremos, se obtendrá de multiplicar por 2 el obtenido del modelo. De este modo se tiene en cuenta la simetría con respecto al plano central, que no se considera en el caso del modelo A/4.

I.3. Análisis de resultados

Con el objeto de determinar si es admisible la simplificación de analizar únicamente 1/8 de las probetas, se emplea la metodología indicada en el Apartado 3.5 del Capítulo 3 para la verificación de un modelo numérico a partir de resultados obtenidos de un estudio experimental.

En el caso particular que nos afecta ahora, se comparan las cargas últimas, las curvas carga-acortamiento, así como las pautas de comportamiento para las probetas A/4 y A/8.

1.3.1. Carga última y curvas carga-acortamiento

La carga última de A/4 es de 2414.8 kN, mientras la de A/8 es de 2421.1 kN. Tenemos pues, que la carga última para ambos modelos es prácticamente la misma.

Si comparamos las curvas carga-acortamiento de ambos modelos, representadas en la Fig. I.5, se observa que ambas curvas quedan superpuestas.

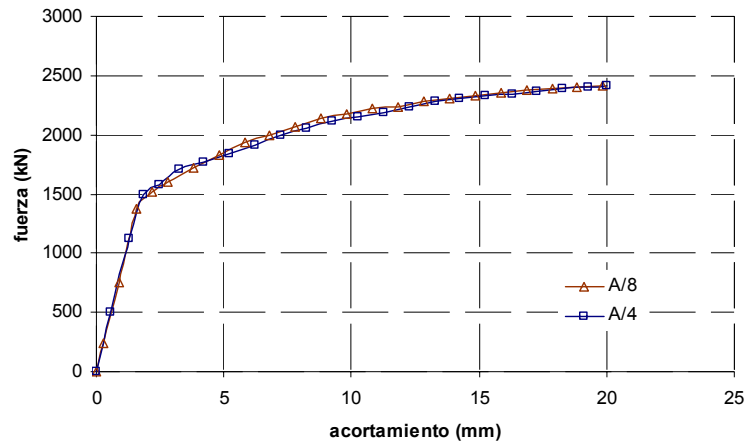


Fig. I.5. Curvas carga-acortamiento de los modelos A/4 y A/8

1.3.2. Pautas de comportamiento

Tal y como se desprende del análisis de las Figs. I.6 y I.7, ambos modelos presentan las mismas pautas de comportamiento. En ambas Figs. se representan el estado tensional del refuerzo y la deformación longitudinal del hormigón, cuando el desplazamiento aplicado por la prensa es de 10 mm.

El comportamiento de ambos modelos es prácticamente idéntico.

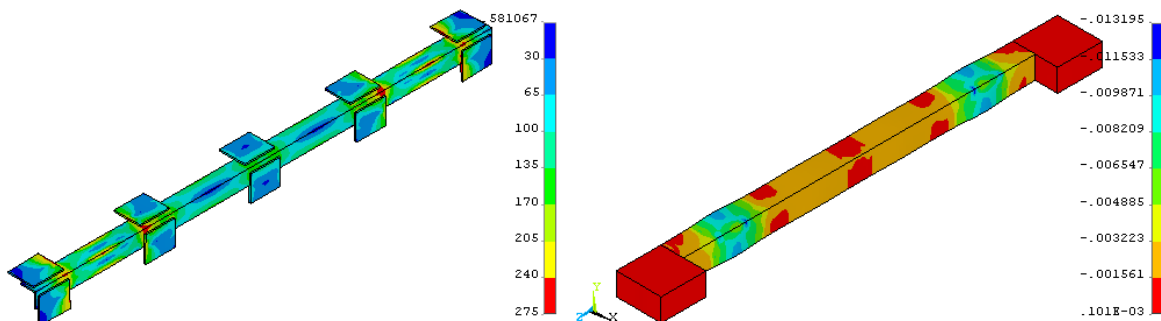


Fig. I.6. Estado tensional del refuerzo metálico (Tensión de Von Mises). Deformación longitudinal del hormigón. Modelo A/4

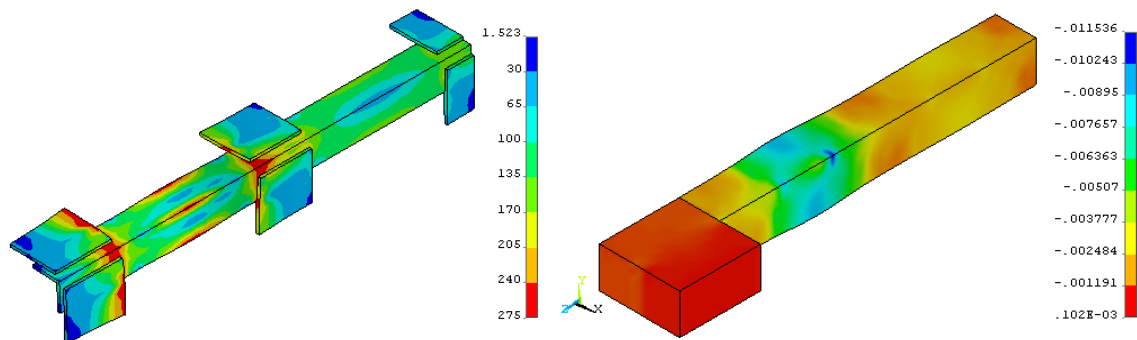


Fig. I.7. Estado tensional del refuerzo metálico (Tensión de Von Mises). Deformación longitudinal del hormigón. Modelo A/8

I.4. Conclusiones relativas a las condiciones de simetría a considerar en los modelos numéricos

Tal y como se desprende del Apartado I.3, el comportamiento de los modelos A/4 y A/8 es prácticamente idéntico.

Podemos afirmar que la modelización de las probetas de SHARAPM considerando 3 planos de simetría es factible. Por lo tanto, la totalidad de los modelos numéricos de SHARAPM analizados en el presente trabajo serán analizados de esta manera (1/8 de la probeta). De este modo, nos podemos aprovechar del menor número de nodos y elementos finitos presentes en cada uno de los modelos, traduciéndose en una mayor eficacia en los cálculos computacionales.

APÉNDICE II. VERIFICACIÓN DE LOS MODELOS NUMÉRICOS PLANTEADOS EN EL CAPÍTULO 3

II.1. Introducción

Con el objeto de poder efectuar un estudio paramétrico sobre SHARAPM sometidos a compresión centrada, se ha planteado en el Capítulo 3 la modelización por el MEF, de las probetas ensayadas en laboratorio por Giménez (2007). Una vez verificada la validez de la metodología seguida para realizar estos últimos modelos, estaremos en disposición de desarrollar el estudio paramétrico al que se hace mención.

Los modelos de EF planteados en el Capítulo 3 son verificados siguiendo el mismo procedimiento que ya emplearon en su día Hu *et al.* (2003; 2005), Ellobody y Young (2006a; 2006b), Ellobody *et al.* (2006) y Gupta *et al.* (2006). Tras comparar los resultados experimentales con los numéricos, se comprueba que los modelos numéricos son capaces de reproducir, de manera satisfactoria, el comportamiento general de un SHARAPM.

Con el objeto de determinar si los modelos de EF son capaces de reproducir también la transmisión de cargas a los angulares del refuerzo, así como el confinamiento impuesto por las presillas, en este Apéndice se hace una comprobación adicional a este respecto.

A continuación se comparan las medidas registradas por una serie de galgas extensométricas, dispuestas en las probetas ensayadas en laboratorio como elementos de instrumentación, con los resultados obtenidos por el modelo de EF en el mismo punto en el que se ubica la galga.

II.2. Posición de los puntos de registro de medida

Las galgas que se emplean como referencia para determinar la transmisión de carga a los angulares, son las dispuestas en los vanos centrales de los angulares, denominadas A2-A3 y A3-A4 para el caso de las probetas reforzadas con 5 y 7 presillas, respectivamente. Mediante estas galgas, se determina, en cada caso considerado, la tensión de compresión a la cual se encuentra sometido el angular.

Las galgas empleadas para determinar el confinamiento impuesto por el refuerzo se designan mediante la nomenclatura P1-P5 y P1-P7, para las probetas reforzadas con 5 y 7 presillas, respectivamente. Estas medidas representan la tensión, en dirección perpendicular a la

directriz del soporte, al que se encuentra sometida la presilla. De este modo, se obtiene de manera indirecta el efecto del confinamiento que impone el refuerzo.

La posición de estas galgas queda definida en las Fig. II.1. La misma medida es obtenida a través de los modelos de EF. Para ello, el punto de medida adoptado es el indicado en las Figs. II.2 y II.3, que coincide con la ubicación de las galgas dispuestas en el estudio experimental.

En aquellas probetas en las que se disponía de resultados fiables para los dos especímenes ensayados en laboratorio, se diferencian los resultados obtenidos de ambos especímenes mediante las siglas (x) e (y).

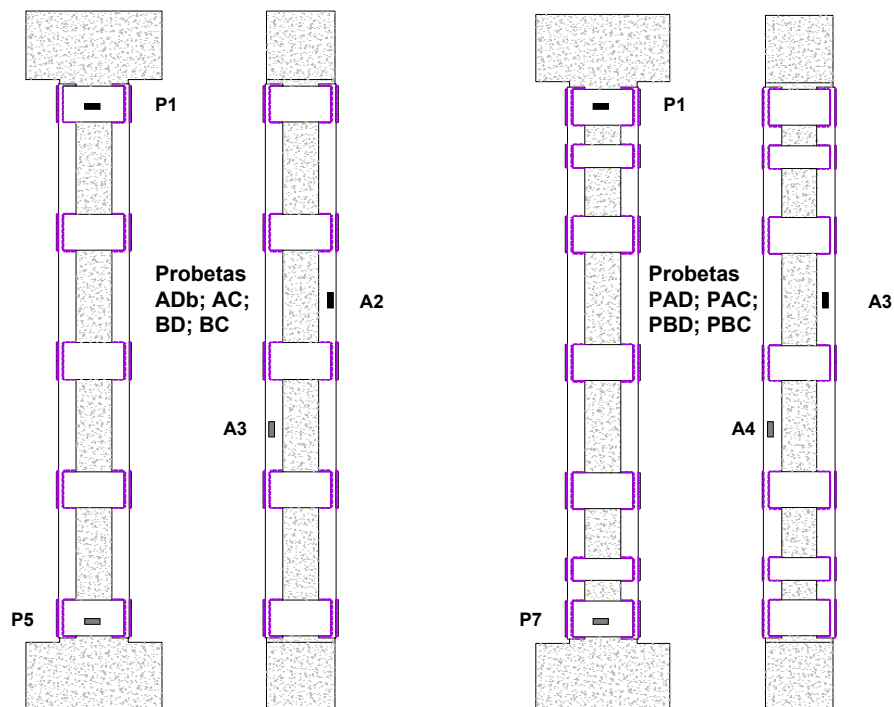


Fig. II.1. Posición de las galgas extensométricas de referencia

II.3. Transmisión de carga a los angulares del refuerzo

Con el objeto de determinar si los modelos de EF reproducen de manera satisfactoria la transmisión de carga a los angulares del refuerzo, se compara la medida registrada por las galgas indicadas en la Fig. II.1, con los resultados obtenidos a partir de los modelos numéricos en los puntos indicados en las Figs. II.2 y II.3.

Al comparar los resultados obtenidos de manera experimental con los numéricos, podemos concluir que los modelos de EF reproducen de manera satisfactoria la transmisión de cargas a

los angulares del refuerzo (véase para ello las Figs. II.4 a II.7).

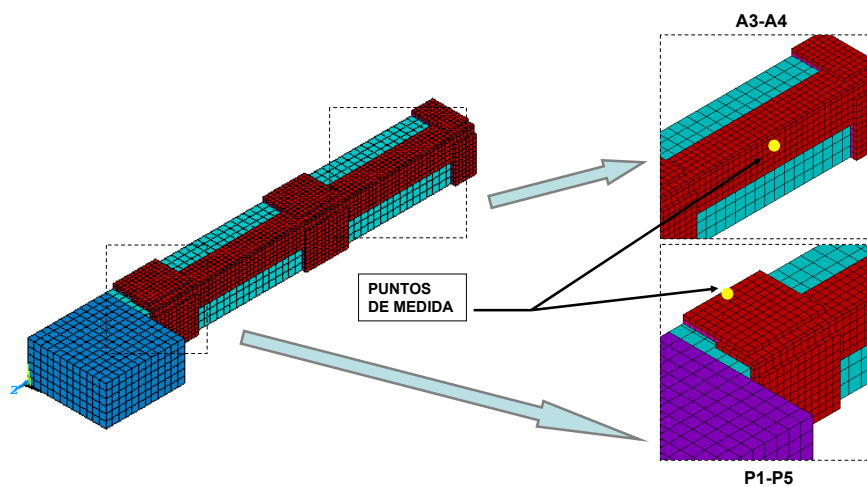


Fig. II.2. Punto de medida en los modelos de EF (probetas ADb, AC, BD y BC)

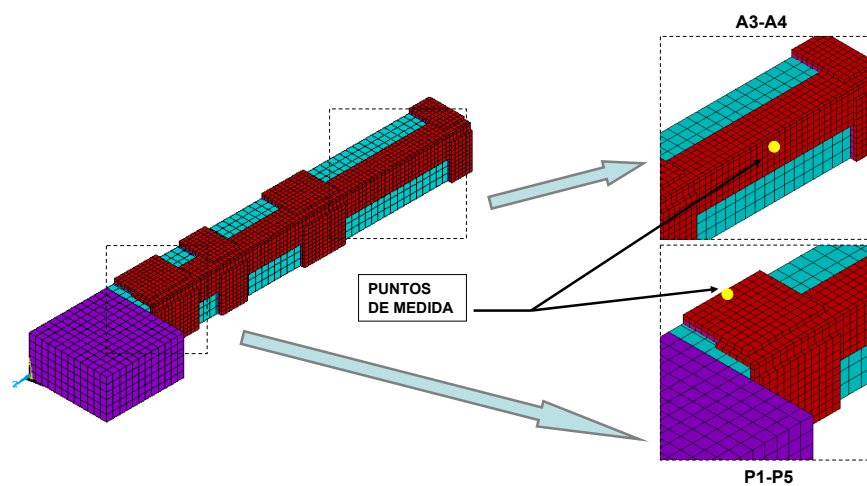


Fig. II.3. Punto de medida en los modelos de EF (probetas PAD, PAC, PBD y PBC)

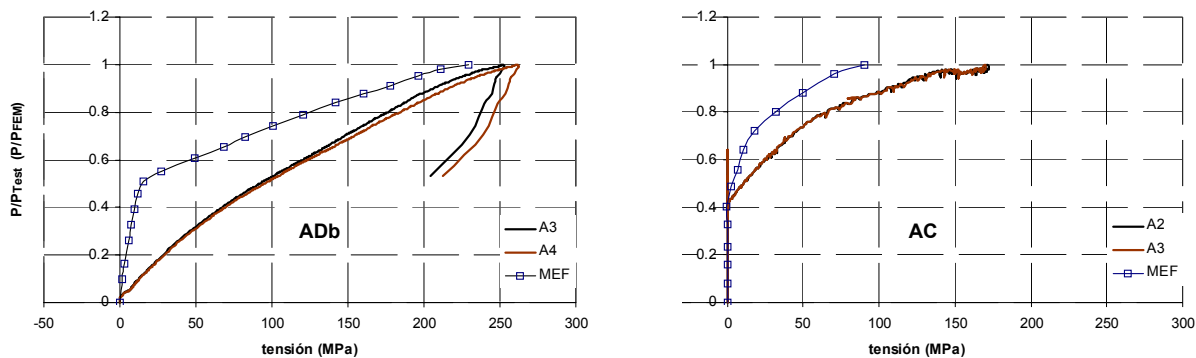


Fig. II.4. Medidas registradas en los puntos A2 y A3. Probetas ADb y AC

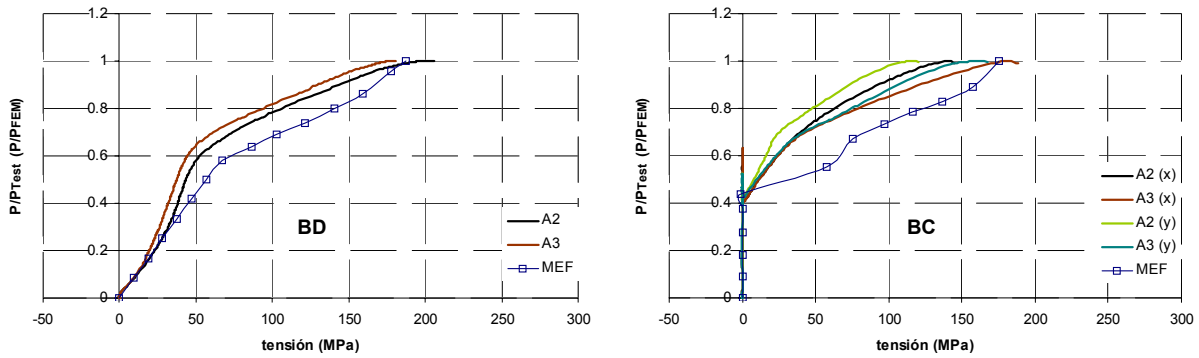


Fig. II.5. Medidas registradas en los puntos A2 y A3. Probetas BD y BC

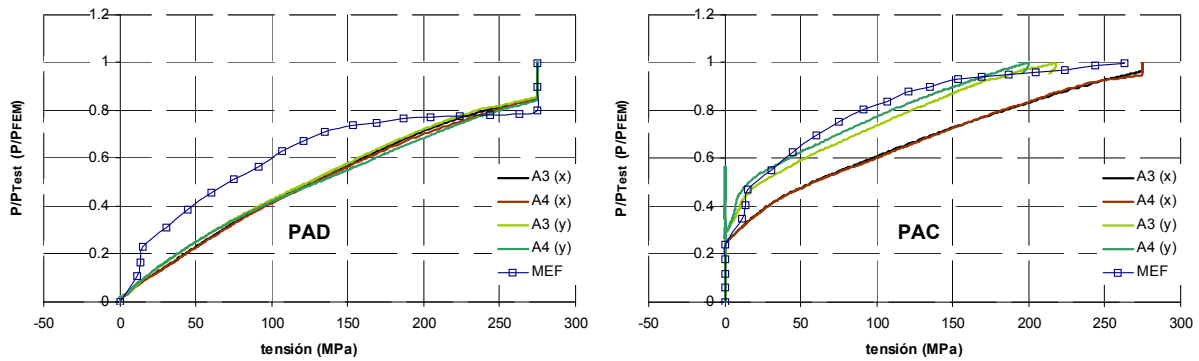


Fig. II.6. Medidas registradas en los puntos A3 y A4. Probetas PAD y PAC

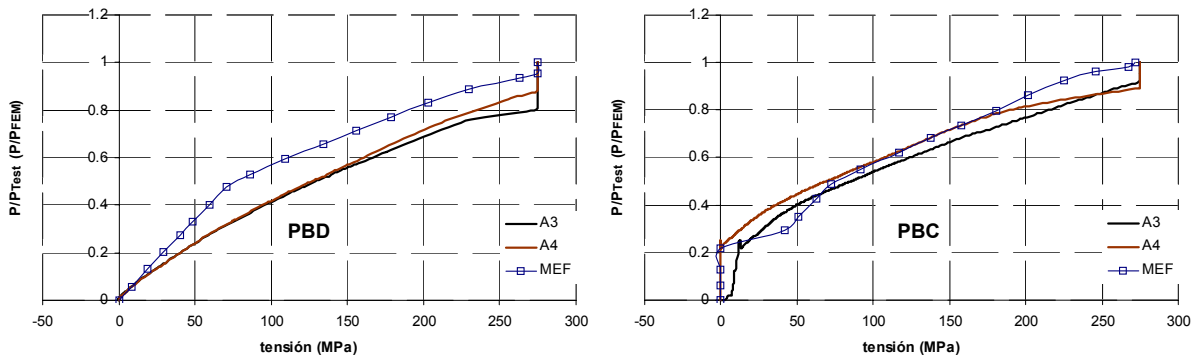


Fig. II.7. Medidas registradas en los puntos A3 y A4. Probetas PAD y PAC

II.4. Confinamiento impuesto por el refuerzo

Con el objeto de determinar si los modelos de EF representan de manera satisfactoria el confinamiento que impone el refuerzo sobre el hormigón del soporte, se compara la medida registrada por una serie de galgas dispuestas sobre las presillas del refuerzo, con la misma medida obtenida a partir de los modelos de EF.

En las Figs. II.8 a II.11 se comparan los resultados registrados a partir de las medidas realizadas en laboratorio, con las obtenidas a partir de los modelos de EF. Tal y como se puede ver, los modelos numéricos reproducen de manera satisfactoria el confinamiento que impone el refuerzo metálico sobre el soporte de hormigón.

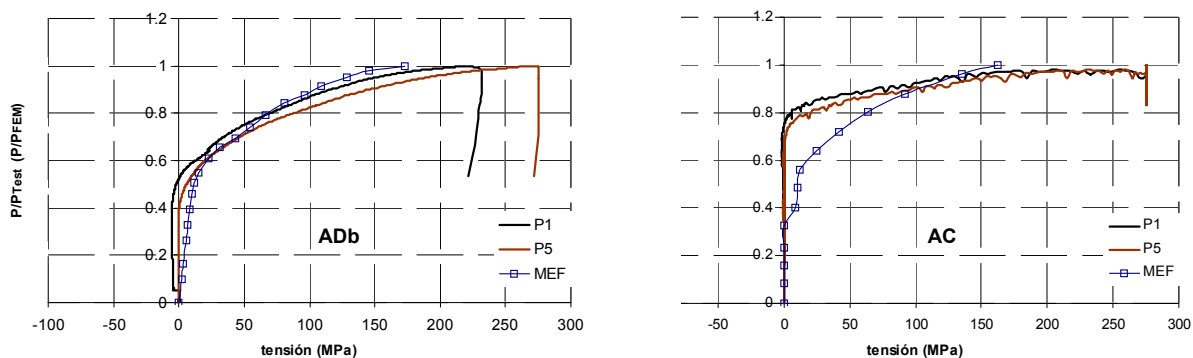


Fig. II.8. Medidas registradas en los puntos P1 y P5. Probetas AD y AC

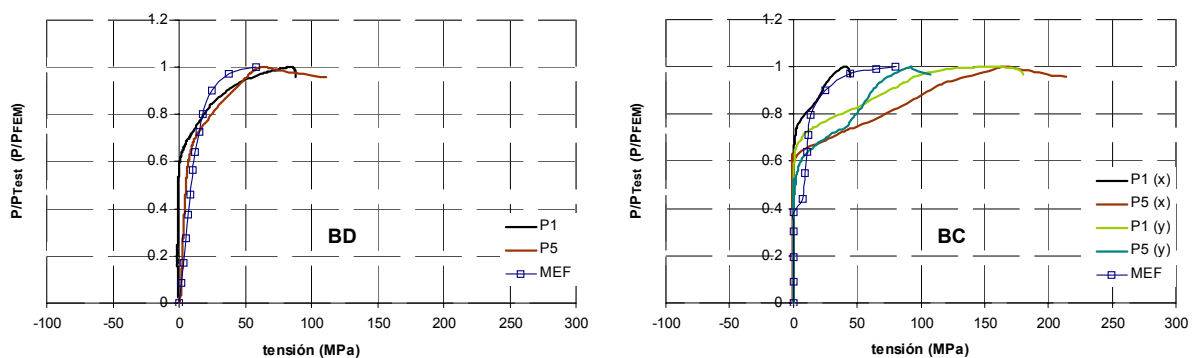


Fig. II.9. Medidas registradas en los puntos P1 y P5. Probetas BD y BC

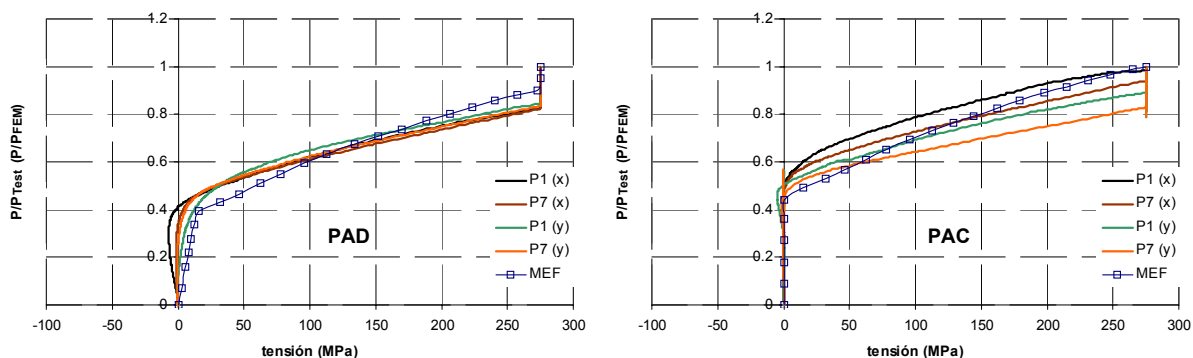


Fig. II.10. Medidas registradas en los puntos P1 y P7. Probetas PAD y PAC

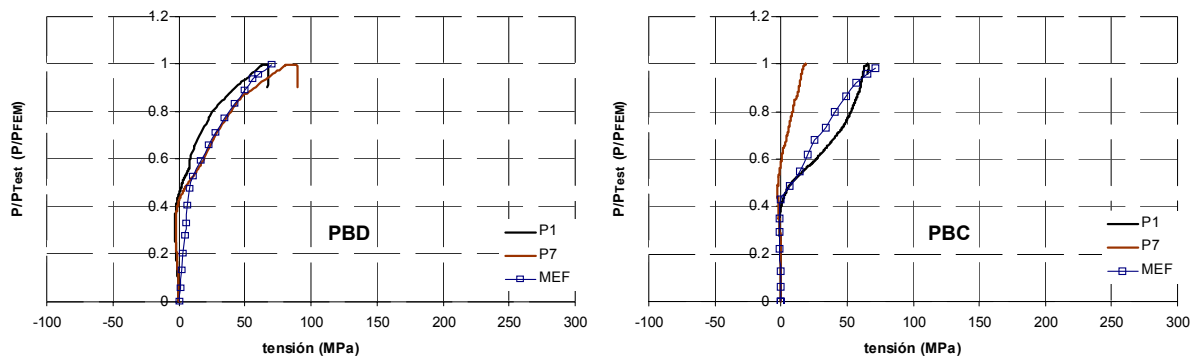


Fig. II.11. Medidas registradas en los puntos P1 y P7. Probetas PBD y PBC

APÉNDICE III. FIGURAS RELATIVAS AL ESTUDIO PARAMÉTRICO (CAPÍTULO 4)

III.1. Introducción

En el presente Apéndice se incluyen una serie de figuras obtenidas a partir de los modelos de EF. A partir de estas figuras se pueden intuir las pautas de comportamiento de cada una de las probetas analizadas en el estudio paramétrico del Capítulo 4.

El objeto principal de este Apéndice es descargar al Capítulo 4 de figuras, de tal modo que se facilite su lectura.

III.2. Grupo Ref

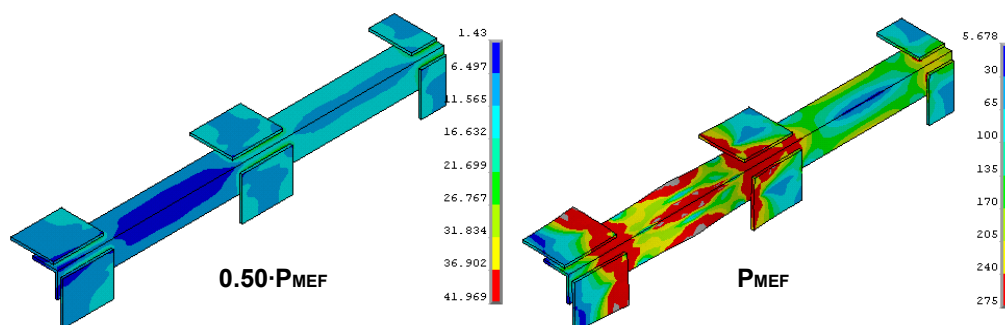


Fig. III.1. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A0

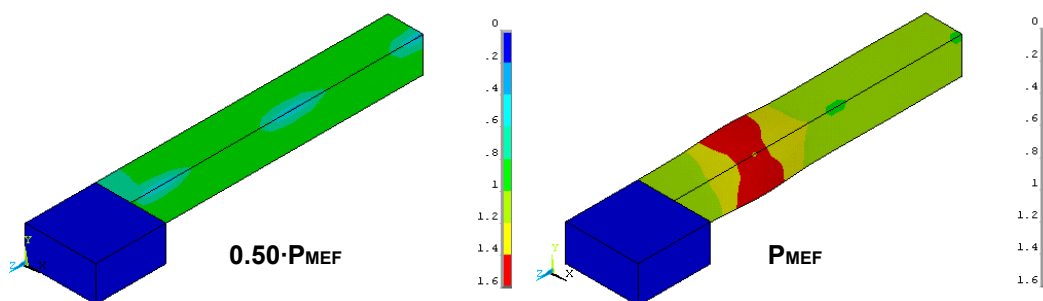


Fig. III.2. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A0

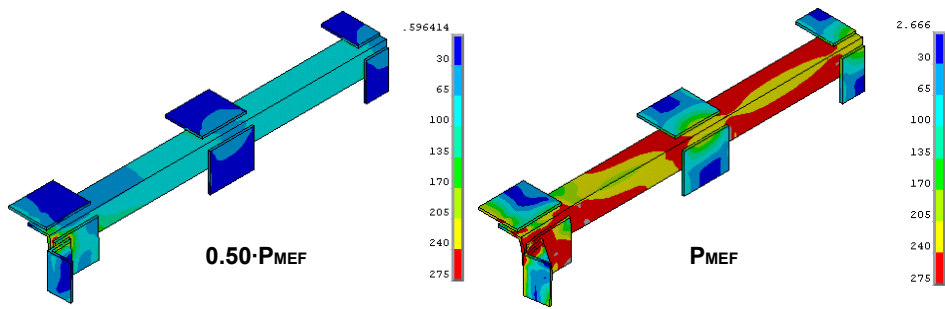


Fig. III.3. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B0

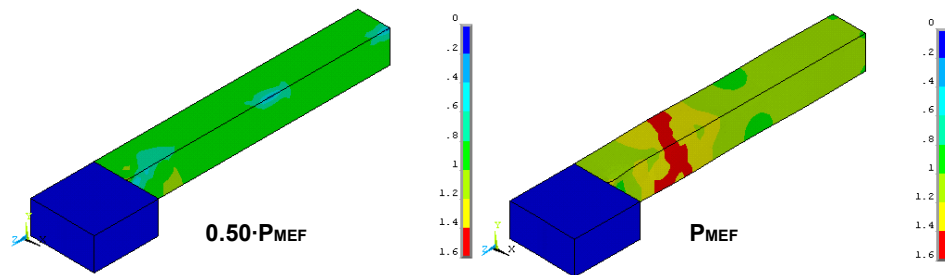


Fig. III.4. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B0

III.3. Grupo sP

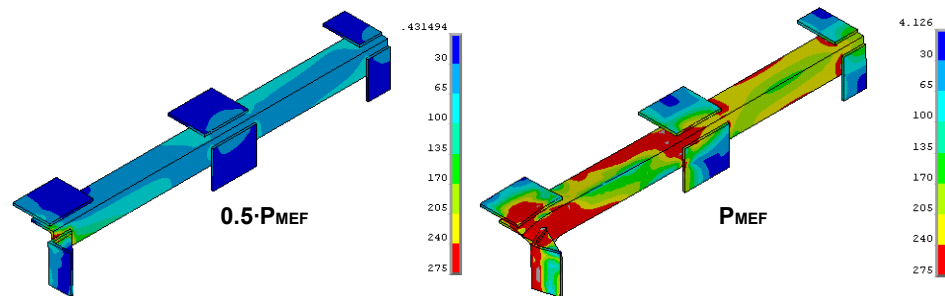


Fig. III.5. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-sP

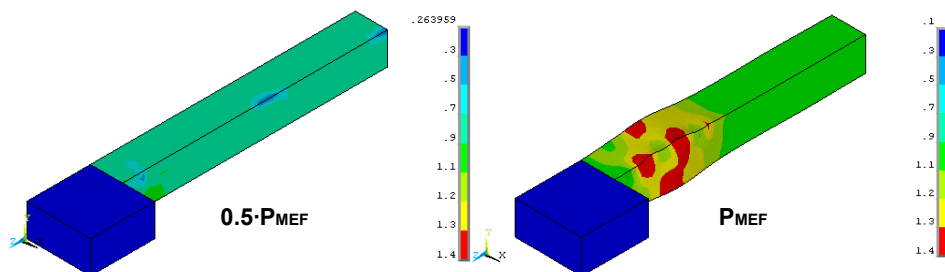


Fig. III.6. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B-sP

III.4. Grupo L

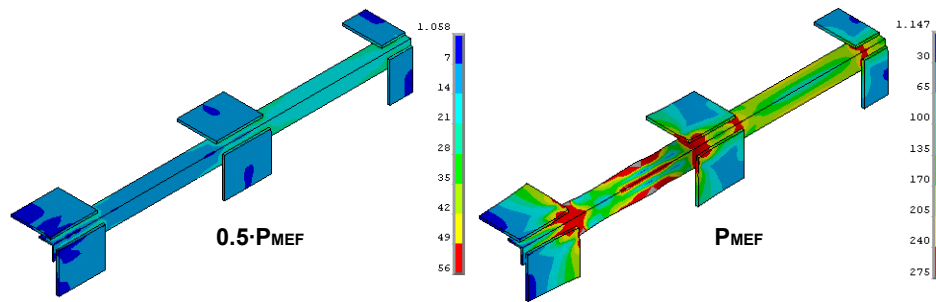


Fig. III.7. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-L50

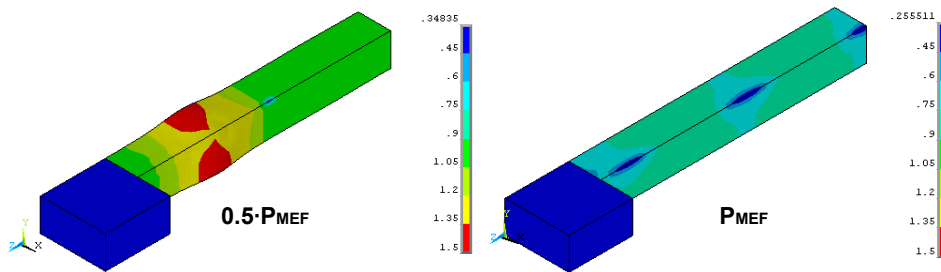


Fig. III.8. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A-L50

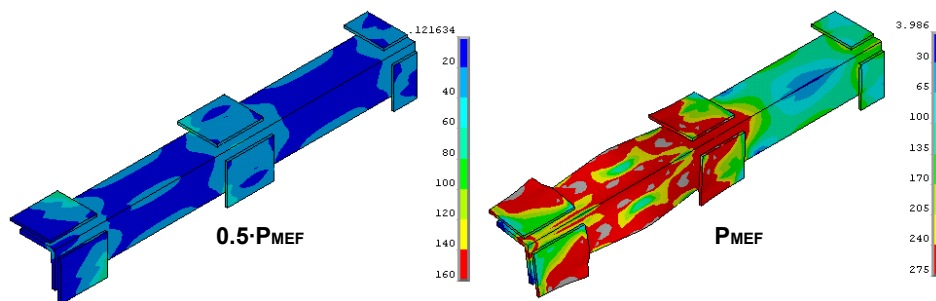


Fig. III.9. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-L120

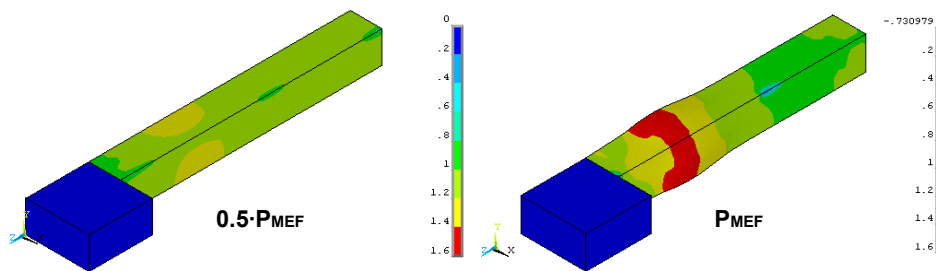


Fig. III.10. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A-L120

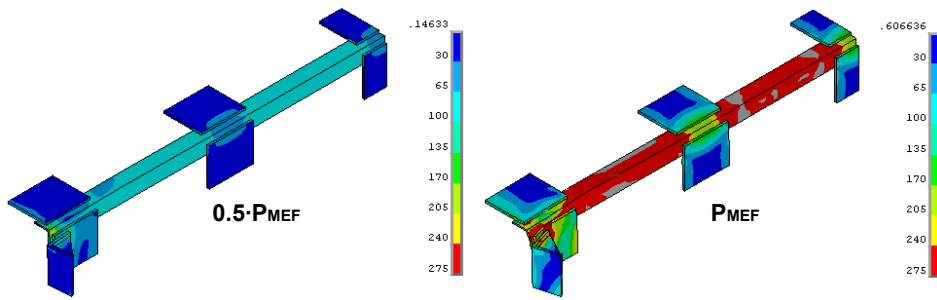


Fig. III.11. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-L50

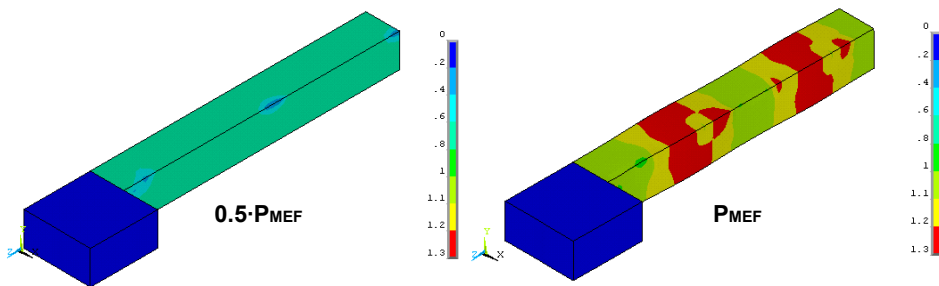


Fig. III.13. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B-L50

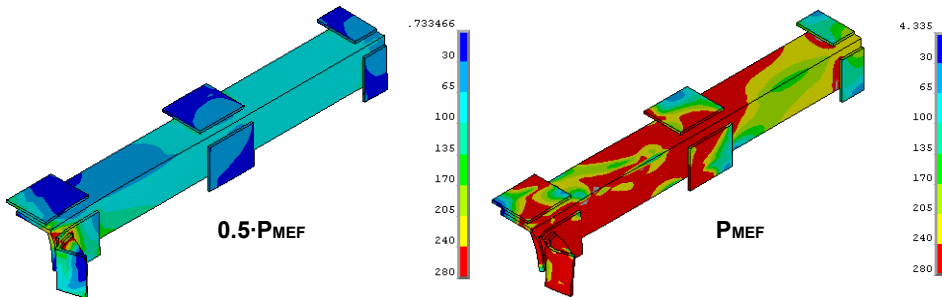


Fig. III.14. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-L120

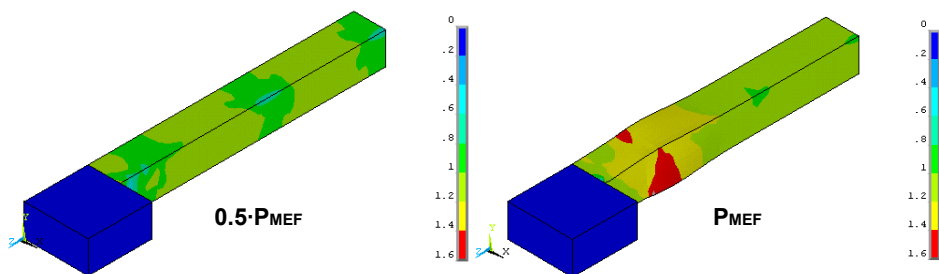


Fig. III.15. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B-L120

III.5. Grupo fy

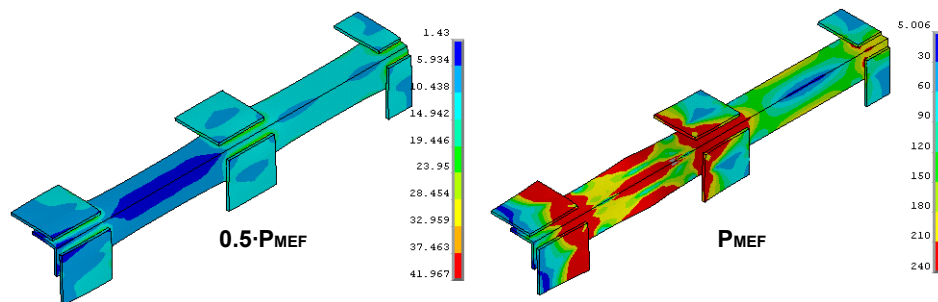


Fig. III.16. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-fy235

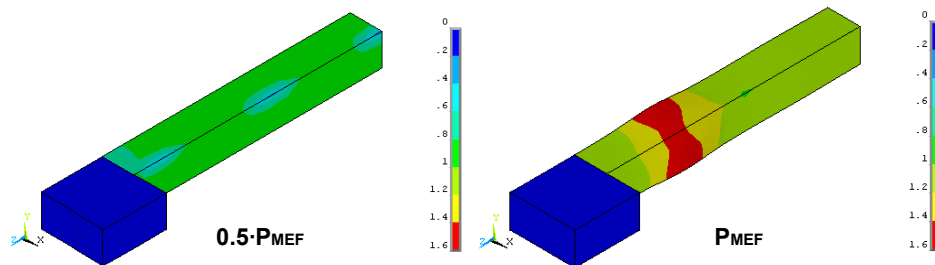


Fig. III.17. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A-fy235

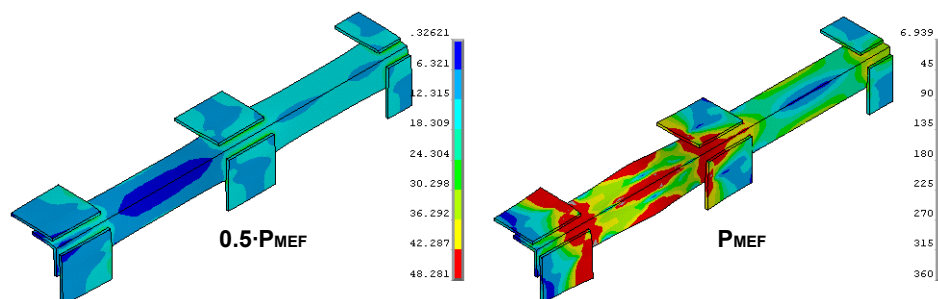


Fig. III.18. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-fy355

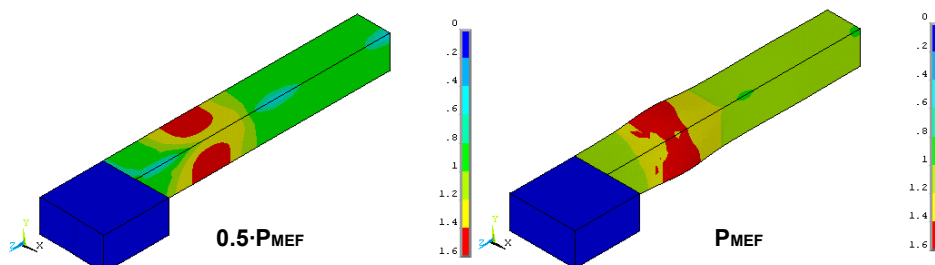


Fig. III.19. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A-fy355

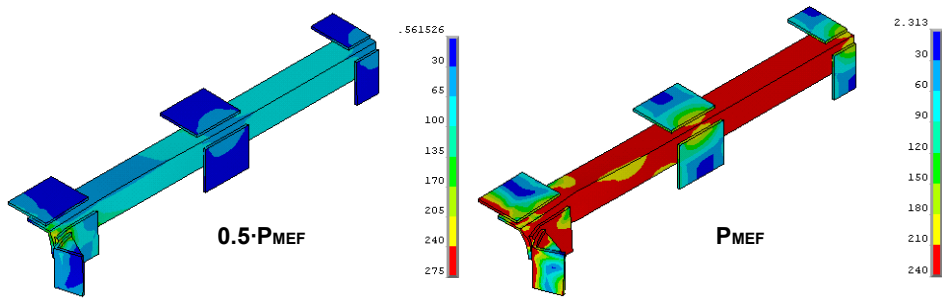


Fig. III.20. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-fy235

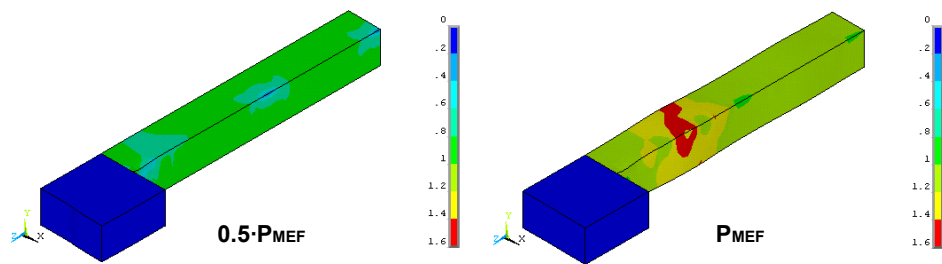


Fig. III.21. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B-fy235

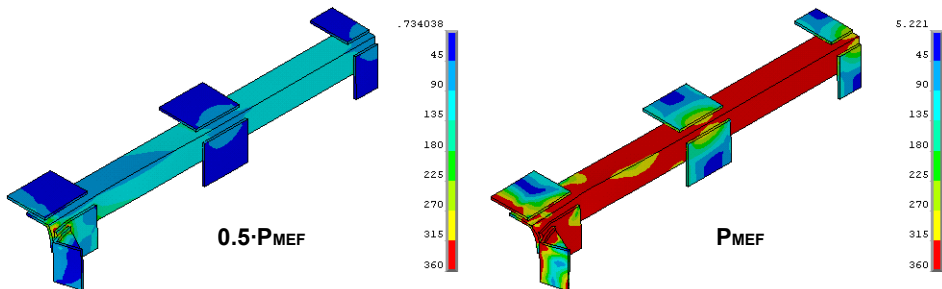


Fig. III.22. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-fy355

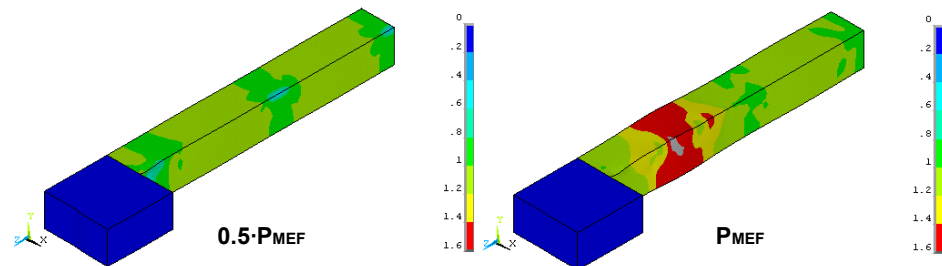


Fig. III.23. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B-fy355

III.6. Grupo fc

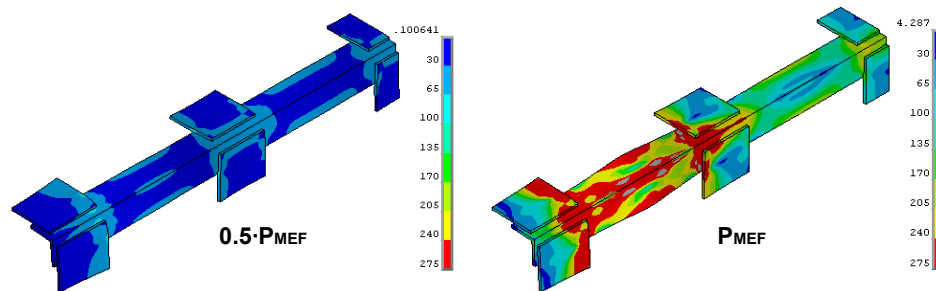


Fig. III.24. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-fc4

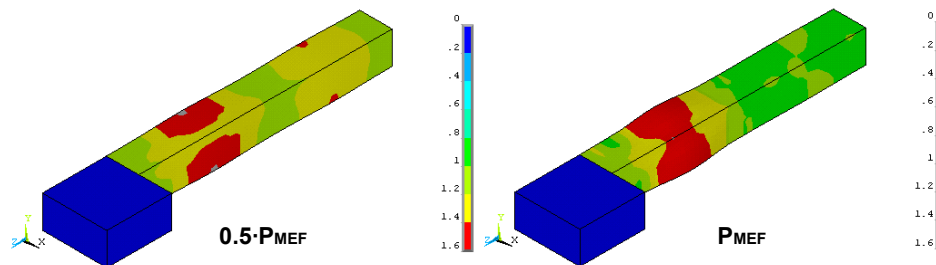


Fig. III.25. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A-fc4

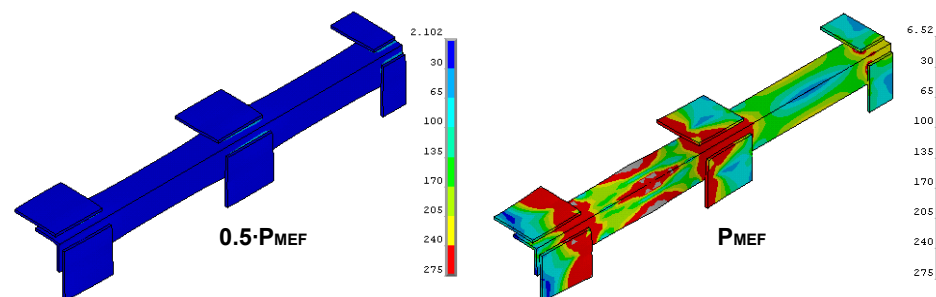


Fig. III.26. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-fc25

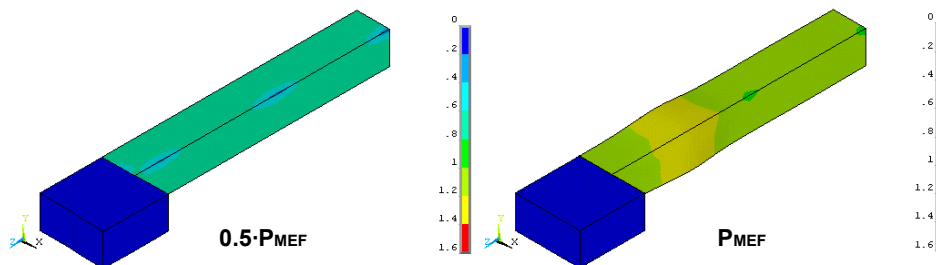


Fig. III.27. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A-fc25

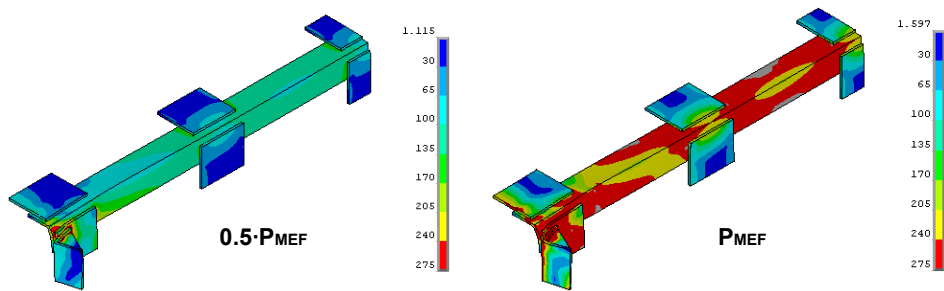


Fig. III.28. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-fc4

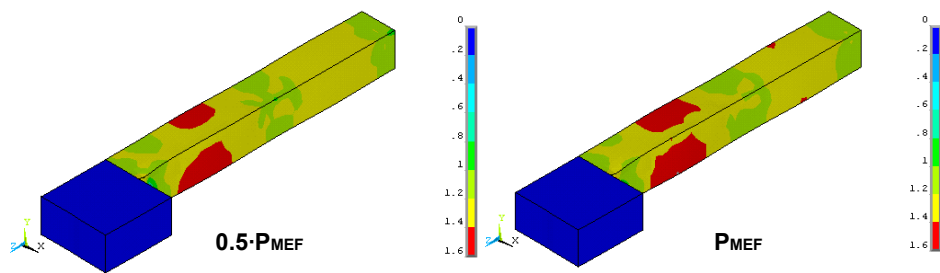


Fig. III.29. Grado de plastificación del hormigón ("stress state ratio"), para diferentes niveles de carga. Probeta B-fc4

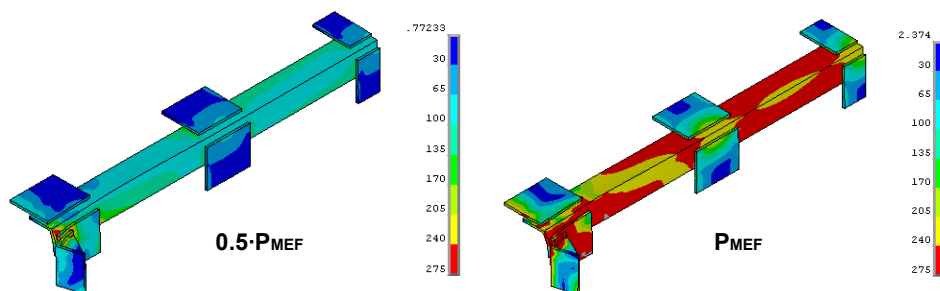


Fig. III.30. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-fc25

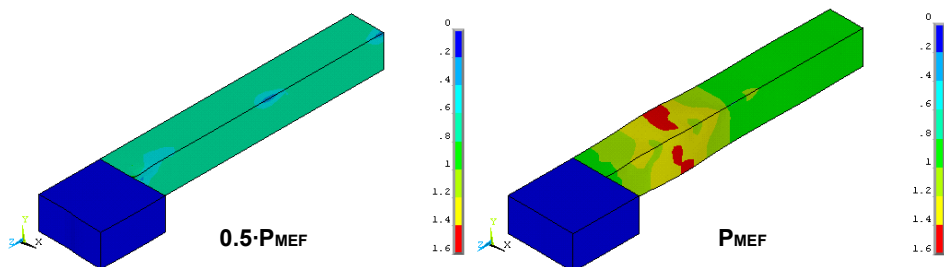


Fig. III.31. Grado de plastificación del hormigón ("stress state ratio"), para diferentes niveles de carga. Probeta B-fc25

III.7. Grupo P100

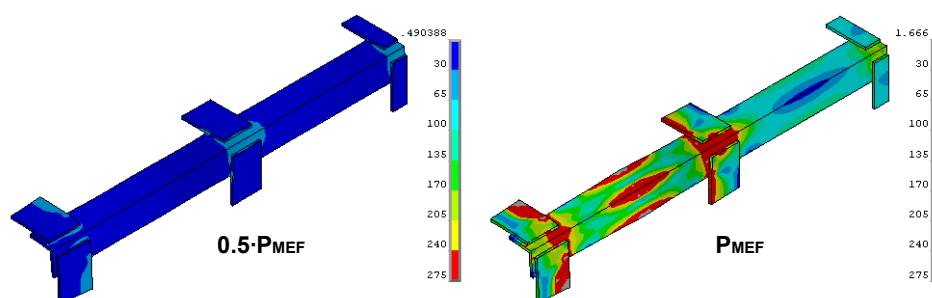


Fig. III.32. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-P100

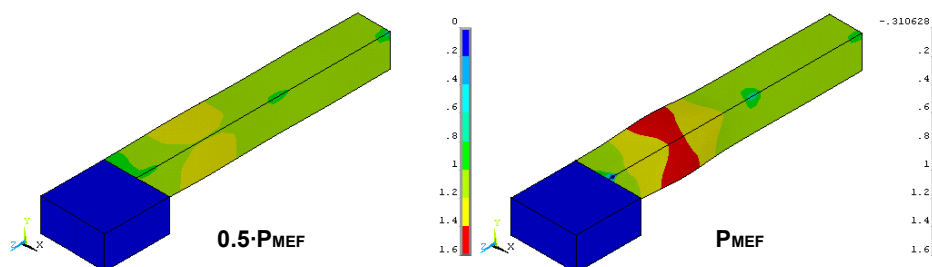


Fig. III.33. Grado de plastificación del hormigón ("stress state ratio"), para diferentes niveles de carga. Probeta A-P100

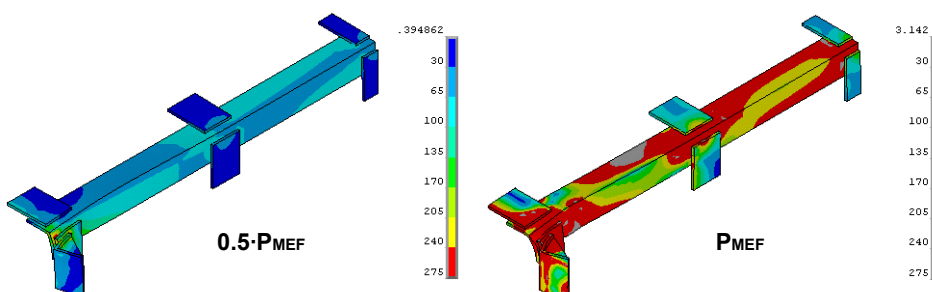


Fig. III.34. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-P100

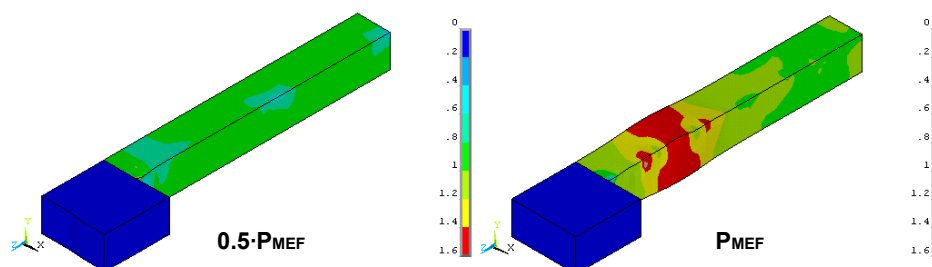


Fig. III.35. Grado de plastificación del hormigón ("stress state ratio"), para diferentes niveles de carga. Probeta B-P100

III.8. Grupo PA

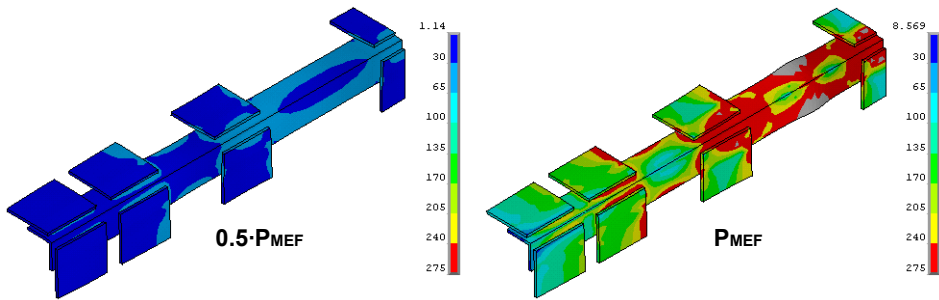


Fig. III.36. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-PA

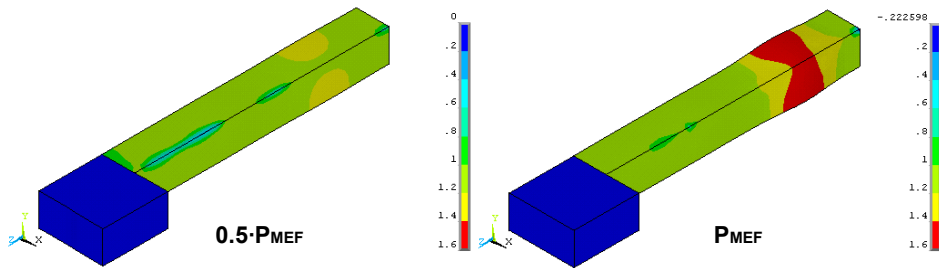


Fig. III.37. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A-PA

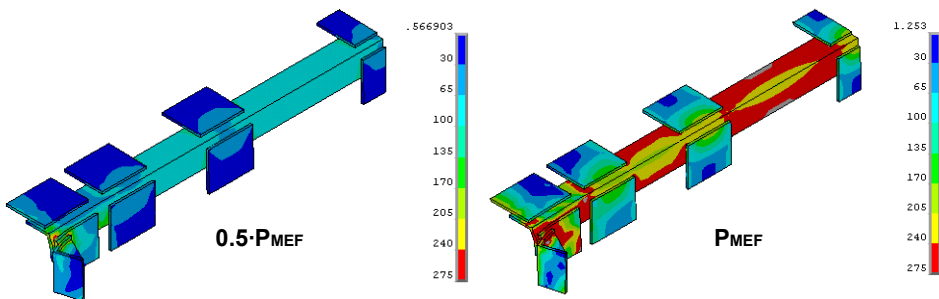


Fig. III.38. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-PA

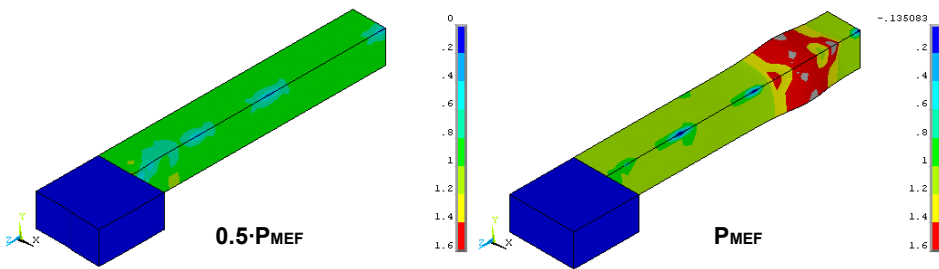


Fig. III.39. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B- PA

III.9. Grupo mu

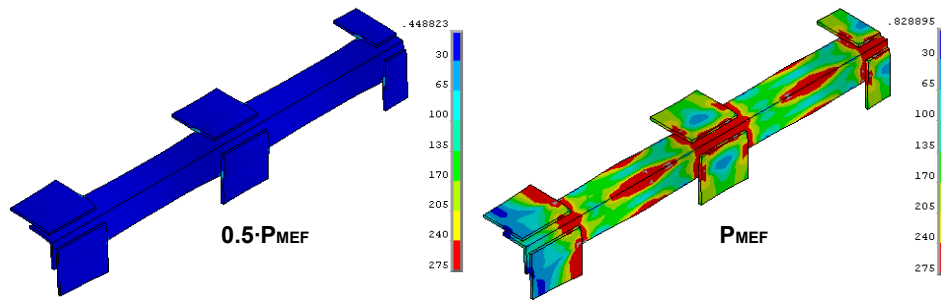


Fig. III.40. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-mu0.00

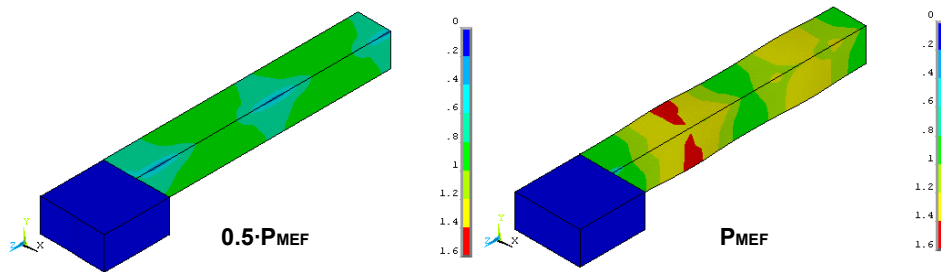


Fig. III.41. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A-mu0.00

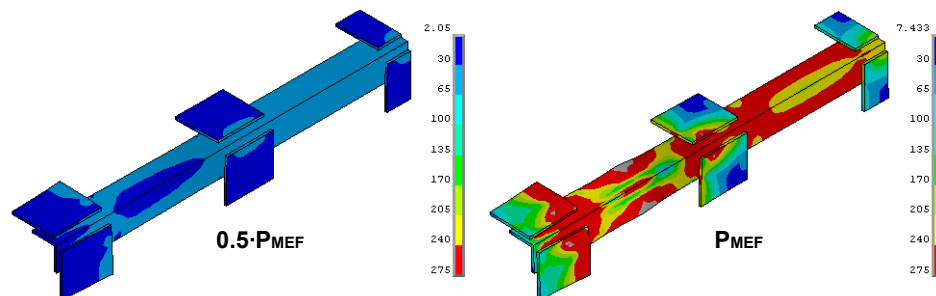


Fig. III.42. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-mu0.60

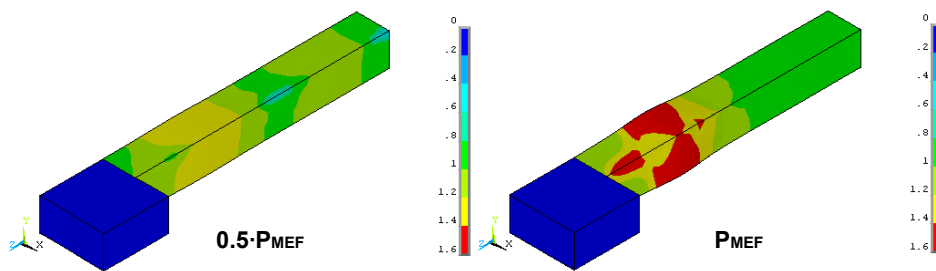


Fig. III.43. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A-mu0.60

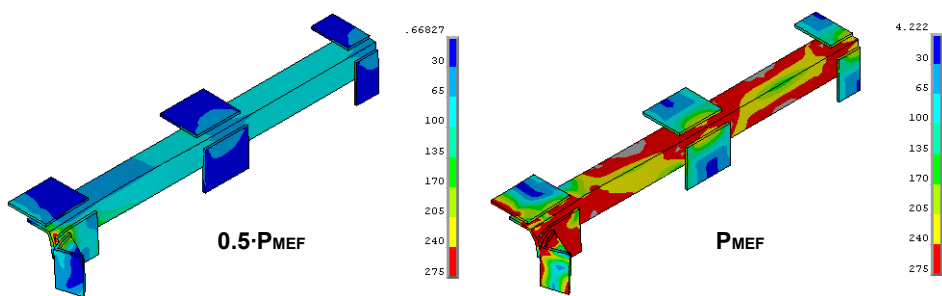


Fig. III.44. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-mu0.00

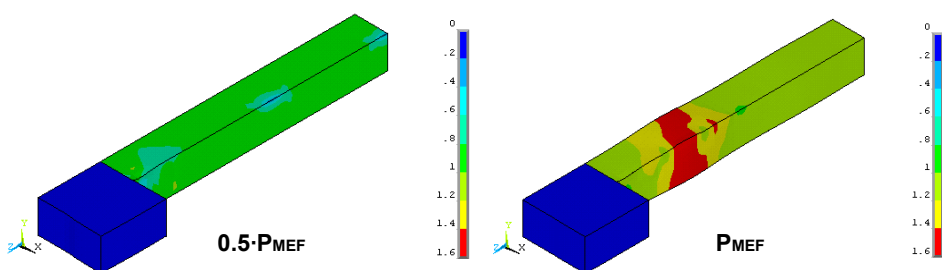


Fig. III.45. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B-mu0.00

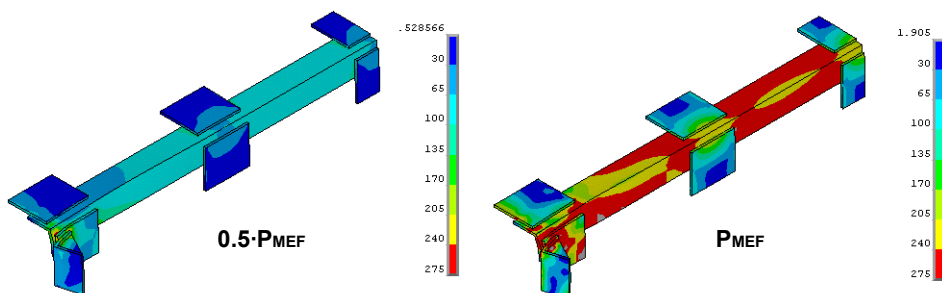


Fig. III.46. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-mu0.60

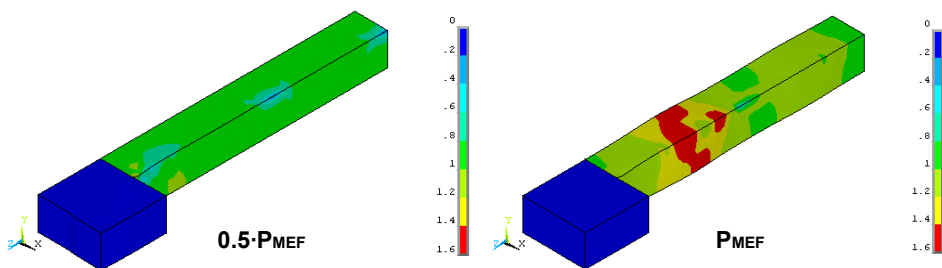


Fig. III.47. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B-mu0.60

III.10. Grupo sep

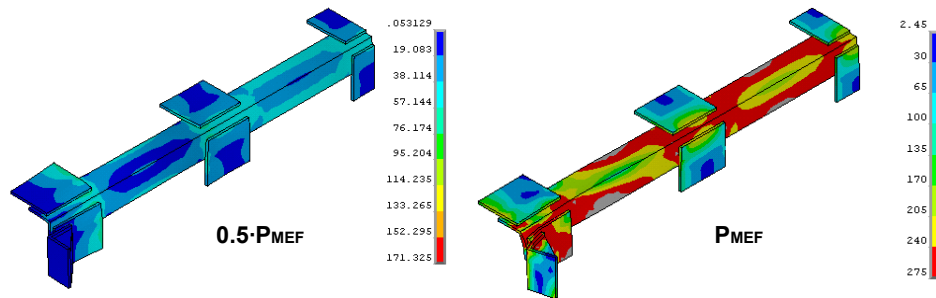


Fig. III.48. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-sep1.5

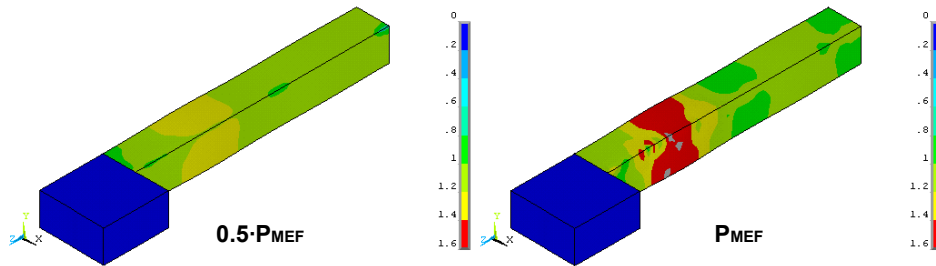


Fig. III.49. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B- sep1.5

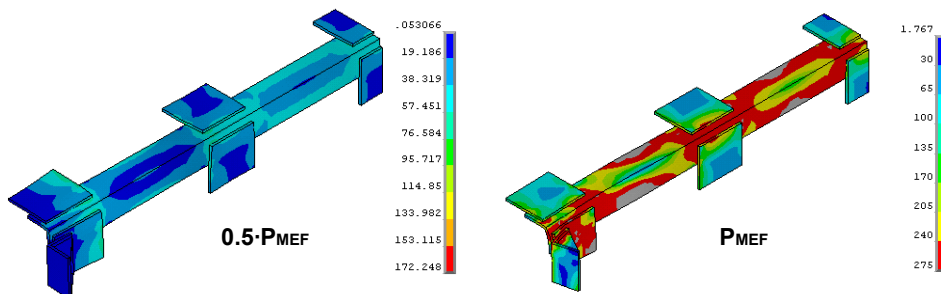


Fig. III.50. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B-sep3.0

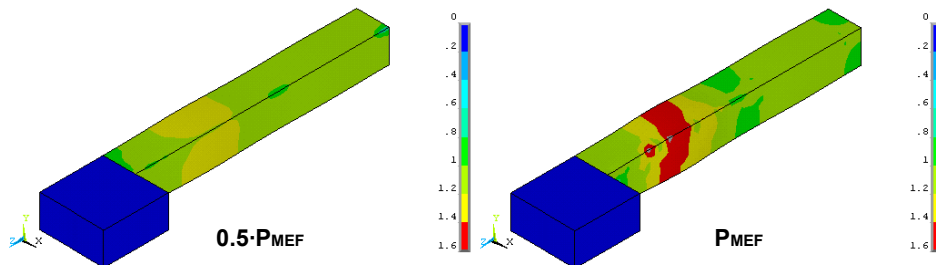


Fig. III.51. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B- sep3.0

III.11. Grupo S

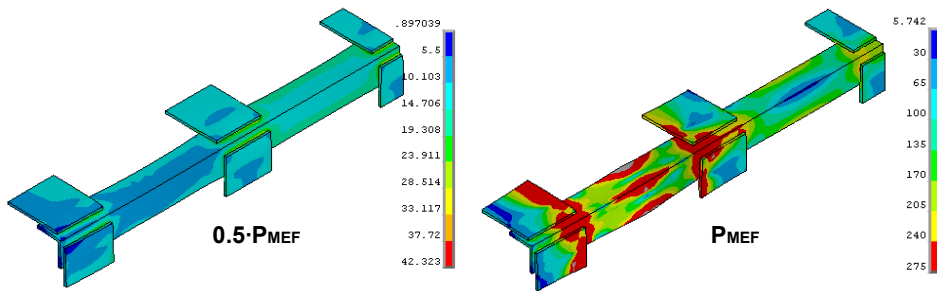


Fig. III.52. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-S25x36

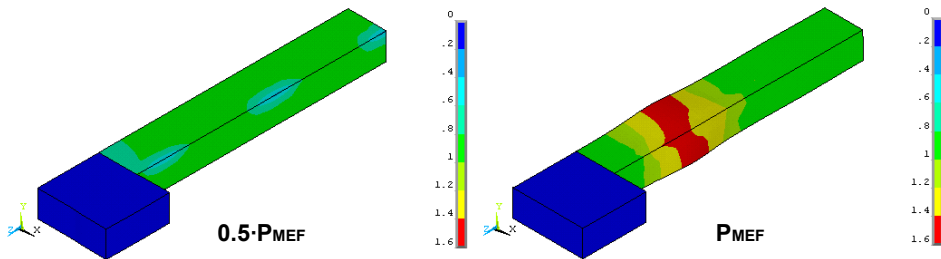


Fig. III.53. Grado de plastificación del hormigón ("stress state ratio"), para diferentes niveles de carga. Probeta A-S25x36

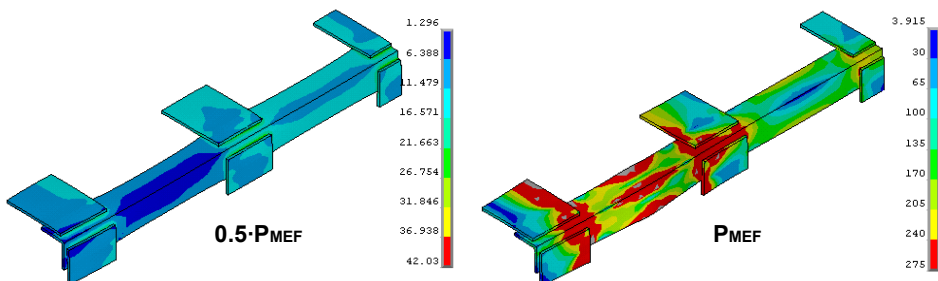


Fig. III.54. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-S22.5x40

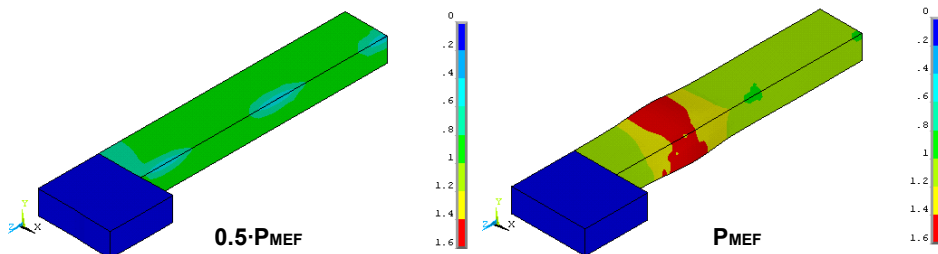


Fig. III.55. Grado de plastificación del hormigón ("stress state ratio"), para diferentes niveles de carga. Probeta A-S22.5x40

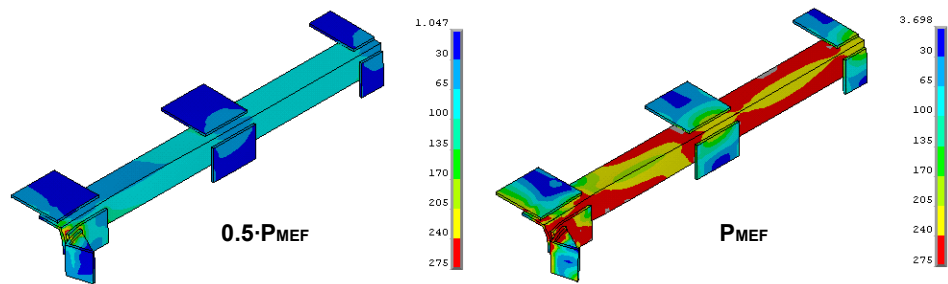


Fig. III.56. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-S25x36

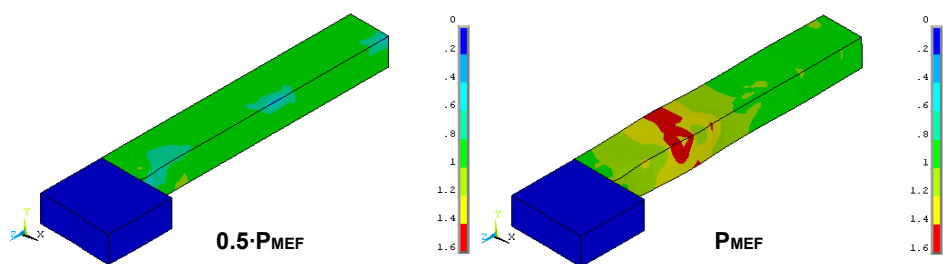


Fig. III.57. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B-S25x36

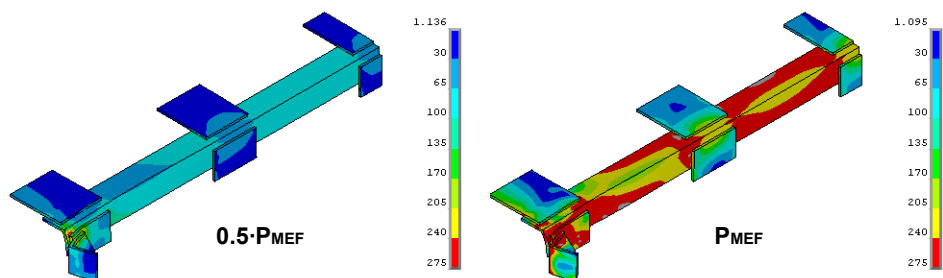


Fig. III.58. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-S22.5x40

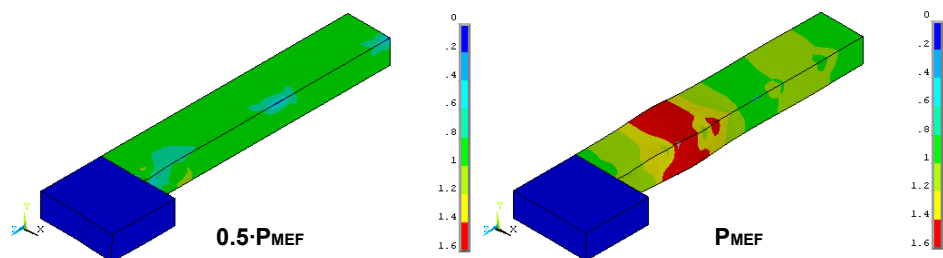


Fig. III.59. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B-S22.5x40

III.12. Grupo sC

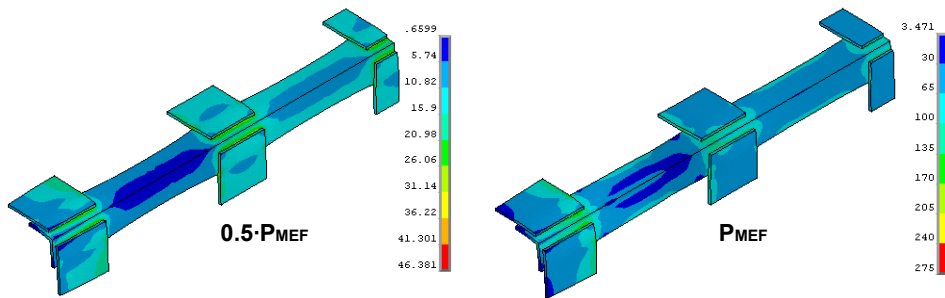


Fig. IV.60. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta A-sC

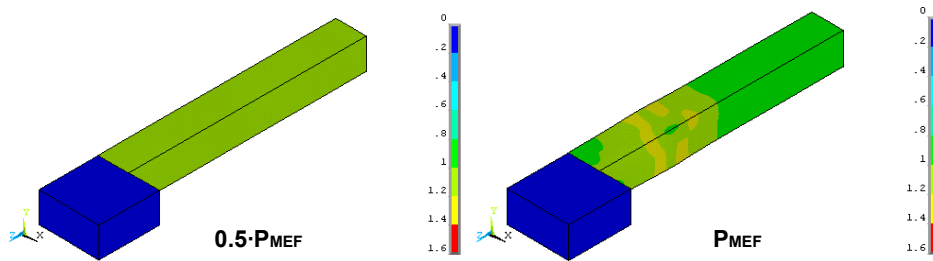


Fig. III.61. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta A-sC

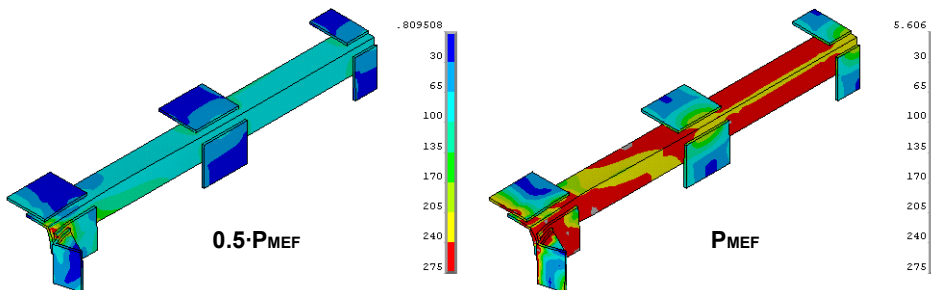


Fig. III.62. Grado de plastificación de los elementos del refuerzo (tensión de Von Mises en MPa), para diferentes niveles de carga. Probeta B-sC

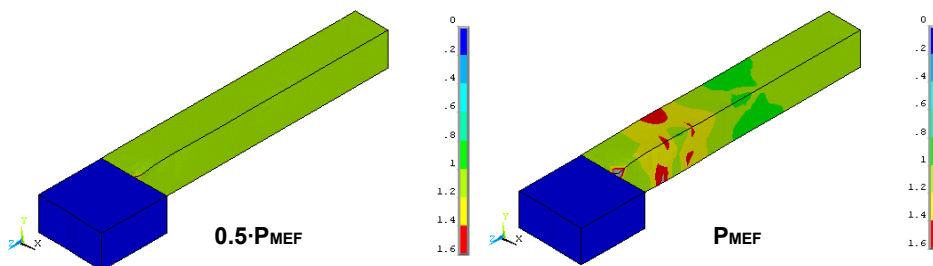


Fig. III.63. Grado de plastificación del hormigón (“stress state ratio”), para diferentes niveles de carga. Probeta B-sC

APÉNDICE IV. JUSTIFICACIÓN DEL CÁLCULO DE: P_{EC4} , P_{Reg} , P_{Cir} , P_{Gim}

IV.1. Introducción

En el Apartado 4.5 del Capítulo 4, se compara la carga última obtenida a partir de los modelos de EF (P_{MEF}), con la obtenida mediante diversas propuestas de diseño.

En el presente Apéndice se justifica la obtención de los valores de la carga última de cada una de las probetas analizadas en el Capítulo 4, según las propuestas de diseño de Eurocode No. 2 (1992), Regalado (1999), Cirtek (2001b) y Giménez (2007).

Se analiza con especial detalle la propuesta de Giménez (2007), justificando la adopción de los valores de los parámetros que intervienen en la misma. De este modo, en el Capítulo 6 se formula la propuesta de diseño para soportes sin capitel, adoptando los parámetros que se justifican en este Apéndice.

IV.2. P_{EC4} (Eurocode No. 4 1992)

Una de las propuestas de diseño que podríamos aplicar al caso de un SHARAPM, sería el que propone Eurocode No. 4 (1992) para el cálculo de soportes mixtos de acero-hormigón.

Previamente a la aplicación de esta propuesta, será necesario determinar si es de aplicación al caso de un SHARAPM. Será preciso comprobar si la contribución (δ) del acero del refuerzo, con respecto a la resistencia de la sección completa, cumple las especificaciones establecidas en Eurocode No. 4 (1992). Por otro lado, Eurocode No. 4 (1992) impone también una limitación en cuanto a la longitud de transmisión de cargas (L_e).

Antes de proceder a la determinación de P_{EC4} , deberá comprobarse, para cada una de las probetas planteadas, que efectivamente puede aplicarse esta propuesta de diseño.

IV.2.1. Aplicabilidad de Eurocode No. 4 (1992)

IV.2.1.1. Contribución δ del acero estructural

El valor de δ queda definido por la Ec. (IV.1), y representa la contribución del acero laminado

(angulares en el caso que nos afecta), con respecto a la resistencia de la sección completa.

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{ya} / \gamma_a}{N_{pl,Rd}} \quad (IV.1)$$

Siendo A_a y f_{ya} el área y el límite elástico, respectivamente, del acero estructural (angulares del refuerzo) que engloba la sección del soporte reforzada. γ_a es el coeficiente parcial de seguridad del acero estructural, y $N_{pl,Rd}$ se define como la resistencia plástica a compresión de la sección.

Para poder aplicar la propuesta de diseño de Eurocode No. 4 (1992), el valor de δ deberá estar comprendido entre 0.2 y 0.9. En la Tabla V.1 se incluye el valor δ para cada una de las probetas analizadas en el Capítulo 4. Tal y como se puede ver, en todos los casos será de aplicación la propuesta de diseño planteada, en cuanto al valor de δ se refiere.

IV.2.1.2. Longitud de transmisión (L_e)

Las cargas que le llegan al soporte, en parte son transmitidas por vigas o forjados enlazados con el mismo. Eurocode No. 4 (1992) establece que en las zonas de aplicación de cargas, como son los nudos viga-soporte y/o forjado-soporte, se debe garantizar la transmisión de cargas mediante disposiciones constructivas adecuadas.

La transmisión de cargas entre el acero y el hormigón debe producirse en una longitud relativamente corta (denomina longitud de transmisión), sin deslizamiento entre los materiales que forman el soporte mixto. Dicha longitud de transmisión (L_e) deberá ser inferior a $2 \cdot d$, siendo d la menor sección transversal del soporte.

Para el caso de los soportes analizados, d será igual a 300 mm. Por lo tanto, la transmisión de cargas entre el acero del refuerzo y el hormigón deberá efectuarse en una longitud de 600 mm.

En las Figs. IV.1 y IV.2, se representa la distribución de cargas entre el hormigón y el refuerzo, para diferentes niveles de la carga total aplicada. Estas figuras coinciden con las incluidas en el Capítulo 4 para las probetas A0 y B0.

Tal y como se puede ver, para el caso de probetas con capitel (tipo A), la transmisión de cargas entre el refuerzo y el hormigón se efectúa en una longitud superior a los 600 mm indicados con anterioridad. Por otro lado, para el caso de las probetas con capitel (tipo B), la transmisión de cargas se realiza en una longitud de apenas 100 mm.

Si observamos la Fig. IV.3, extraída también del Capítulo 4, podemos ver que en los extremos de las probetas tipo A existe un deslizamiento considerable entre el acero del refuerzo y el

hormigón, cuando la carga aplicada coincide con P_{MEF} . Éste deslizamiento es prácticamente despreciable en el caso de las probetas tipo B.

Tabla IV.1. Determinación de δ

Probeta	Área de cada uno de los elementos			Caract. materiales			$N_{pl,Rd}$ (kN)	δ
	A_L (mm ²)	A_s (mm ²)	A_c (mm ²)	f_{yR} (Mpa)	f_{ys} (Mpa)	f_c (Mpa)		
A0	4920	452.4	90000	275	400	12	1999.36	0.62
B0	4920	452.4	90000	275	400	12	1999.36	0.62
B-sP	4920		90000	275	400	12	1842.00	0.67
A-L50	1920	452.4	90000	275	400	12	1249.36	0.38
B-L50	1920	452.4	90000	275	400	12	1249.36	0.38
A-L120	11000	452.4	90000	275	400	12	3519.36	0.78
B-L120	11000	452.4	90000	275	400	12	3519.36	0.78
A-fy235	4920	452.4	90000	235	400	12	1820.45	0.58
B-fy235	4920	452.4	90000	235	400	12	1820.45	0.58
A-fy355	4920	452.4	90000	355	400	12	2357.17	0.67
B-fy355	4920	452.4	90000	355	400	12	2357.17	0.67
A-fc4	4920	452.4	90000	275	400	4	1591.36	0.77
B-fc4	4920	452.4	90000	275	400	4	1591.36	0.77
A-fc25	4920	452.4	90000	275	400	25	2662.36	0.46
B-fc25	4920	452.4	90000	275	400	25	2662.36	0.46
A-P100	4920	452.4	90000	275	400	12	1999.36	0.62
B-P100	4920	452.4	90000	275	400	12	1999.36	0.62
A-PA	4920	452.4	90000	275	400	12	1999.36	0.62
B-PA	4920	452.4	90000	275	400	12	1999.36	0.62
A-S25x36	4920	452.4	90000	275	400	12	1999.36	0.62
B-S25x36	4920	452.4	90000	275	400	12	1999.36	0.62
A-S22.5x40	4920	452.4	90000	275	400	12	1999.36	0.62
B-S22.5x40	4920	452.4	90000	275	400	12	1999.36	0.62

IV.2.1.3. Conclusiones relativas a la aplicabilidad de Eurocode No. 4 (1992) en SHARAPM

A la vista de lo comentado en los apartados anteriores, podemos concluir que la propuesta de diseño de Eurocode No. 4 (1992) no es de aplicación para el caso de SHARAPM sin capitel, debido a que la transmisión de cargas entre el refuerzo y el hormigón se realiza en una longitud mayor que L_e . Además, en los extremos del elemento se produce un deslizamiento

considerable entre el acero del refuerzo y el hormigón.

Por otro lado, esta propuesta de diseño sí podrá aplicarse en SHARAPM con capitel debido a que la transmisión de cargas entre el acero del refuerzo y el hormigón se realiza en una longitud inferior a L_e , observándose deslizamientos muy reducidos entre ambos materiales.

No obstante, la aplicabilidad de esta propuesta de diseño quedará también condicionada a que el valor de δ esté comprendido entre 0.2 y 0.9.

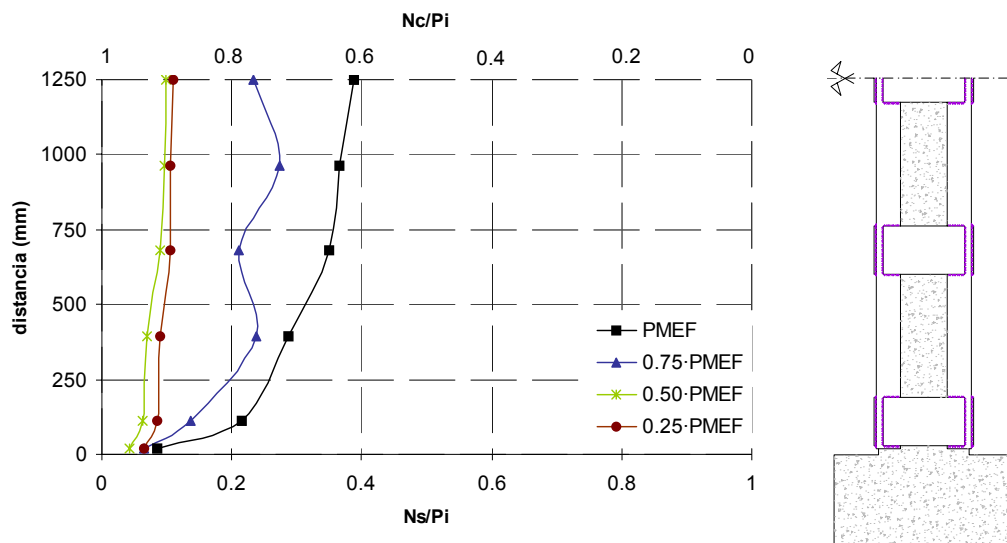


Fig. IV.1. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probeta A0. ($L_e > 2 \cdot d$)

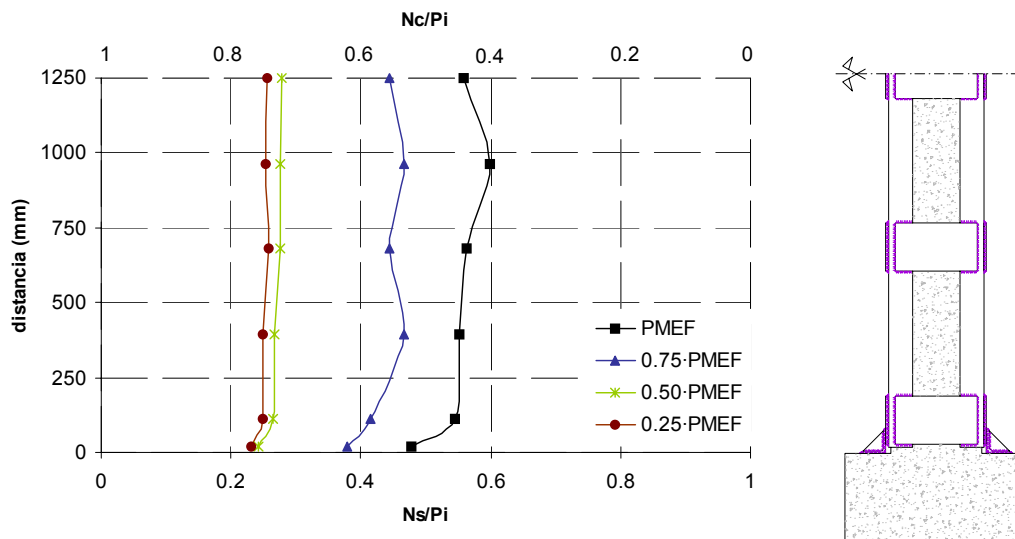


Fig. IV.2. Reparto de cargas entre el refuerzo y el hormigón. Probeta B0 ($L_e < 2 \cdot d$)

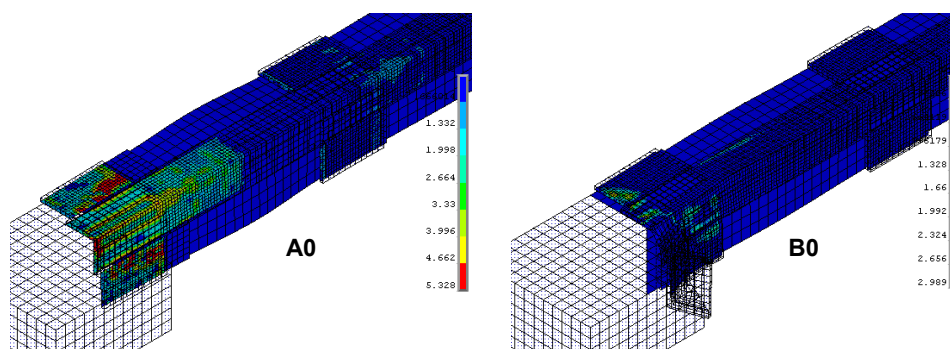


Fig. IV.3. Deslizamiento entre el mortero/hormigón y los elementos del refuerzo (mm). Desplazamiento impuesto en cabeza $d=12$ mm. Probetas A0 y B0

IV.2.2. Cálculo de P_{EC4}

La formulación que propone Eurocode No. 4 (1992) para el cálculo de la carga última de un soporte mixto de acero-hormigón, queda expresada por la Ec. (IV.2), en la cual no se han incorporado los coeficientes parciales de seguridad relativos a los materiales. Esta expresión ha sido adaptada al caso particular que nos afecta.

$$P_{EC4} = 0.85 \cdot A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys} + A_L \cdot f_{yR} \quad (IV.2)$$

siendo A_c la sección transversal del soporte, f_c la resistencia a compresión del hormigón del soporte, A_s el área total del armado del soporte, f_{ys} el límite elástico de las armaduras, A_L el área de todos los angulares que forman el refuerzo y f_{yR} el límite elástico del acero que forma los angulares.

Si consideramos que la aplicación de la fuerza de compresión en los extremos de las probetas, se efectúa en un corto espacio de tiempo hasta alcanzar la rotura de la probeta, no deberá considerarse en nuestro caso el coeficiente 0.85 que tiene en consideración el fenómeno del “cansancio” del hormigón. La expresión indicada en la Ec. (IV.2) quedará reducida a la indicada en la Ec. (IV.3).

$$P_{EC4} = A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys} + A_L \cdot f_{yR} \quad (IV.3)$$

Aunque la propuesta que se plantea no es de aplicación para el caso de SHARAPM sin capitel, a los efectos de los objetivos perseguidos en el Capítulo 4, se ha aplicado tanto para las probetas tipo A (sin capitel) como para las tipo B (sin capitel).

IV.3. P_{Reg} (Regalado 1999)

Basándose en las investigaciones de Ramírez y Bárcena (1975) y Ramírez *et al.* (1977), Regalado (1999) propone un valor para la carga última (P_{Reg}) de un SHARAPM

determinado, a partir de la Ec. (IV.4).

$$P_{Reg} = 0.6 \cdot (0.85 \cdot A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{ys} + A_L \cdot f_{yR}) \quad (IV.4)$$

Regalado (1999) no impone ningún tipo de restricción para la aplicación de la formulación que propone. Además, tampoco plantea ningún tipo de distinción con respecto a la disposición o no de capiteles en los extremos del refuerzo.

Cada uno de los ensayos realizados en laboratorio, se efectuaba en un corto espacio de tiempo. A su vez, en el cálculo de los modelos de EF, no se tenía en consideración la variable “tiempo”, por lo que, al igual que se ha hecho en el Apartado IV.2.2, no se considera el factor 0.85, que tiene en cuenta el fenómeno del “cansancio” del hormigón. Por lo tanto, la Ec. (IV.4) quedará reducida a la Ec. (IV.5), que será la que se aplicará para determinar P_{Reg} .

$$P_{Reg} = 0.6 \cdot (A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_{yA} + A_L \cdot f_{yR}) \quad (IV.5)$$

IV.4. P_{Cir} (Cirtek 2001b)

La propuesta de cálculo de Cirtek (2001b) es aplicable sobre SHARAPM sin capitel en los extremos del refuerzo (probetas tipo A). Dicha propuesta queda resumida en la Ec. (IV.6).

$$P_{Cir} = F_c + F_{an} + F_s \quad (IV.6)$$

Siendo P_{Cir} la carga última del soporte reforzado y:

$$F_c = 0.85 \cdot \Phi_c \cdot A_c \cdot f_c \quad (IV.7)$$

$$F_s = A_s \cdot f_{ys} \quad (IV.8)$$

$$F_{an} = 4 \cdot \sigma_{an} \cdot A_{an} \quad (IV.9)$$

donde A_c y f_c representan la sección transversal del soporte de hormigón y la resistencia a compresión del mismo, A_s y f_{ys} el área de las armaduras del soporte y su límite elástico, σ_{an} la tensión del angular del refuerzo en el momento de la rotura del SHARAPM y A_{an} el área de cada angular. A efectos de los cálculos que aquí se incluyen, no se considerará el factor 0.85 integrado en la Ec. IV.7, por el mismo motivo indicado en los apartados anteriores.

En el parámetro Φ_c se incluyen diversos factores que intervienen en el comportamiento del SHARAPM, según la formulación indicada en la Ec. (IV.10).

$$\Phi_c = \Phi_{ar} \cdot \Psi_{Ar} \cdot \Psi_{an} \cdot \Psi_c \cdot \Psi_{ab} \cdot \Psi_{ag} \cdot \Psi_N \quad (IV.10)$$

Los diferentes parámetros incluidos en Ec. (IV.10), tienen en cuenta:

- Separación entre presillas (Φ_{ar})
- Sección transversal de las presillas (Ψ_{Ar})
- Dimensión de los angulares (Ψ_{an})
- Calidad del hormigón (Ψ_c)
- Forma de la sección transversal (Ψ_{ab})
- Tamaño máximo del árido en el hormigón del soporte (Ψ_{ag})
- Historial de cargas del soporte (Ψ_N)

En la Tabla IV.2 se incluye el valor de cada uno de los parámetros, que permiten determinar la carga última de cada uno de los SHARAPM analizados en el Capítulo 4.

Tabla IV.2. Obtención de P_{Cir} y parámetros que intervienen en la propuesta de cálculo de Cirtek (2001b)

Probeta	Φ_{ar}	Ψ_{Ar}	Ψ_{an}	Ψ_c	Ψ_{ab}	Ψ_{ag}	Ψ_N	Φ_c	σ_{an} (Mpa)	A_{an} (mm ²)	F_c (kN)	F_{an} (kN)	F_s (kN)	P_{Cir} (kN)
A0	1.21	1.03	1.02	1.03	1.00	0.92	1.00	1.20	-24.30	1230	1299.7	119.4	181.0	1600.0
A-L50	1.21	1.03	0.97	1.03	1.00	0.92	1.00	1.14	-2.50	480	1231.3	4.8	181.0	1417.1
A-L120	1.21	1.03	1.03	1.03	1.00	0.92	1.00	1.21	-28.10	2750	1311.6	308.6	181.0	1801.2
A-fy235	1.21	1.03	1.02	1.03	1.00	0.92	1.00	1.20	-24.30	1230	1299.7	119.4	181.0	1600.0
A-fy355	1.21	1.03	1.02	1.03	1.00	0.92	1.00	1.20	-24.30	1230	1299.7	119.4	181.0	1600.0
A-fc4	1.21	1.03	1.02	1.2	1.00	0.92	1.00	1.40	-92.80	1230	505.	456.4	181.0	1142.3
A-fc25	1.21	1.03	1.02	.88	1.00	0.92	1.00	1.04	33.30	1230	2330.6	163.9	181.0	2675.1
A-P100	1.21	1.03	1.02	1.03	1.00	0.92	1.00	1.20	-24.30	1230	1299.7	119.4	181.0	1600.0
A-PA	1.48	1.03	1.02	1.03	1.00	0.92	1.00	1.47	-116.50	1230	1589.7	573.3	181.0	2344.0

IV.5. P_{Gim} (Giménez 2007)

En el Capítulo 2 se ha descrito, de manera detallada, las bases que forman la propuesta de diseño de Giménez (2007). Según dicha propuesta, el valor de la carga última de un SHARAPAM depende fundamentalmente de 4 parámetros:

- μ : coeficiente de rozamiento entre el hormigón/mortero y el acero.
- k_l : coeficiente de confinamiento efectivo.
- k_s : coeficiente de forma, que tiene en cuenta el área de hormigón realmente confinada, dentro de una sección transversal del soporte.
- k_g : coeficiente que tiene en cuenta la separación entre presillas, y por lo tanto la

reducción de la presión de confinamiento conforme nos alejamos de ellas.

IV.5.1. Rango de variación de los parámetros que intervienen en la propuesta de diseño de Giménez (2007)

Según Baltay y Gjelsvik (1990), el parámetro μ varía entre 0.20 y 0.60, mientras que los parámetros que intervienen en el incremento de resistencia del hormigón debido al confinamiento (k_l , k_s , k_g), se pueden integrar en un parámetro K , del siguiente modo:

$$K = k_l \cdot k_s \cdot k_g \quad (\text{IV.11})$$

El parámetro k_l varía entre los valores 5.3 (Candappa 2001) y 2 (Lam y Teng 2001), dependiendo del grado de confinamiento al que se encuentra sometido el hormigón.

Regalado (1999) propone un valor de $k_s=0.5$, ligeramente superior al que se viene empleando habitualmente para considerar la eficacia del confinamiento debido a la presencia de estribos en soportes de HA.

Para el parámetro k_g , existe una propuesta incluida en Calavera (1999), para el caso particular del confinamiento originado por la presencia de estribos. Mediante este parámetro se tiene en consideración la reducción de la presión de confinamiento, conforme nos alejamos de los estribos. Una imagen representativa de este efecto puede verse con más detalle en la Fig. IV.4.

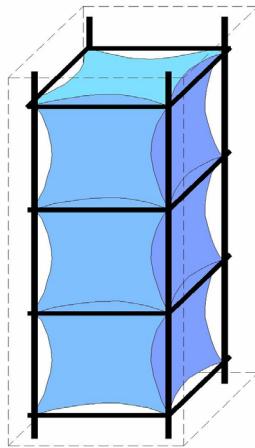


Fig. IV.4. Reducción de la presión de confinamiento conforme nos alejamos de los estribos

Para estimar el rango de variación de k_g , vamos a considerar el caso particular de la probeta A-P100 estudiada en el Capítulo 4. Se adopta dicha probeta debido a que se trata del refuerzo analizado con menor dimensión de presillas, y por lo tanto, con mayor separación entre ellas. De este modo, se estará analizando el caso más desfavorable de entre los estudiados en el Capítulo 4.

Para el caso de la probeta A-P100, el parámetro k_g obtenido según la formulación incluida en Calavera (1999), tendrá un valor $k_g = 1 - \frac{s_t}{2 \cdot a} = 1 - \frac{485}{2 \cdot 300} = 0.19$.

Si analizamos la evolución de la presión de confinamiento (f_i) a lo largo de una de las esquinas de la probeta A-P100, obtendremos la gráfica incluida en la Fig. IV.5. Como se desprende de esta Fig., conforme nos alejamos de las presillas, f_i disminuye.

A partir de la Fig. IV.5 es posible determinar k_g . Para ello, integramos la distribución de f_i en el rango indicado en dicha figura, obteniendo un valor medio de la presión de confinamiento de 14.2 MPa. Si este valor medio lo relacionamos con el valor mínimo de f_i en dicho tramo, obtendremos un valor $k_g = 0.88$.

Tal y como se puede ver, el valor k_g para el caso de un SHARAPM, es considerablemente superior al obtenido a partir de la propuesta existente para el caso del confinamiento debido a la presencia de estribos dentro de un soporte de HA. La explicación a este fenómeno radica en que en el caso de un SHARAPM, tanto los angulares como las presillas contribuyen a confinar el hormigón del soporte.

Podemos afirmar que k_g será variable entre 0.8 (caso más conservador) y 1.0 (en aquellos casos en que las presillas queden muy juntas).

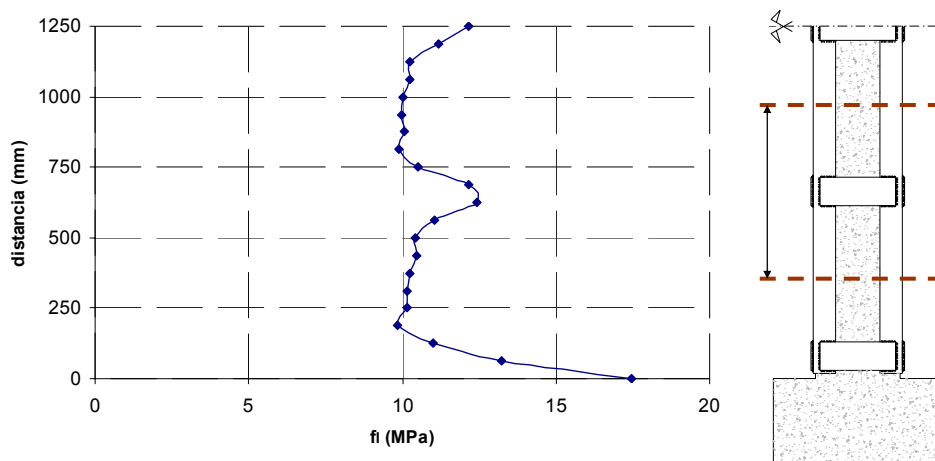


Fig. IV.5. Evolución de f_i a lo largo de las esquinas de un SHARAPM

IV.5.2. Justificación de los parámetros adoptados

Con el objeto de adoptar los parámetros que mejor reproducen el comportamiento de un SHARAPM, a continuación se realiza un estudio estadístico en el que se analiza la bondad de cada combinación de parámetros.

El rango de variación del parámetro K puede considerarse variable entre:

- Valor mínimo: $K = k_1 \cdot k_s \cdot k_g = 2 \times 0.5 \times 0.8 = 0.8$
- Valor máximo: $K = k_1 \cdot k_s \cdot k_g = 5.3 \times 0.5 \times 1 = 2.65$

Por otro lado, μ varía entre 0.20 y 0.60, por lo que a efectos del estudio estadístico que se plantea, vamos a estudiar las relaciones μ - K que se indican a continuación:

- a) $\mu = 0.20$, con valores de K iguales a 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 y 3.0.
- b) $\mu = 0.40$, con valores de K iguales a 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 y 3.0.
- c) $\mu = 0.60$, con valores de K iguales a 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 y 3.0.

A partir de los parámetros indicados, se obtiene la carga última (P_{Gim}) de cada uno de los SHARAPM estudiados en el Capítulo 4. Los valores de P_{Gim} obtenidos, quedan resumidos en las Tablas IV.3 a IV.5.

Tal y como se desprende de dichas Tablas, el ratio P_{MEF}/P_{Gim} más cercano a la unidad, con unos valores de la desviación típica menores, se corresponden con $K=2.0$ y $K=2.5$. Si observamos las gráficas incluidas en las Figs. IV.6 a IV.8, vemos que el mejor ajuste para la relación de puntos P_{MEF} - P_{Gim} que se representan, se obtiene para $\mu = 0.60$ y $K=2.0$. Por lo tanto, éstos serán los parámetros que se proponen para la aplicación de la propuesta de diseño de Giménez (2007).

Tabla IV.3. P_{Gim} y P_{MEF}/P_{Gim} , siendo $\mu=0.20$

Probeta	P_{MEF} (kN)	P_{Gim} (kN)					P_{MEF}/P_{Gim}				
		$K=1.0$	$K=1.5$	$K=2.0$	$K=2.5$	$K=3.0$	$K=1.0$	$K=1.5$	$K=2.0$	$K=2.5$	$K=3.0$
A0	2185.70	1640.7	1811.3	1981.9	2152.5	2323.1	1.33	1.21	1.10	1.02	0.94
A-L50	1780.80	1382.6	1424.3	1465.9	1507.5	1549.1	1.29	1.25	1.21	1.18	1.15
A-L120	2941.8	2063.1	2444.9	2826.8	3208.6	3590.4	1.43	1.20	1.04	0.92	0.82
A-fy235	2109.80	1599.0	1748.9	1898.7	2048.5	2198.3	1.32	1.21	1.11	1.03	0.96
A-fy355	2349.40	1715.6	1923.6	2131.7	2339.8	2547.8	1.37	1.22	1.10	1.00	0.92
A-fc4	1312.80	906.4	1078.4	1250.5	1422.6	1594.6	1.45	1.22	1.05	0.92	0.82
A-fc25	3494.40	2832.2	3001.9	3163.4	3331.1	3498.8	1.23	1.16	1.10	1.05	1.00
A-P100	1889.60	1526.0	1646.5	1767.1	1887.7	2008.2	1.24	1.15	1.07	1.00	0.94
A-PA	2788.20	1749.7	1928.2	2097.8	2274.1	2450.0	1.59	1.45	1.33	1.23	1.14
Media							1.36	1.23	1.12	1.04	0.97
Desviación típica							0.115	0.087	0.092	0.104	0.117

Tabla IV.4. P_{Gim} y P_{MEF}/P_{Gim} , siendo $\mu=0.40$

Probeta	P_{MEF} (kN)	P_{Gim} (kN)					P_{MEF}/P_{Gim}				
		$K=1.0$	$K=1.5$	$K=2.0$	$K=2.5$	$K=3.0$	$K=1.0$	$K=1.5$	$K=2.0$	$K=2.5$	$K=3.0$
A0	2185.7	1686.4	1860.1	2025.2	2196.7	2368.2	1.30	1.18	1.08	0.99	0.92
A-L50	1780.8	1416.3	1454.9	1493.6	1532.0	1570.6	1.26	1.22	1.19	1.16	1.13
A-L120	2941.8	2126.0	2519.5	2913.0	3306.5	3699.9	1.38	1.17	1.01	0.89	0.80
A-fy235	2109.8	1639.2	1789.5	1939.4	2089.5	2239.6	1.29	1.18	1.09	1.01	0.94
A-fy355	2349.4	1759.3	1969.5	2162.4	2368.3	2574.1	1.34	1.19	1.09	0.99	0.91
A-fc4	1312.8	942.0	1121.0	1290.9	1467.6	1644.1	1.39	1.17	1.02	0.89	0.80
A-fc25	3494.4	2887.1	3052.7	3218.2	3383.8	3549.4	1.21	1.14	1.09	1.03	0.98
A-P100	1889.6	1554.9	1677.8	1794.6	1915.0	2037.3	1.22	1.13	1.05	0.99	0.93
A-PA	2788.2	1903.0	2056.3	2228.7	2401.4	2573.3	1.47	1.36	1.25	1.16	1.08
Media							1.32	1.19	1.10	1.01	0.94
Desviación típica							0.086	0.067	0.079	0.097	0.113

Tabla IV.5. P_{Gim} y P_{MEF}/P_{Gim} , siendo $\mu=0.60$

Probeta	P_{MEF} (kN)	P_{Gim} (kN)					P_{MEF}/P_{Gim}				
		$K=1.0$	$K=1.5$	$K=2.0$	$K=2.5$	$K=3.0$	$K=1.0$	$K=1.5$	$K=2.0$	$K=2.5$	$K=3.0$
A0	2185.7	1737.8	1916.7	2086.9	2263.6	2440.4	1.26	1.14	1.05	0.97	0.90
A-L50	1780.8	1459.5	1499.2	1538.9	1578.7	1618.5	1.22	1.19	1.16	1.13	1.10
A-L120	2941.8	2191.1	2596.3	3001.8	3407.3	3812.8	1.34	1.13	0.98	0.86	0.77
A-fy235	2109.8	1689.3	1843.8	1998.6	2153.2	2307.8	1.25	1.14	1.06	0.98	0.91
A-fy355	2349.4	1812.9	2029.5	2228.4	2440.5	2652.5	1.30	1.16	1.05	0.96	0.89
A-fc4	1312.8	978.8	1164.6	1341.6	1525.2	1708.6	1.34	1.13	0.98	0.86	0.77
A-fc25	3494.4	2960.3	3130.0	3299.8	3469.6	3638.6	1.18	1.12	1.06	1.01	0.96
A-P100	1889.6	1584.4	1709.5	1828.7	1952.3	2075.9	1.19	1.11	1.03	0.97	0.91
A-PA	2788.2	2058.6	2190.3	2354.5	2462.3	2613.6	1.35	1.27	1.18	1.13	1.07
Media							1.27	1.15	1.06	0.99	0.92
Desviación típica							0.066	0.051	0.070	0.096	0.113

La elección de los parámetros K y μ queda confirmada al obtener P_{Gim} para las probetas ensayadas en laboratorio por Giménez (2007), que ya fueron descritas en el Capítulo 3. En la Tabla IV.6 se reflejan los valores P_{Gim} y P_{MEF}/P_{Gim} para dichas probetas, donde se deja de manifiesto la bondad de parámetros adoptados.

Tabla IV.6. P_{Gim} y P_{Exp}/P_{Gim} para las probetas ensayadas en laboratorio por Giménez (2007). $K=2.0$; $\mu=0.60$

Probeta	P_{Exp} (kN)	P_{Gim} (kN)	P_{Exp}/P_{Gim}
ADb	1954.8	1786.7	1.09
AC	2324.1	2166.1	1.07
PAD	2451.9	2281.0	1.07
PAC	2139.8	2281.0	0.95
Media			1.05
Desviación típica			0.072

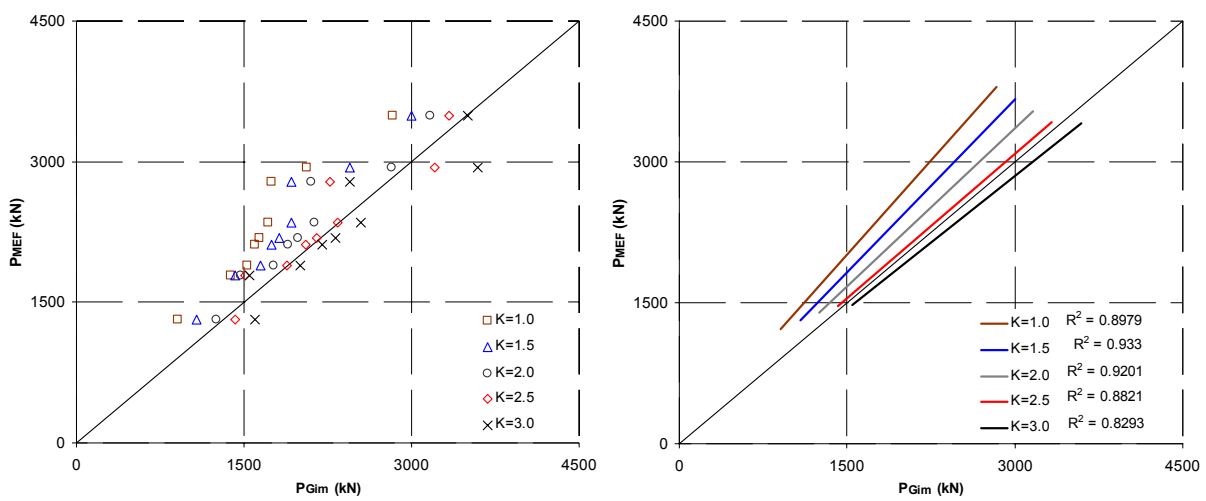


Fig. IV.6. P_{MEF} versus P_{Gim} . Ajuste lineal de los valores $P_{MEF}-P_{Gim}$ y coeficiente de correlación de cada ajuste. $\mu=0.20$

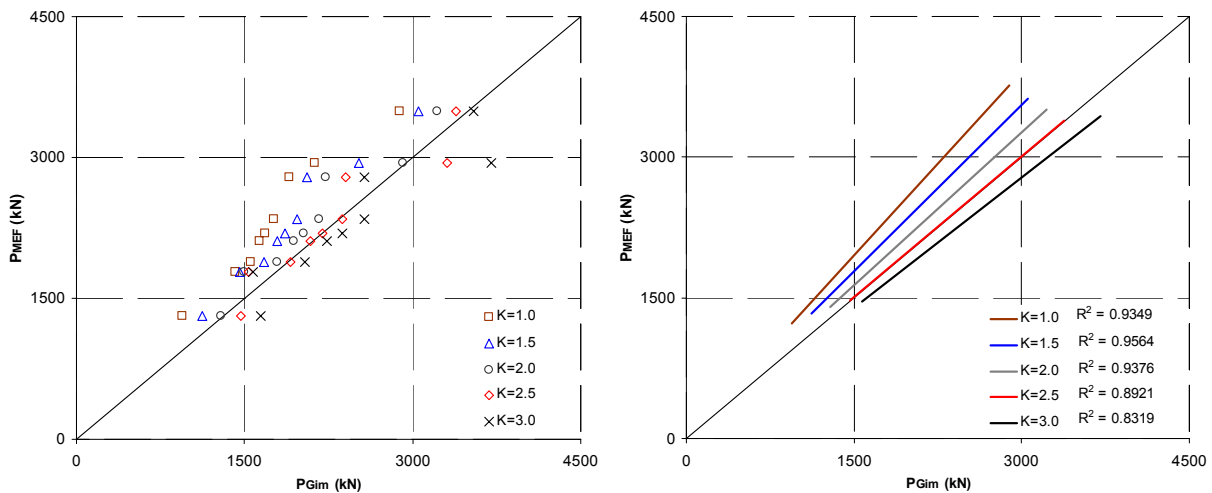


Fig. IV.7. P_{MEF} versus P_{Gim} . Ajuste lineal de los valores $P_{MEF}-P_{Gim}$ y coeficiente de correlación de cada ajuste. $\mu=0.40$

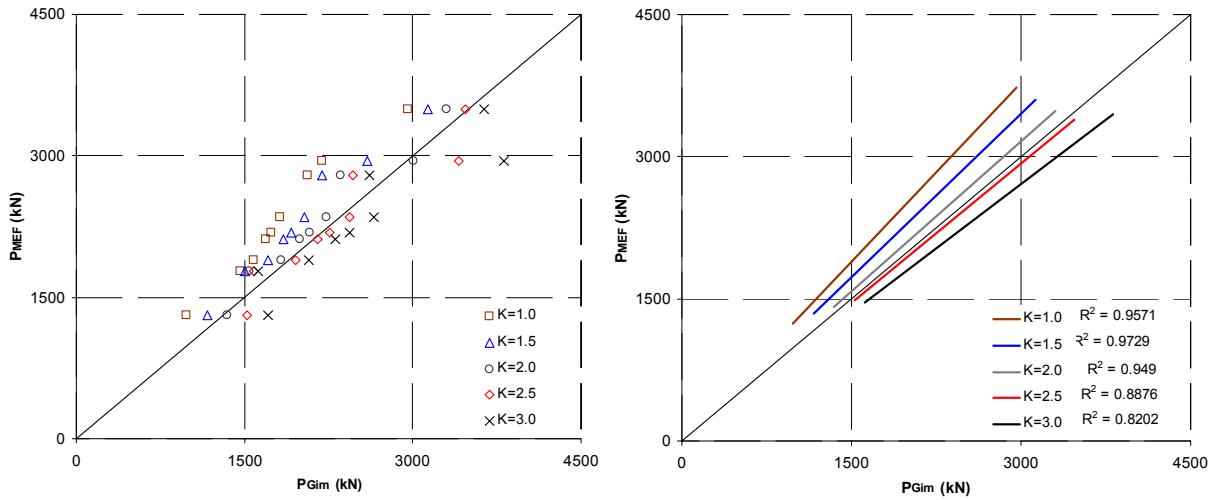


Fig. IV.8. P_{MEF} versus P_{Gim} . Ajuste lineal de los valores $P_{MEF}-P_{Gim}$ y coeficiente de correlación de cada ajuste. $\mu=0.60$

Es de destacar que los parámetros K y μ que forman parte de la propuesta aquí formulada, no coinciden con los adoptados en la modelización numérica de las probetas ($k_I=2.46$; $\mu=0.25$). Mientras que los valores $k_I=2.46$ y $\mu=0.25$ representan el comportamiento real de un SHARAPM, los valores $K=2.0$ y $\mu=0.60$ forman parte de una formulación que simplifica el comportamiento de dicho SHARAPM, suponiendo que la transmisión de cargas entre el refuerzo y el soporte se localiza únicamente en la zona de las presillas.

APÉNDICE V. ASPECTOS RELATIVOS AL ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL NUDO VIGA-SOPORTE

V.1. Introducción

En este Apéndice se incluyen una serie de aspectos relativos al estudio experimental del nudo viga-soporte que no han sido expuestos en el Capítulo 5.

V.2. Fabricación de las probetas

La fabricación de las probetas presentaba una serie de particularidades, que son explicadas en detalle a continuación. En particular, las tareas específicas en que podemos dividir dicha fabricación son:

- a) Ferrallado de las armaduras
- b) Hormigonado
- c) Ejecución de los refuerzos metálicos

V.2.1. Ferrallado

El montaje de las armaduras que formaban las probetas, se realizó en una industria de ferralla. Por lo tanto, el armado de las probetas era transportado al laboratorio de ICITECH mediante camión. La única tarea a desarrollar relativa a la ferralla, consistía en soldar la armadura longitudinal de los tramos de soporte, a los perfiles metálicos UPN-260 de los extremos. Estos perfiles metálicos se disponían para absorber la carga aplicada por la prensa

El recubrimiento nominal de las barras de armado era de 30 mm, que se aseguraba mediante la disposición de unos separadores fabricados con mortero de cemento. Éste recubrimiento se correspondería con un “Ambiente general de exposición I”, y un “nivel normal” de control de ejecución (Ministerio de Fomento 1998).

Tal y como se ha destacado en el Capítulo 5, el armado de los tramos de soporte es el mínimo permitido por la normativa de hormigón española (Ministerio de Fomento 1998). Por otro lado, el diseño del armado de la viga central se efectuó de tal modo que intentará reflejar la práctica constructiva habitual en España, siempre considerando la aplicación a luces y cargas habituales en el ámbito de la edificación. Es de destacar, que se producía una concentración

del armado transversal en los extremos de los tramos de soporte, con el objeto mejorar el confinamiento del hormigón de esa zona, y evitar así la rotura del hormigón debida a la concentración de tensiones originada por la carga aplicada por la prensa.

Con el objeto de poder extraer las probetas de la mesa de encofrado en que se encontraban, se disponían unas horquillas de acero corrugado dentro de la ferralla, sobre las que posteriormente se ataba un cable del puente-grúa. De este modo, las probetas se podían transportar a una zona de acopio disponible en el exterior del laboratorio.

En la Fig. V.1 pueden verse algunos aspectos relativos a la ferralla, ya comentados con anterioridad.

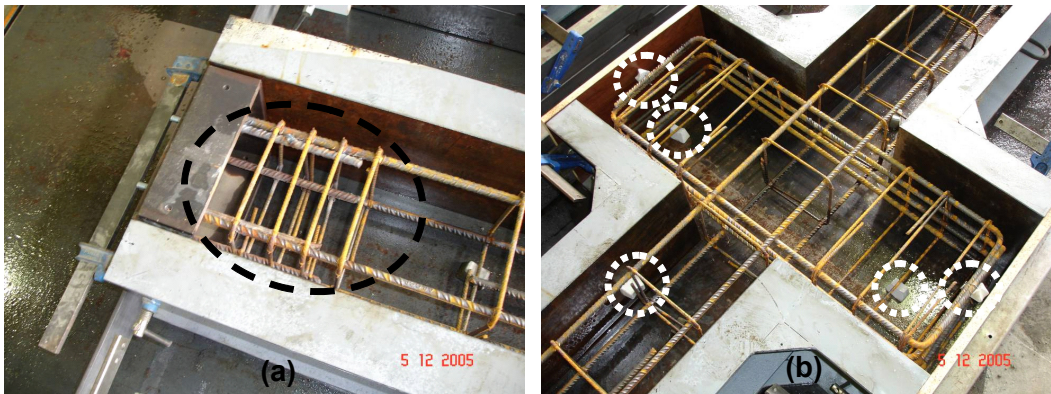


Fig. V.1. Ferrallado de las probetas. (a) Concentración de armadura transversal en los extremos de los tramos de soporte; (b) Disposición de separadores con el objeto de asegurar un recubrimiento nominal de 30 mm



Fig. V.2. Ferrallado de las probetas. (a) Elemento metálico en los extremos de las probetas formado por perfiles UPN-260; (b) Horquilla de acero corrugado para posterior izado de las probetas

V.2.2. Hormigonado

El hormigón que formaba las probetas era fabricado en una planta certificada con sello AENOR. La dosificación de las probetas fue diseñada por los técnicos de la planta, con el

objeto de obtener un hormigón con una resistencia a compresión simple del orden de 10 a 12 MPa. Dicha dosificación queda detallada en el Capítulo 5.

El hormigonado de las probetas se efectuó en 2 fases. El primer hormigonado se efectuó el día 7 de Diciembre de 2005, mientras que el segundo tuvo lugar el día 23 del mismo mes y año. En cada una de las fases, se hormigonaban un total de 4 probetas. El hormigón era transportado desde la planta de hormigonado mediante un camión-hormigonera.

De forma previa al hormigonado de las probetas, la ferralla era colocada sobre una mesa de encofrado disponible en el laboratorio. Además, se diseñó un encofrado lateral específico para éstas probetas, formado por una serie de perfiles UPN-260.

El vertido del hormigón se realizaba con cubilote, que a su vez era transportado por el puente-grúa disponible en el laboratorio. El posterior vibrado se efectuaba mediante vibrador de aguja. Tanto las tareas de encofrado como de hormigonado, eran desarrolladas por los técnicos de laboratorio del Departamento de Ingeniería de la Construcción de la Universidad Politécnica de Valencia.

Para cada una de las fases de hormigonado, se extraían un total de 14 probetas cilíndricas, algunas de las cuales eran curadas en cámara húmeda, y otras en las mismas condiciones que las probetas que formaban los tramos de soporte.

Una vez el hormigón tenía la resistencia adecuada, las probetas eran trasladadas a una zona de acopio disponible en el exterior del laboratorio.

Puede verse en las Figs. V.3 y V.4 algunos aspectos relativos al hormigonado de las probetas.

V.2.3. Refuerzo metálico

La ejecución del refuerzo metálico era realizada por personal especializado en el interior de los laboratorios de ICITECH.

El primer paso a seguir en este proceso, era transportar las probetas (sin reforzar) desde la zona de acopio hasta una zona del interior del laboratorio habilitada para realizar el refuerzo.

Antes de proceder al montaje del refuerzo, se picaban todas las esquinas de los tramos de soporte, con el objeto de asegurar una mejor adherencia con el mortero de cemento que se sitúa entre el refuerzo y el hormigón de los soportes.

Con respecto al montaje del refuerzo, en primer lugar se colocaban los angulares de las esquinas, sobre los que previamente se aplicaba una capa de mortero de cemento. Estos angulares quedaban fijados al soporte mediante una serie de gatos mecánicos, que servía

como fijación provisional. Posteriormente se colocaban las presillas en su posición definitiva, unidas a los angulares mediante un punto de soldadura. Previamente a la colocación de las presillas, se aplicaba una capa de mortero de cemento sobre la superficie que debía estar en contacto con el hormigón del soporte. Una vez estaban colocados todos los elementos del refuerzo en su posición final, se procedía a la soldadura definitiva de todas las uniones.

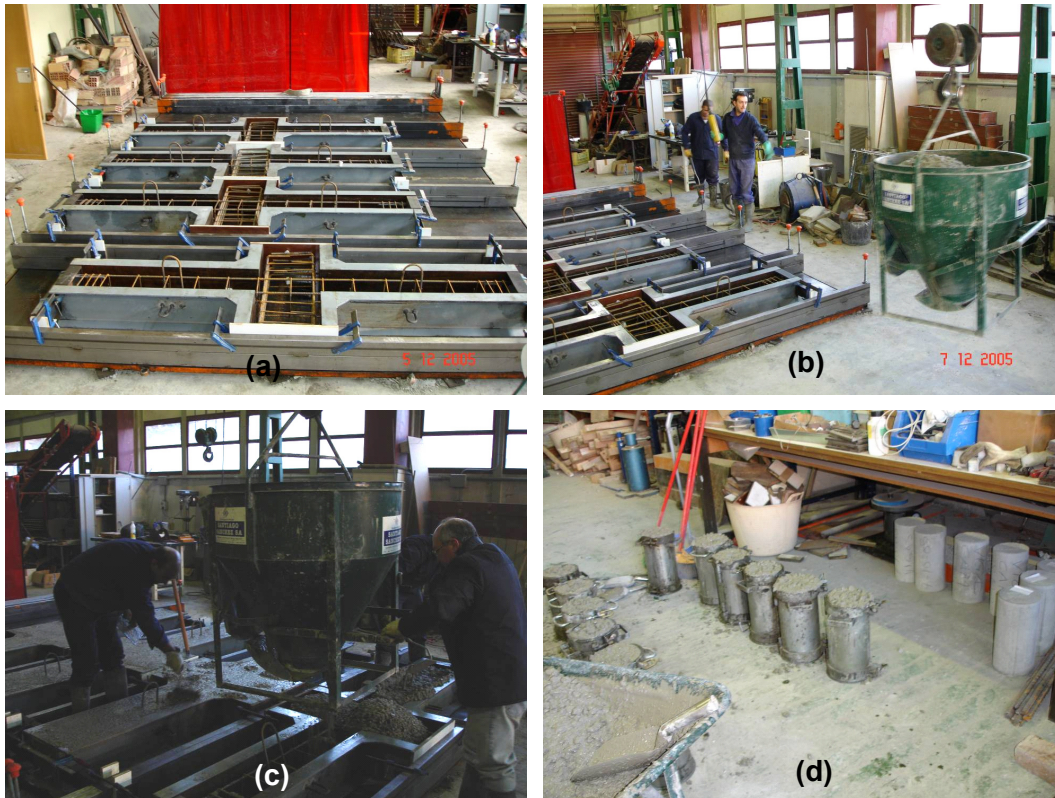


Fig. V.3. Hormigonado de las probetas. (a) Bancada de encofrado; (b) Transporte del hormigón con cubilote; (c) Hormigonado; (d) Probetas cilíndricas



Fig. V.4. (a) Probetas recién hormigonadas; (b) Zona de acopio de las probetas

A medida que se finalizaba con la ejecución de los refuerzos, las probetas eran transportadas a la zona de acopio disponible en el exterior de los laboratorios.

Se incluye en la Fig. V.5 una representación de diferentes fases relativas a la ejecución de los refuerzos metálicos.

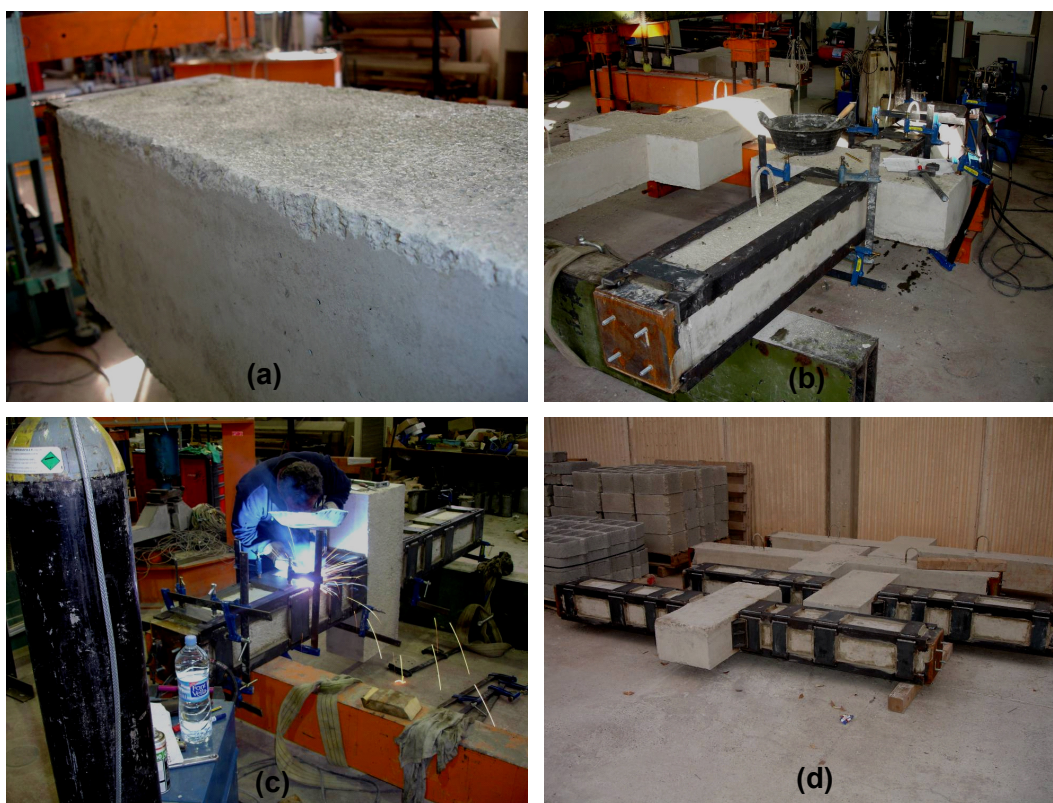


Fig. V.5. Ejecución del refuerzo metálico. (a) Picado de las esquinas para mejorar la adherencia con el mortero de cemento; (b) Montaje del refuerzo; (c) Soldadura de angulares y presillas; (d) Acopio de las probetas

V.3. Caracterización de las propiedades mecánicas del hormigón

Tal y como se ha indicado en el Apartado V.2.2, el hormigonado de las probetas se efectuaba en dos fases. Para cada una de las fases de hormigonado se extraían un total de 14 probetas cilíndricas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura, cuyo objeto era la determinación de las características mecánicas del hormigón que formaba las probetas de SHARAPM.

Cuando el hormigón tenía una edad de 7 días, se ensayaban, para cada una de las fases de hormigonado, un total de 3 probetas cilíndricas, con el objeto de determinar la resistencia a compresión del hormigón, y ver de este modo si se podía proceder al desencofrado y traslado de las probetas de SHARAPM a la zona de acopio.

Posteriormente, cuando el hormigón tenía una edad de 28 días, se ensayaban 3 probetas

cilíndricas a compresión simple, cuyo objeto era la determinación de la resistencia característica del hormigón. De nuevo, estos ensayos se realizaban para cada una de las fases de hormigonado.

Finalmente, el mismo día en que se realizaba el ensayo sobre las probetas de SHARAPM, se ensayaban 2 probetas cilíndricas, para de este modo conocer la resistencia del hormigón en el mismo momento del ensayo del SHARAPM.

En todos los ensayos descritos, se seguían las prescripciones de la norma española correspondiente (AENOR 2003)

De forma adicional, se obtuvo de forma experimental el módulo de elasticidad del hormigón, siguiendo las prescripciones de la normativa española correspondiente (AENOR 1996). Estos últimos ensayos se efectuaron en el laboratorio del Departamento de Ingeniería de las Construcción, Obras Públicas e Infraestructura Urbana de la Universidad de Alicante

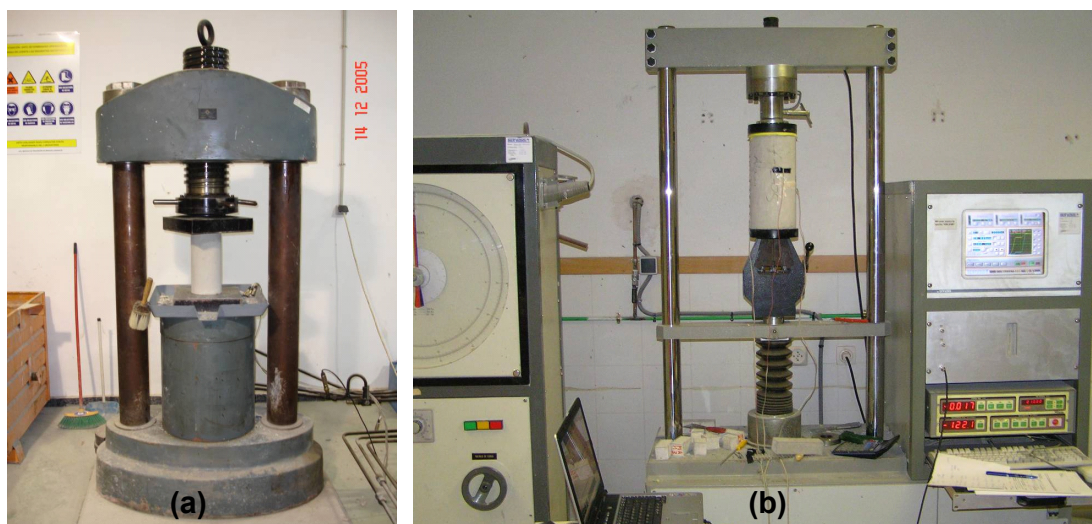


Fig. V.6. Caracterización de las propiedades mecánicas del hormigón. (a) Ensayo de compresión simple; (b) Ensayo para obtener el módulo de elasticidad

V.4. Descripción del pórtico de ensayos

Los ensayos sobre los SHARAPM se efectuaban en un pórtico de ensayos disponible en los laboratorios de ICITECH. Dicho pórtico de ensayos estaba formado por una serie de elementos metálicos, con una capacidad máxima de carga de 2500 kN. En la Fig. V.7 puede verse una imagen de dicho pórtico.

Con el objeto de simular la presencia de unas articulaciones en los extremos de los SHARAPM, se disponían dos rotulas que permitían el giro según un eje horizontal (véase Fig. V.8).



Fig. V.7. Vista del pórtico de ensayos

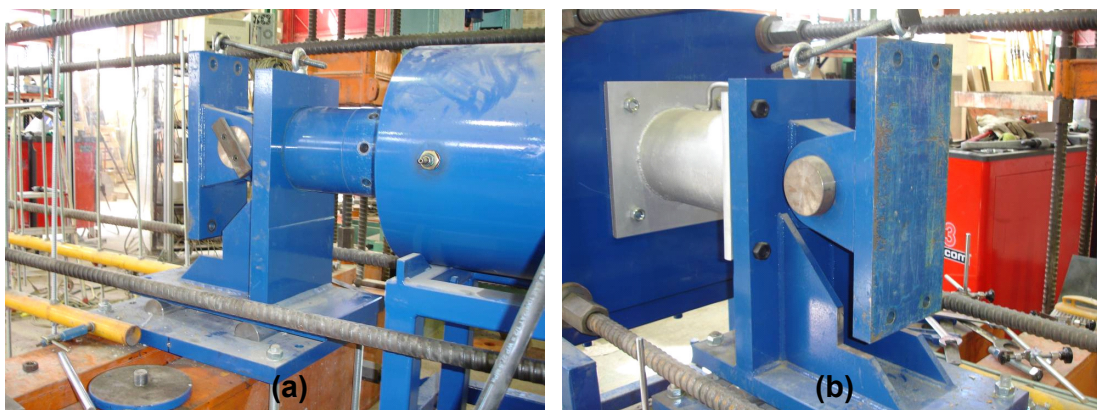


Fig. V.8. Apoyos extremos. (a) Extremo móvil. Véase la presencia de la prensa hidráulica; (b) Extremo fijo

V.5. Montaje de las probetas dentro del pórtico de ensayos

Con el objeto de montar las probetas sobre las rótulas existentes en los extremos del pórtico de ensayos, se diseñó un elemento metálico específico sobre el que poder apoyar el cajeadado metálico existente en los extremos de las probetas.

El citado elemento metálico queda definido a partir de los croquis de la Fig. V.9. Este elemento quedaba unido a las rótulas del pórtico mediante tornillos calibrados de 20 mm de diámetro. En la Fig. V.10 puede verse la rótula y el elemento metálico diseñado específicamente para esta investigación. Obsérvese también la disposición de los taladros para el montaje de los tornillos de unión.

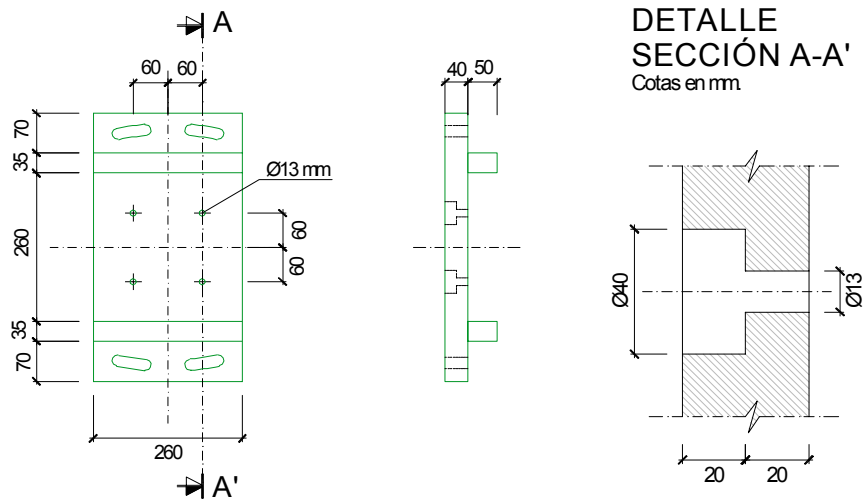


Fig. V.9. Elemento metálico para la sujeción de la probeta dentro del pórtico de ensayos

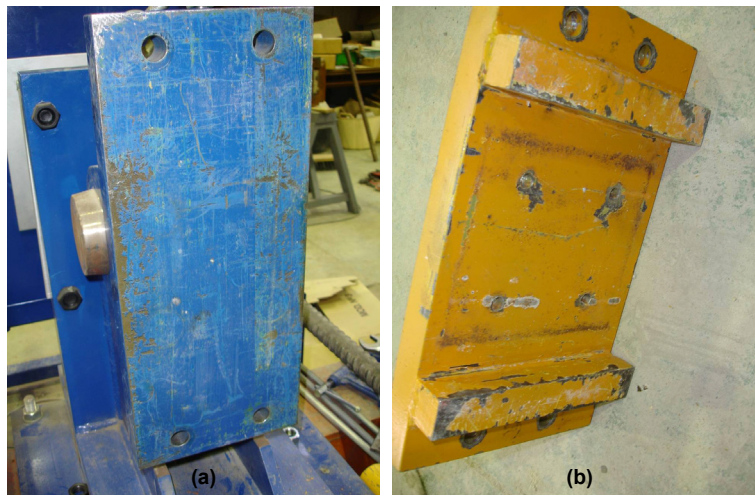


Fig. V.10. (a) Rótula del pórtico de ensayos; (b) Elemento metálico a colocar sobre la rótula del pórtico de ensayos

Una vez el elemento metálico definido en las Figs. V.9 y V.10(b) se había montado sobre las rótulas del pórtico de ensayos, se procedía al montaje de la probeta para su posterior ensayo. Para ello, en la fase de ferrallado de las probetas, se montaron una serie de tornillos sobre los perfiles UPN-260 que formaban los extremos de aquellas. Puede verse en la Fig. V.11 una representación de estos tornillos.

Estos tornillos servían para que la probeta quedará perfectamente unida a los elementos metálicos definidos en las Figs. V.9 y V.10(b). Se incluye en la Fig. V.12 un detalle de la unión entre los UPN-260 de los extremos de las probetas y el elemento metálico definido con anterioridad. En la Fig. V.13 se puede ver la posición final de la probeta dentro del pórtico de ensayos.

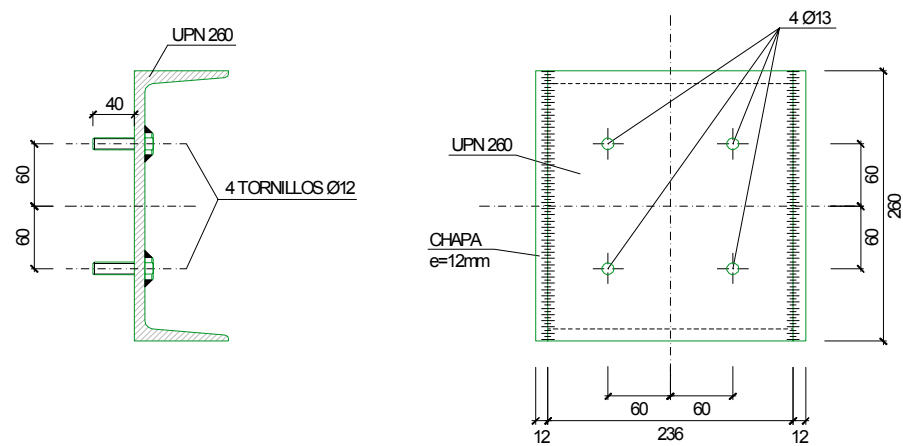


Fig. V.11. UPN-260 de los extremos de las probetas y disposición de los tornillos de montaje

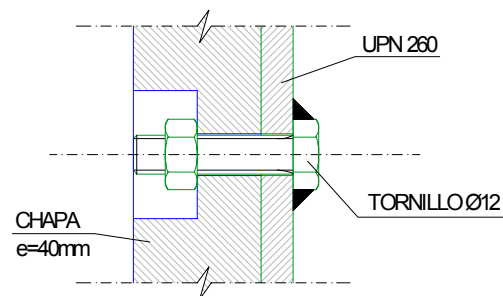


Fig. V.12. Unión entre los UPN-260 de los extremos de las probetas y el elemento metálico definido en las Figs. V.9 y V.10(b)



Fig. V.13. Posición final de la probeta dentro del pórtico de ensayos. (a) Extremos de la probeta; (b) Vista general de la probeta dispuesta para ser ensayada

V.6. Montaje de la instrumentación

En el Capítulo 5 se ha indicado la disposición de los elementos empleados para la instrumentación de cada una de las probetas. El montaje de estos elementos, requiere la

realización de una serie de tareas, que se describen a continuación.

El montaje de las galgas extensométricas se realizaba colocando previamente las probetas sobre unos elementos metálicos, diseñados para poder soportar el peso de las mismas. El Fig. V.14 se incluyen unas imágenes en las que se puede ver la probeta posicionada para el montaje de las galgas, además de un detalle de los elementos metálicos diseñados para apoyar sobre ellos las probetas.

Se colocaron dos tipos de galgas extensométricas, unas para medir deformaciones en el acero del refuerzo, y otras para el caso del hormigón. En la Fig. V.15 se ve un ejemplo de los 2 tipos de galgas.

Se emplearon también como elementos de monitorización, una serie de LVDTs. 2 de ellos tenían como objeto medir el desplazamiento de uno de los extremos de la probeta, para de este modo tener cuantificado el acortamiento de las probetas al estar sometidas al esfuerzo axial aplicado por la prensa (véase Fig. V.16(a)). El resto de LVDTs se empleaban para medir el deslizamiento relativo entre el refuerzo y los tramos de hormigón (véase Fig. V.16(b)).

Todos los LVDTs quedaban sujetos a un punto fijo, mientras que su extremo se fijaba sobre la zona en la que se pretendía medir un desplazamiento. Puede verse un detalle de la fijación de estos elementos en la Fig. V.16.

Además de los LVDTs indicados con anterioridad, se montó un LVDT adicional en el centro de la probeta, de forma perpendicular a la misma. De este modo, se pretendía controlar el desplazamiento lateral de la probeta provocado por posibles problemas de pandeo, achacables a algún defecto en la fabricación de las mismas (véase Fig. V.17(a)).

Una vez se había montado la totalidad de los elementos de monitorización, se procedía a la conexión de los mismos sobre el equipo de adquisición de datos.



Fig. V.14. (a) Probeta posicionada para el montaje de las galgas extensométricas; (b) Elemento para el apoyo de las probetas



Fig. V.15. Galgas extensométricas. (a) Sobre una superficie de acero; (b) Sobre una superficie de hormigón

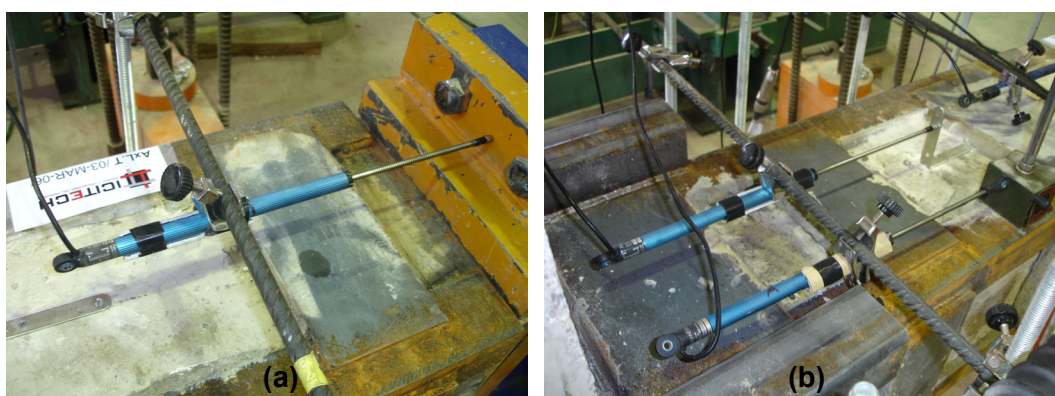


Fig. V.16. LVDTs. (a) Medida del acortamiento de la probeta; (b) Medida del deslizamiento relativo entre el refuerzo y el tramo de soporte



Fig. V.17. (a) LVDT empleado para controlar posible problemas de pandeo de las probetas; (b) Conexión en el equipo de adquisición de datos de los elementos empleados para la monitorización de las probetas

V.7. Sistema de adquisición de datos

La totalidad de los elementos de monitorización descritos en el Apartado V.6 eran conectados a un equipo de adquisición de datos. Este equipo quedaba conectado a un ordenador, sobre el

cual se controlaban la totalidad de parámetros que intervenían en el ensayo.

El tratamiento de los datos obtenidos de cada ensayo, es decir: carga aplicada por la prensa, deformación en galgas extensométricas y movimiento en LVDTs, se efectuaba a tiempo real a través de un ordenador Pentium IV equipado con el programa CEAD, programado en Labview por D. Vicente Miguel Sosa. El equipo de adquisición de datos era de la marca Hewlett Packard modelo HP 3852A.



Fig. V.18. (a) Equipo de adquisición de datos. (b) Pantalla con medidas en tiempo real

APÉNDICE VI. GRÁFICOS DE RESULTADOS. ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL NUDO VIGA-SOPORTE

VI.1. Introducción

En el Capítulo 5 se han representado los resultados más destacados obtenidos a partir de la monitorización de las probetas, para el caso del estudio experimental del nudo viga-soporte. A continuación se incluyen los gráficos de las medidas captadas por cada uno de los elementos de monitorización empleados. Es de destacar que algunos de los gráficos de resultados incluidos en el Capítulo 5, coinciden exactamente con los presentados aquí. Existen un cierto número de gráficos presentados también en el Capítulo 5, que se han obtenido a partir de un tratamiento de los resultados presentados en este Apéndice.

La nomenclatura seguida para indicar la posición de galgas extensométricas y LVDTs, coincide con la señalada en el Capítulo 5. Se indican a continuación los datos relativos a las probetas AxL.C y AxL.T.

VI.2. Probeta AxL.C

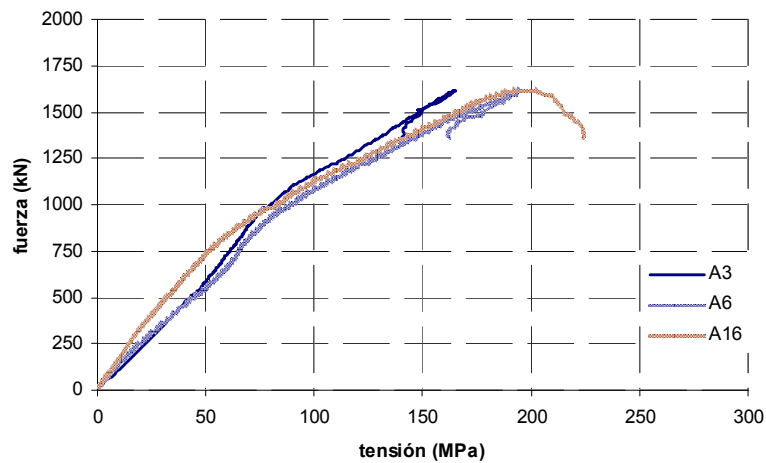
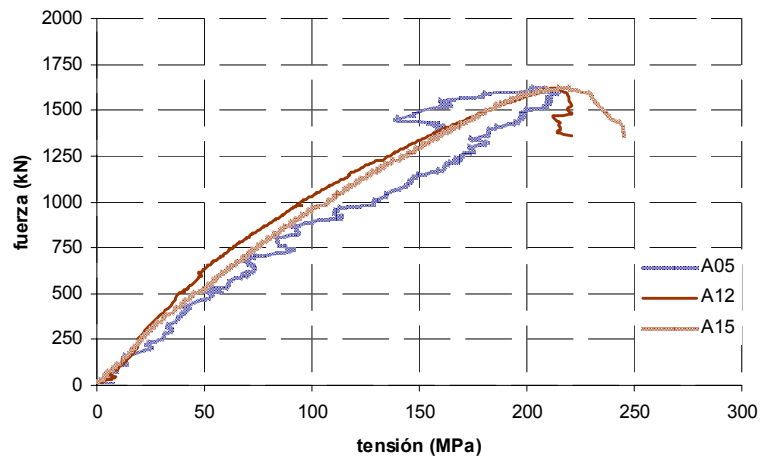
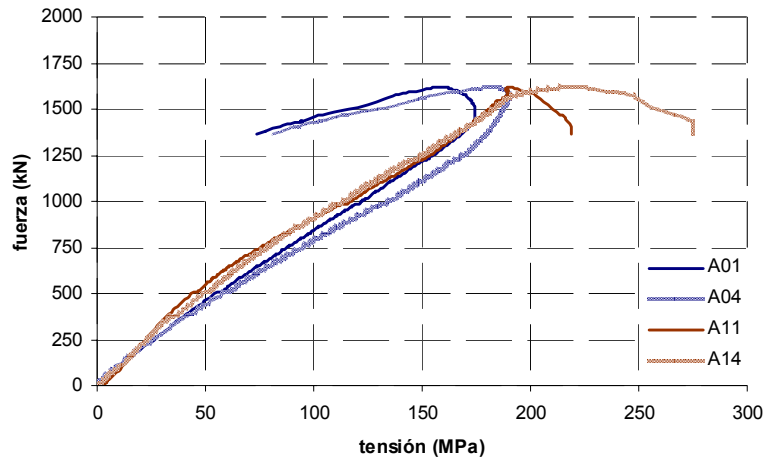
VI.2.1. Galgas extensométricas

Las medidas que se incluyen en los gráficos relativos a las galgas colocadas sobre el acero (véanse Figs. VI.1 a VI.6), se obtienen del producto entre la deformación registrada por la galga y el módulo de elasticidad del acero (210 GPa). Se tiene en cuenta que el límite elástico del acero es de 275 MPa.

Por otro lado, en la Fig. VI.7 se incluyen las medidas registradas por las galgas colocadas sobre el hormigón.

VI.2.2. LVDTs

Para monitorizar el comportamiento de las probetas, se dispusieron un total de 8 LVDTs. En las Figs. VI. 8 a VI.12 se incluyen los resultados de las medidas captadas por cada uno de ellos.



Figs. VI.1 a VI.3. Tensión en galgas extensométricas colocadas sobre los angulares del refuerzo. Probeta AxL.C

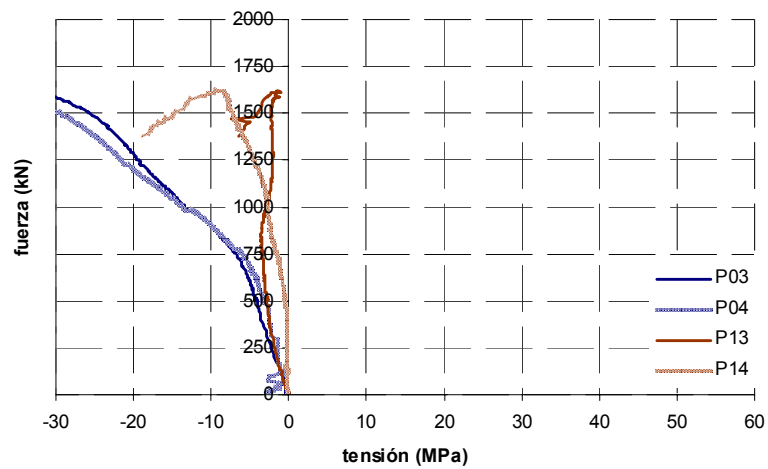
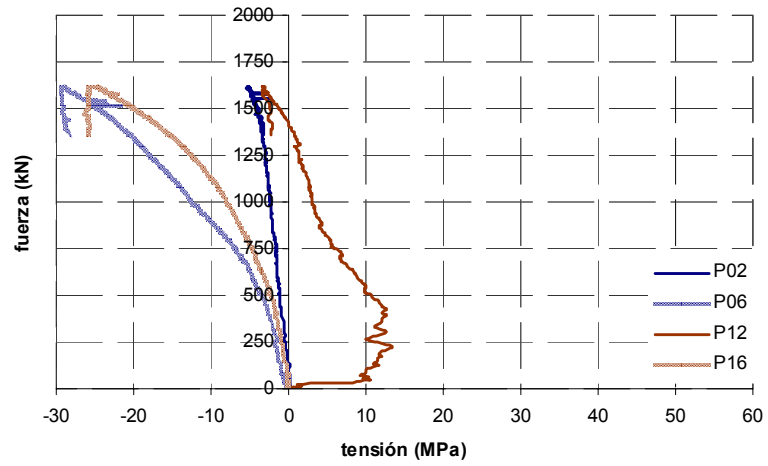
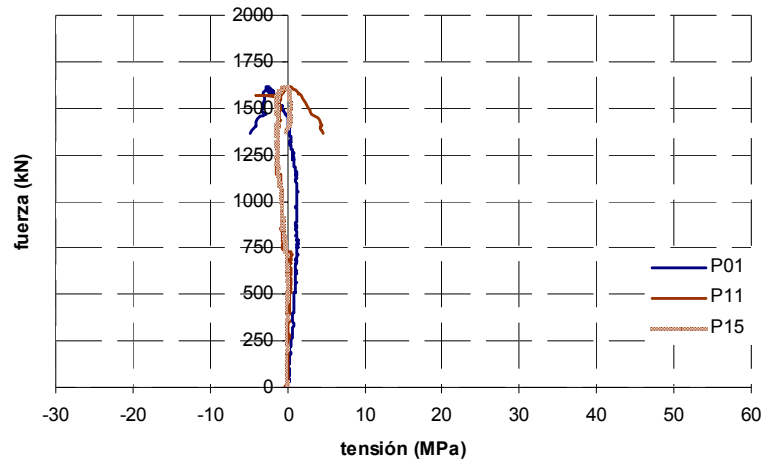


Fig. VI.4 a VI.6. Tensión en galgas extensométricas colocadas sobre las presillas del refuerzo. Probeta AxL.C

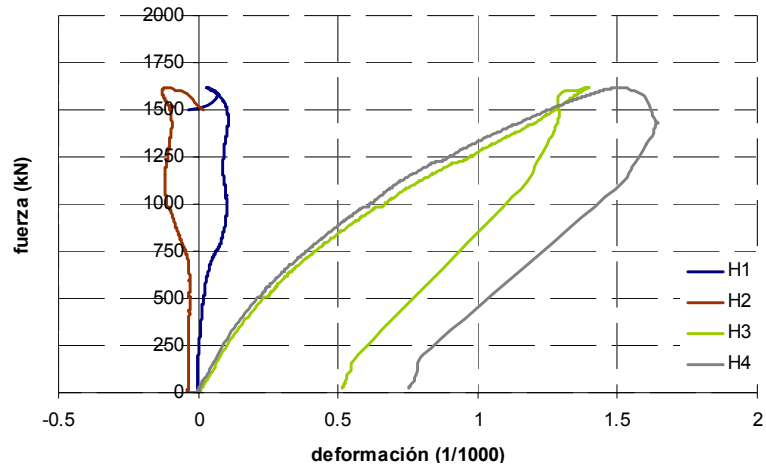


Fig. VI.7. Deformación en galgas extensométricas colocadas sobre el hormigón (%). Probeta AxL.C

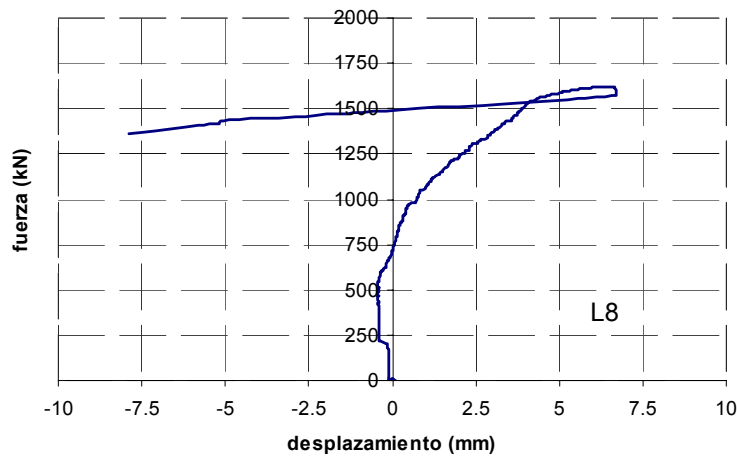
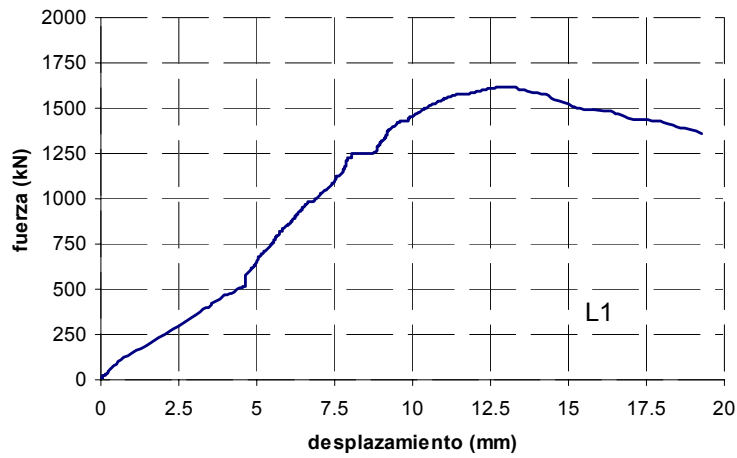


Fig. VI.8 y VI.9. Desplazamiento registrado en LVDTs. Probeta AxL.C

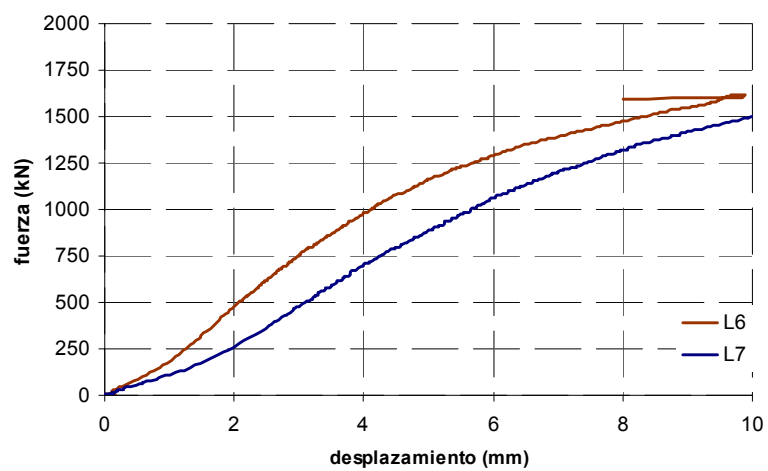
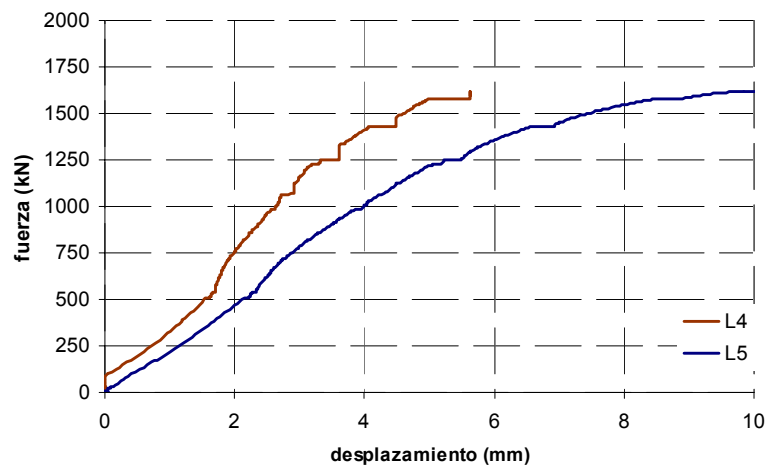
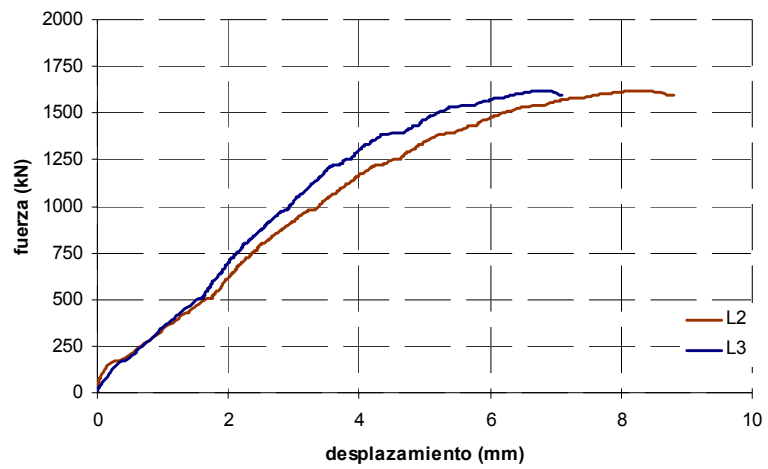


Fig. VI.10 a VI.12. Desplazamiento registrado en LVDTs. Probeta AxL.C

VI. 2.3. Comentarios

Se detectaron algunas galgas en las que las mediciones realizadas no eran correctas (A2; A13; P5). Los resultados referentes a estas galgas, no han sido incluidos en ninguno de los gráficos representados.

Es necesario señalar, que en todas las medidas realizadas mediante galgas extensométricas, un signo positivo (+) indica tensiones de compresión, mientras que cuando es negativo (-) indica tensiones de tracción.

VI.3. Probeta AxL.T

VI.3.1. Galgas extensométricas

Para el caso de la probeta AxL.T, la disposición de las galgas extensométricas era prácticamente idéntica a la de la probeta AxL.C, con la única salvedad que en el caso particular que tratamos aquí, existían 4 galgas adicionales colocadas en los tubos metálicos existentes en la zona central de la probeta. En las Figs. VI. 13 a VI.21 se incluyen los resultados registrados por cada una de galgas consideradas.

VI.3.2. LVDTs

Al igual que en el caso de la probeta AxL.C, en la probeta AxL,T se dispusieron un total de 8 LVDTs. En las Figs. VI.22 a VI.26 se incluyen los resultados de las medidas captadas por cada uno de ellos.

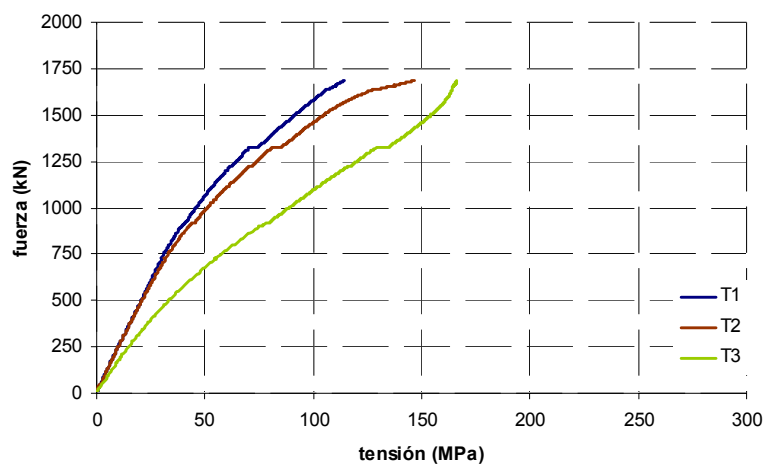
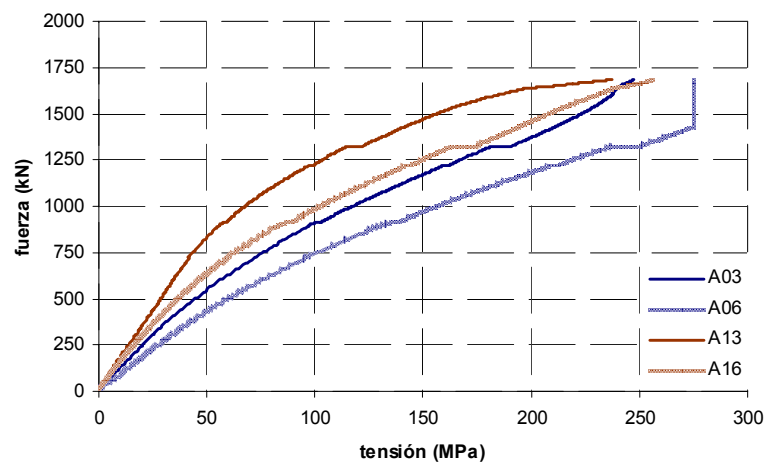
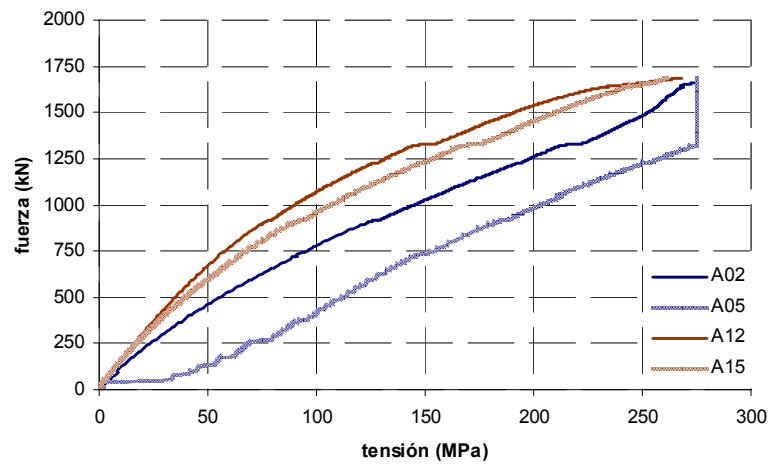
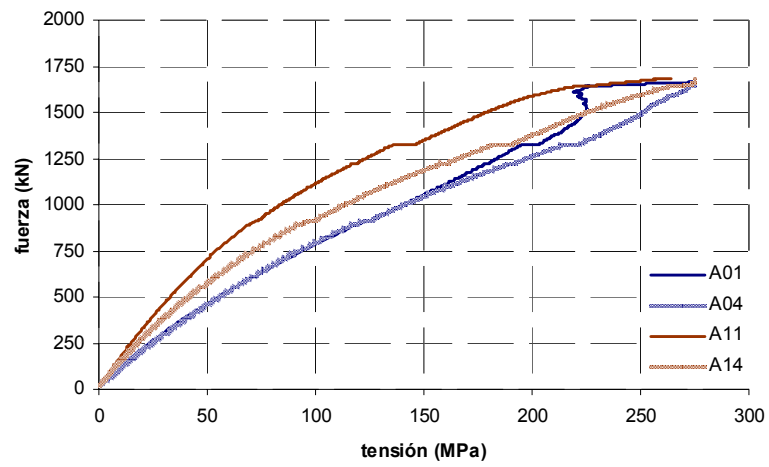
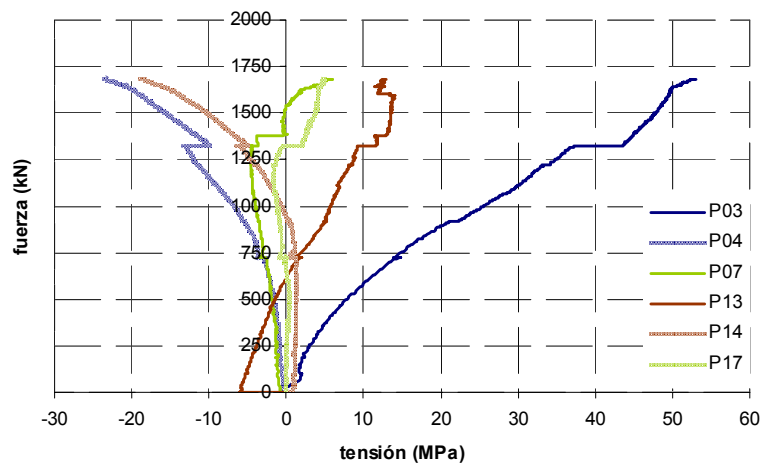
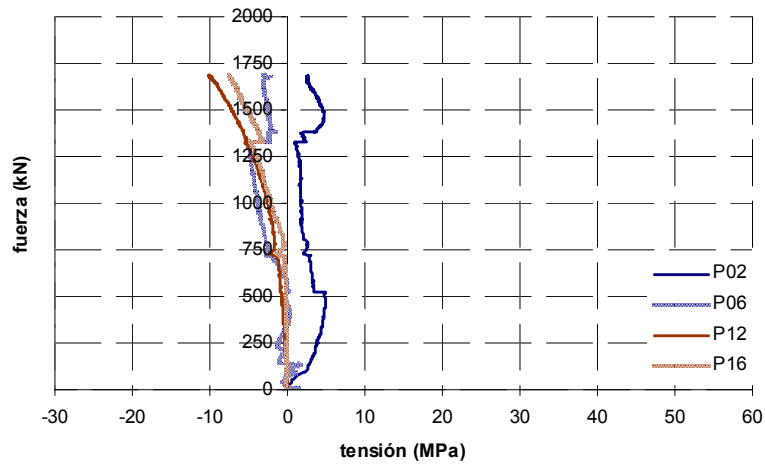
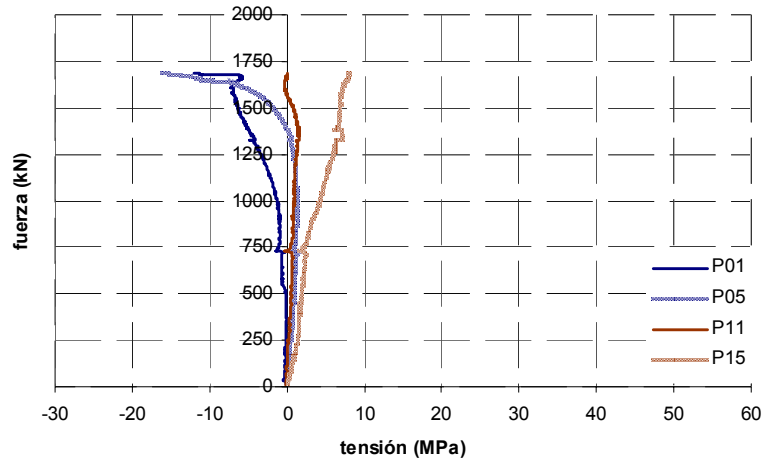


Fig. VI.13. Tensión en galgas extensométricas colocadas sobre los tubos del refuerzo. Probeta AxL.T



Figs. VI.14 a VI.16. Tensión en galgas extensométricas colocadas sobre los angulares del refuerzo. Probeta AxL.T



Figs. VI.17 a VI.19. Tensión en galgas extensométricas colocadas sobre las presillas del refuerzo. Probeta AxL.T

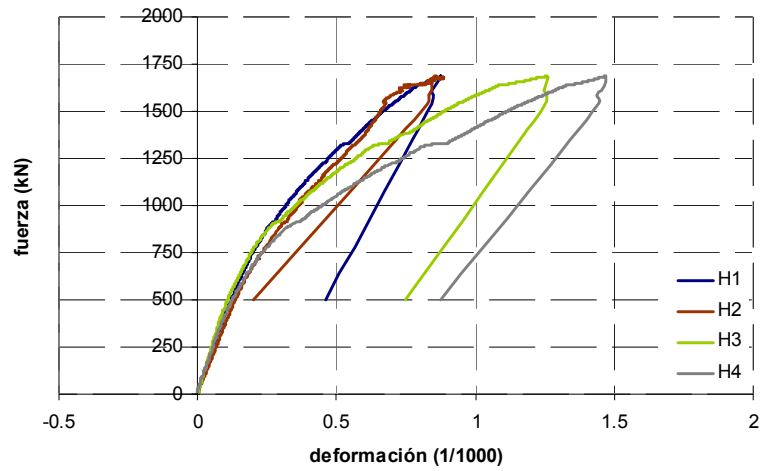


Fig. VI.20. Deformación en galgas extensométricas colocadas sobre el hormigón (‰). Probeta AxL.T

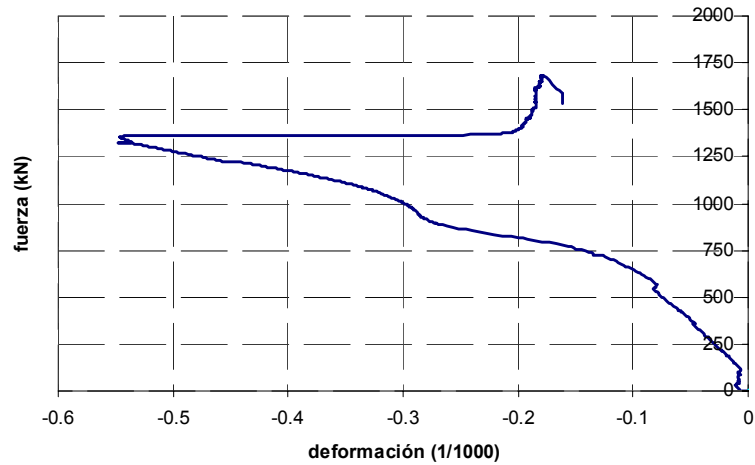


Fig. VI.21. Deformación en galgas extensométricas colocadas sobre el hormigón (‰). Probeta AxL.T; galga H5

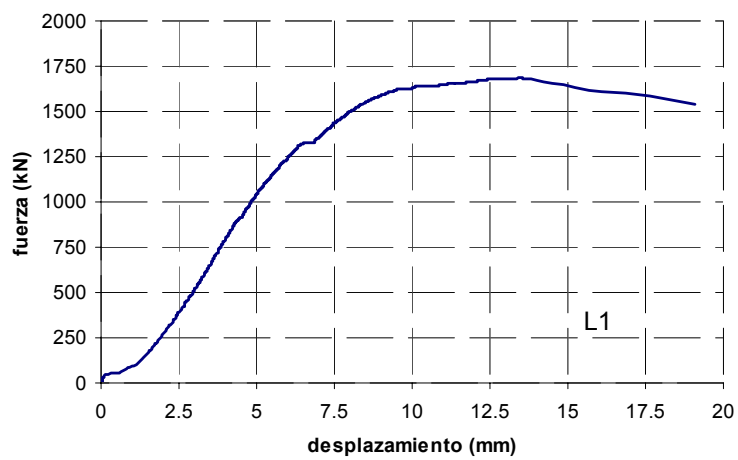
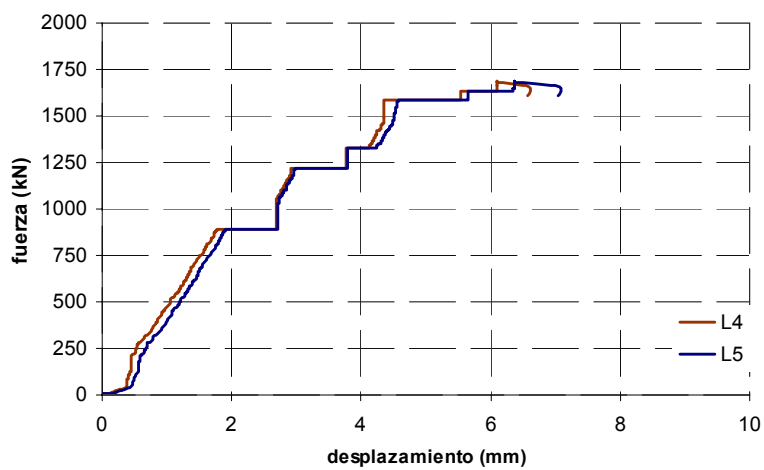
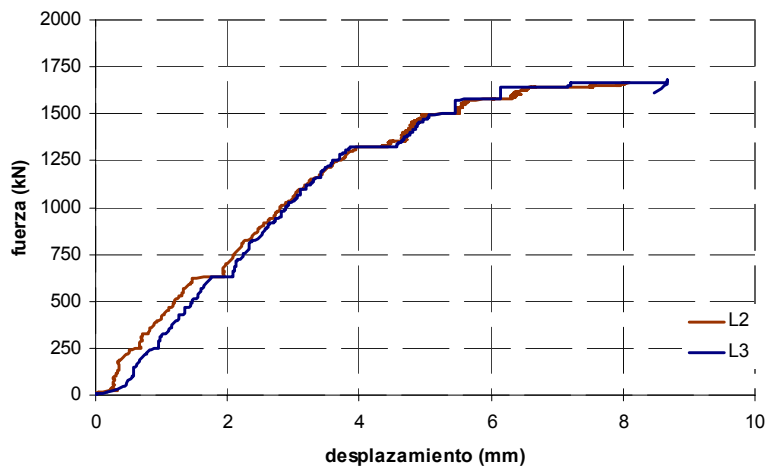
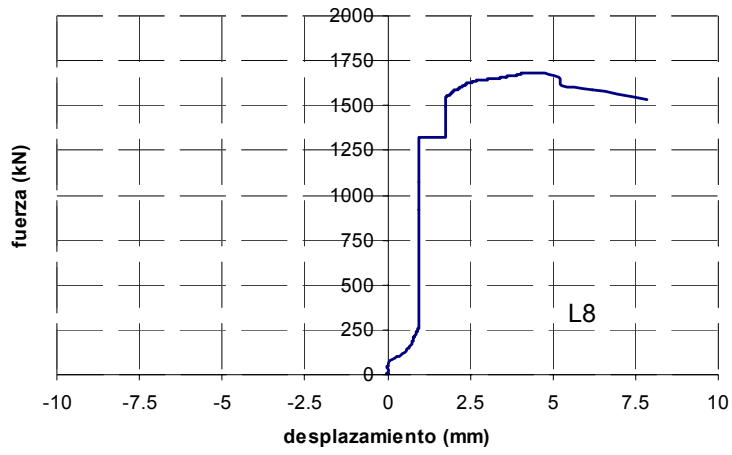
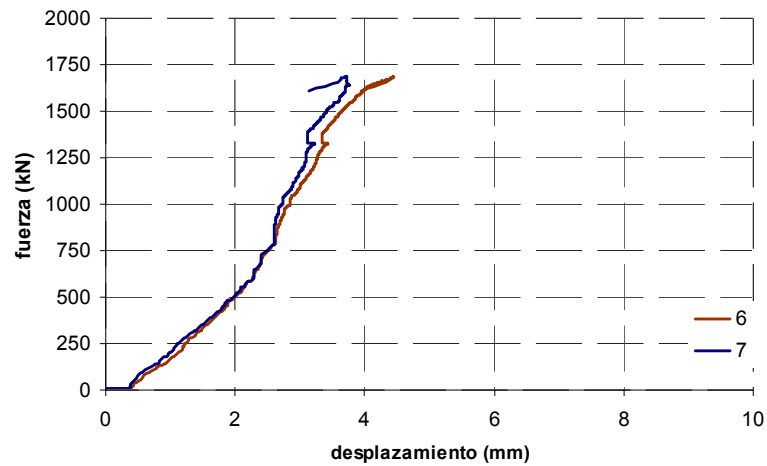


Fig. VI.22. Desplazamiento registrado en LVDTs. Probeta AxL.T



Figs. VI.23 a V.25. Desplazamiento registrado en LVDTs. Probeta AxL.T



Figs. VI.24 a VI.26. Desplazamiento registrado en LVDTs. Probeta AxL.T

VI. 3.3. Comentarios

Se detectó que una de las galgas no medía correctamente (T4). Los resultados referentes a esta galga, no han sido incluidos en ninguno de los gráficos representados.

Del mismo modo que en el caso de la probeta AxL.C, se destaca que en todas las medidas realizadas mediante galgas extensométricas, un signo positivo (+) indica tensiones de compresión, mientras que cuando es negativo (-) indica tensiones de tracción.

APÉNDICE VII. GEOMETRÍA DEL MODELO DE BIELAS Y TIRANTES PRESENTADO EN EL CAPÍTULO 6

VII.1. Introducción

En el Capítulo 6 se ha propuesto un modelo de bielas y tirantes cuyo objeto es la determinación de la carga última del SHARAPM, cuando la rotura queda condicionada por el nudo.

El objeto del presente Apéndice es la justificación de la geometría de dicho modelo de bielas y tirantes siguiendo un procedimiento analítico, habitual en la caracterización de este tipo de modelos.

VII.2. Geometría aproximada del modelo de bielas y tirantes

A partir de la representación de las tensiones principales de la probeta T1 (analizada en el Capítulo 5), es posible establecer el modelo de bielas y tirantes del nudo, siguiendo el método operativo propuesto (por ejemplo) en ACHE (2003). Dicha representación se puede ver en la Fig. VII.1.

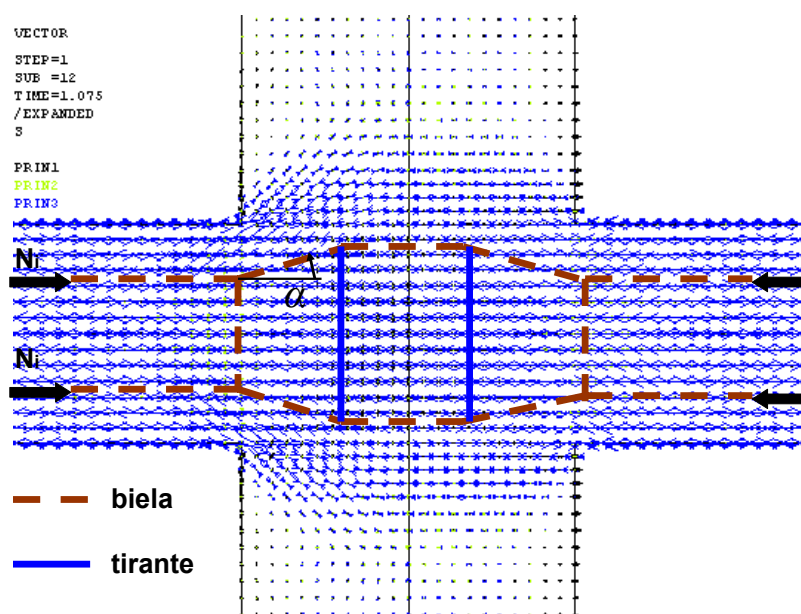


Fig. VII.1. Tensiones principales en el nudo de la probeta T1. Modelo de bielas y tirantes aproximado

VII.3. Justificación de la geometría del modelo de bielas y tirantes

Una manera de definir la ubicación exacta de los nudos que definen el modelo de bielas y tirantes representado en la Fig. VII.1, consiste en realizar una serie de secciones transversales sobre el modelo de EF, y obtener el centro de gravedad (c.d.g.) de las tensiones que definen las bielas y/o los tirantes.

En la Fig. VII.2 se representan las secciones a partir de las cuales se pretende obtener:

- Sección A-A'. Posición exacta de la biela horizontal en el interior del nudo.
- Sección B-B'. Posición exacta del tirante vertical en el interior del nudo.
- Sección C-C'. Posición exacta de la biela vertical en los extremos del tramo de soporte.

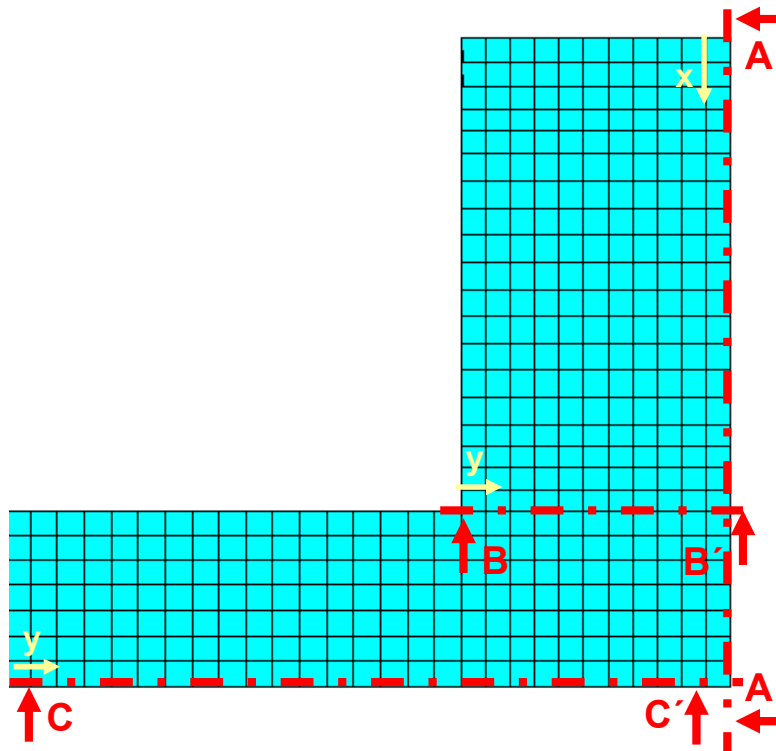


Fig. VII.2. Secciones a realizar para obtener la geometría exacta del modelo de bielas y tirantes

En las Figs. VII.3 a VII.5 se representa la distribución de tensiones a lo largo de las secciones A-A', B-B' y C-C'. En dichas figuras queda indicado el c.d.g. de la distribución de tensiones entre los puntos *a* y *b*.

Una vez conocido el c.d.g. de las tensiones que definen la posición de las bielas/tirantes, es posible establecer el modelo que se representa en la Fig. VII.6.

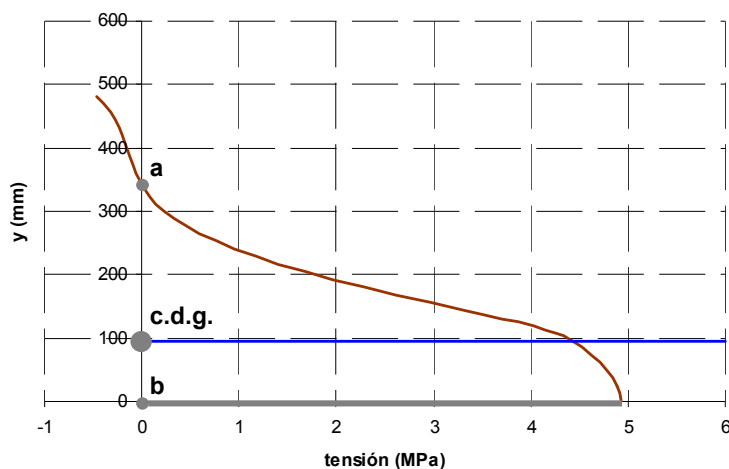


Fig. VII.3. Sección AA'. Ubicación del c.d.g de las compresiones (en dirección horizontal) en el interior del nudo

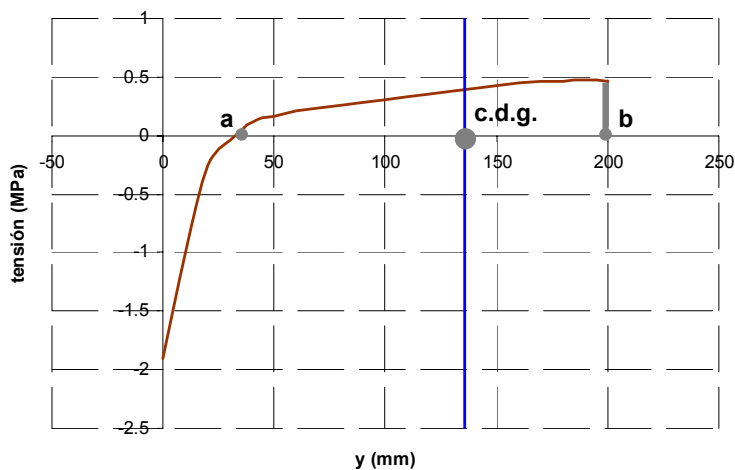


Fig. VII.4. Sección BB'. Ubicación del c.d.g de las tracciones (en dirección vertical) en el interior del nudo

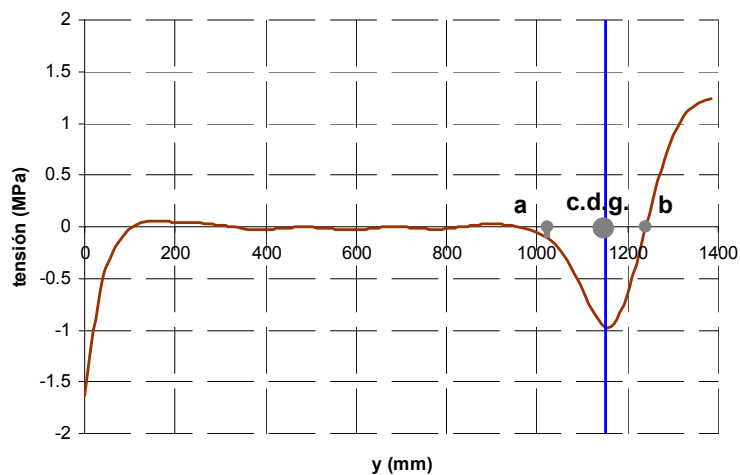


Fig. VII.5. Sección CC'. Ubicación del c.d.g de las compresiones (en dirección vertical) en el tramo de soporte

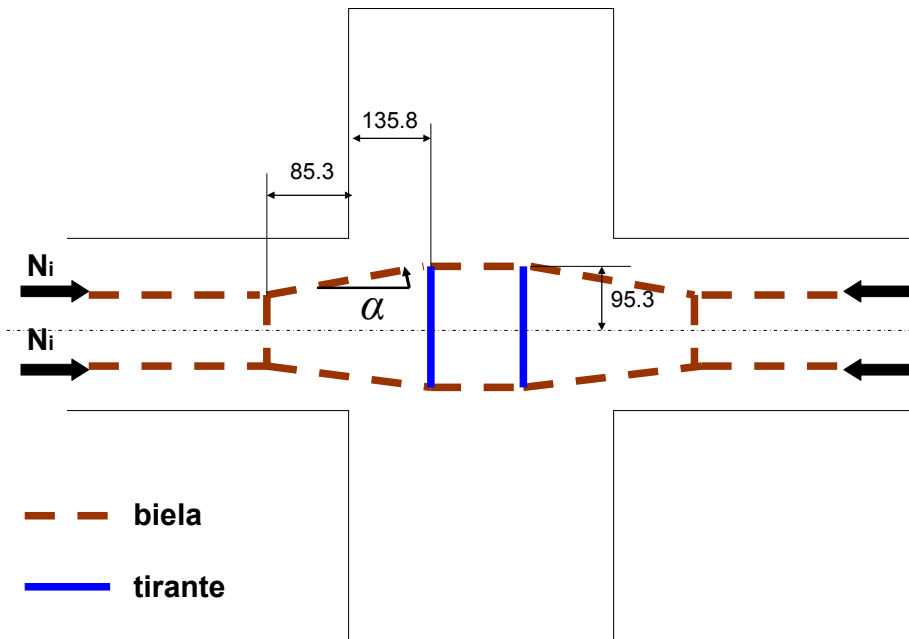


Fig. VII.6. Modelo de bielas y tirantes. Posición exacta de cada nudo

APÉNDICE VIII. $P_{SHARAPM}$ DE LAS PROBETAS ESTUDIADAS EN EL CAPÍTULO 5

VIII.1. Introducción

Con el objeto de verificar la propuesta de cálculo de SHARAPM reflejada en el Capítulo 6, se obtiene a continuación el valor $P_{SHARAPM}$ de cada una de las probetas analizadas en el Capítulo 5, teniéndose en consideración la influencia del nudo viga-soporte.

VIII.2. Cálculo de $P_{SHARAPM}$

La carga última de un SHARAPM se determina a través de la expresión:

$$P_{SHARAPM} = \min [P_{soporte}, P_{nudo}] \quad (\text{VIII.1})$$

siendo $P_{soporte}$ la carga última suponiendo que la rotura del SHARAPM se localiza en el tramo de soporte, y P_{nudo} la carga última en el caso en que la rotura del SHARAPM quede condicionada por el nudo.

Siguiendo el método operativo descrito en el Capítulo 6, sobre las probetas estudiadas en el Capítulo 5, obtenemos los resultados que se incluyen en la Tabla VIII.1.

Tabla VIII.1. $P_{SHARAPM}$ de las probetas estudiadas en el Capítulo 5

Probeta	P_{Exp} (kN)	P_{MEF} (kN)	$P_{soporte}$ (kN)	P_{nudo} (kN)	$P_{SHARAPM}$ (kN) $\min [P_{soporte}; P_{nudo}]$	$P_{Exp}/P_{SHARAPM}$ $P_{MEF}/P_{SHARAPM}$
AxL.C	1618.1	-	1752.3	1603.5	1603.5	1.01
AxL.C(DP)	-	1786.9	1752.3	1603.5	1603.5	1.11
AxL.C-L100(DP)	-	1793.2	1752.3	1603.5	1603.5	1.12
AxL.T	1684.3	-	1752.3	1891.5	1752.3	0.96
AxL.T (DP)	-	1853.5	1752.3	1891.5	1752.3	1.06
AxL.T-#40 (DP)	-	1713.5	1752.3	1740.5	1740.5	0.98
AxL.A (DP)	-	1668.6	1673.7	1603.5	1603.5	1.04
Media						1.04
Desviación típica						0.061

Si analizamos los ratios $P_{Exp}/P_{SHARAPM}$ y $P_{MEF}/P_{SHARAPM}$, vemos que presentan un valor medio de 1.04, con una desviación típica de 0.061. De este modo, podemos afirmar que la propuesta de cálculo incluida en el Capítulo 6 representa de manera adecuada la carga última de un SHARAPM, incluso cuando se tiene en consideración la influencia del nudo viga-soporte.