

# CUADERNOS INTEMAC

**Empalme por solapo de las armaduras en los nudos de esquina  
de pórticos sometidos a flexión**

**Lap splices in frame corners subjected  
to closing moments**

Prof. Karin Lundgren  
Ing. Civil



METIRE UT SCIAS

**INTEMAC**

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

**N.º 56**

**4.º TRIMESTRE '04**



METIRE UT SCIAS

## INTEMAC

### INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

CONTROL DE PROYECTO

CONTROL DE OBRA

GARANTÍA DE CALIDAD

( O.C.T. ) CONTROL PARA EL SEGURO DE DAÑOS

INFORMES DE PATOLOGÍA, REHABILITACIÓN Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PÚBLICAS  
EDIFICACIÓN  
INSTALACIONES



**INTEMAC**  
A U D I T

### AUDITORIA TÉCNICO-ECONÓMICA DE CONSTRUCCIONES

- ASESORÍA EN EL PLANTEAMIENTO Y EN LA CONTRATACIÓN DE LA OBRA
- SEGUIMIENTO DE COSTOS Y PLAZOS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN
- VALORACIONES DE TERRENOS, INMUEBLES Y CONSTRUCCIONES
- AUDITORÍAS DE TRABAJOS PARCIALES Y DE LIQUIDACIÓN DE LA OBRA



**INTEMAC**  
E C O

### AUDITORÍA TÉCNICA MEDIOAMBIENTAL

CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL

Obras Públicas  
Edificación  
Instalaciones

CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL

Aire  
Agua  
Ruido

AUDITORÍA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

**EMPALME POR SOLAPO DE LAS ARMADURAS EN LOS NUDOS DE ESQUINA  
DE PÓRTICOS SOMETIDOS A FLEXIÓN**

---

**LAP SPLICES IN FRAME CORNERS SUBJECTED  
TO CLOSING MOMENTS**

El texto del presente Cuaderno corresponde al trabajo galardonado con el "Premio Internacional José Calavera" 2003, patrocinado por ANIFER

This Cuaterly is a summary of the text awarded with the "International Prize José Calavera" 2003, sponsored by ANIFER



**Prof. Karin Lundgren**

Ing. Civil

Univ. de Tecnología de Chalmers, Gotemburgo

Civil Eng.

Chalmers University of Technology, Göteborg

Copyright © 2004, INTEMAC

Todos los derechos reservados. Ninguna parte de esta publicación puede ser reproducida o distribuida de ninguna manera ni por ningún medio, ni almacenada en base de datos o sistema de recuperación, sin el previo permiso escrito del editor.

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced or distributed in any form or by any means, or stored in a data base or retrieval system, without the prior written permission of the publisher.

ISSN 1133-9365

Depósito legal: M-9893-2005

Infoprint, S.A. - San Vicente Ferrer, 40

## CONTENTS

1. INTRODUCTION
  - 1.1. BACKGROUND AND AIM
  - 1.2. INTERNAL FORCES IN A CORNER SUBJECTED TO CLOSING MOMENT
2. EXPERIMENTS
  - 2.1. TEST PROGRAM AND ARRANGEMENTS
  - 2.2. TEST RESULTS
3. FINITE ELEMENT ANALYSES
  - 3.1. TWO-DIMENSIONAL MODELS
  - 3.2. THREE-DIMENSIONAL MODELS
4. COMPARISON OF TESTS AND ANALYSES
  - 4.1. FRACTURE CAUSED BY INCLINED CRACK
  - 4.2. FRACTURE OF THE SPLICE
  - 4.3. LARGE FRAME CORNER
5. CONCLUSIONS
6. REFERENCES

## ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN
  - 1.1. ANTECEDENTES Y OBJETIVO
  - 1.2. ESFUERZOS EN LOS NUDOS DE ESQUINA SOMETIDA A MOMENTO DE CIERRE
2. ENSAYOS
  - 2.1. PROGRAMA Y DISPOSICIÓN DE LOS ENSAYOS
  - 2.2. RESULTADOS DEL ENSAYO
3. ANÁLISIS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS
  - 3.1. MODELOS BIDIMENSIONALES
  - 3.2. MODELOS TRIDIMENSIONALES
4. CONTRASTE DE RESULTADOS
  - 4.1. FALLO POR FISURAS INCLINADAS
  - 4.2. FALLO DEL EMPALME
  - 4.3. NUDO DE EXTREMO DE GRANDES PÓRTICOS
5. CONCLUSIONES
6. BIBLIOGRAFÍA

## ABSTRACT

*Until recently, splicing of the reinforcement in frame corners had not been allowed by the Swedish Road Administration. Since this has led to reinforcement layouts that were hard to realise on site, the effect of splices placed in corner regions were examined. Four frame corners with differing detailing were tested. Furthermore, detailed three-dimensional non-linear finite element analyses of corners were conducted. The splitting stresses resulting from the anchorage were taken into account by the use of a new model of the bond mechanism. A parameter study of the importance of the loading conditions was made with two-dimensional models. The tests and analyses show that splicing the reinforcement in the middle of the corner has advantages over placing splices outside the bend of the reinforcement. They also indicate, in agreement with the previous analyses and tests, that provided the splice length is as long as required by the codes, there are no disadvantages in splicing the reinforcement within the corner of a frame.*

## 1. INTRODUCTION

### 1.1. BACKGROUND AND AIM

Until recently, splicing of the reinforcement in frame corners had not been allowed by the Swedish Road Administration, see Vägverket (1994). For portal frame bridges with long spans, this had led to complicated reinforcement layouts that were hard to realise on site. Therefore, the effect of reinforcement splices within corner regions has been studied. Earlier tests and analyses have not shown any disadvantages in splicing the reinforcement within a corner, see Plos (1995), Johansson (2000), and Olsson (1996). In the work presented here, the aim was to investigate what was considered to be the worst case. Tests and analyses of frame corners with differing detailing were designed and carried out. Since the frame corners in large portal bridges have considerably larger dimensions than the specimens tested, a frame corner with dimensions large enough for one splice along one of the sides of the corner was also analysed.

### 1.2. INTERNAL FORCES IN A CORNER SUBJECTED TO CLOSING MOMENT

The internal forces in a corner subjected to a closing moment are shown in Figure 1.

After cracking of the concrete, the tensile forces are carried by the reinforcement, as shown in Figure 1b. If the corner is well-designed, failure will be due to bending in the sections adjacent to the corner, with yielding of the reinforcement. According to Stroband and Kolpa (1983), there are three possible failure modes that will cause premature failure of the corner.

#### 1. Crushing of the concrete in the compressive zone

For elastic materials, there are stress concentrations at corners. For a corner subjected to closing moment, this leads to large compressive stress at the inner part of the corner. However, when the concrete reaches the plastic stage, this stress concentration is no longer so pronounced. Furthermore, there will be a biaxial compressive state, due to the compressive stresses from both sides of the corner, or even a triaxial stress state if lateral deformations are restricted. Thanks to this bi- or triaxial compressive stress state, the concrete will have a greater capacity, and also more ductility.

#### 2. Crushing of the concrete in the compressive diagonal

In Figure 1, where the internal forces in a corner subjected to a closing moment are shown, it can be seen that the compressive zones from each part of the corner are balanced by a compressive diagonal. If the stress in this compressive diagonal becomes large, crushing of the concrete might occur.

## RESUMEN

*Hasta hace poco, el Ministerio de Obras Públicas de Suecia no permitía el empalme de armadura en los nudos de esquina de los pórticos. Y puesto que esto conducía a que se realizaran diseños de armaduras muy difíciles de llevar a cabo, se examinó el efecto de los empalmes colocados en las zonas de unión. Se ensayaron cuatro nudos con diferentes características. Además, se realizaron análisis detallados en tres dimensiones mediante elementos finitos no lineales. Se tuvieron en cuenta los esfuerzos de corte procedentes del anclaje con un nuevo modelo de mecanismo de unión. Se realizó un estudio paramétrico de la importancia de las condiciones de la carga con dos modelos bidimensionales. Los ensayos y análisis muestran que el empalme de la armadura de refuerzo en el centro de las esquinas tiene ventajas sobre la colocación de los empalmes fuera de la curvatura de la armadura. También se indica, de acuerdo con los anteriores análisis y ensayos, que siempre y cuando la longitud del solapo sea tan larga como lo exigen las normas, no existen desventajas al empalmar el refuerzo en las esquinas de los pórticos.*

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. ANTECEDENTES Y OBJETIVO

Hasta hace poco, el Ministerio de Obras Públicas de Suecia no había permitido el empalme de armadura en los nudos de esquina de los pórticos, véase Vägverket (1994). Para las estructuras aporticadas con grandes vanos esto ha conducido a que se proyecten complicadas armaduras de difícil ejecución y montaje. Por todo ello, se ha procedido a estudiar el efecto de los empalmes en el nudo. Los ensayos y análisis realizados con anterioridad no han mostrado inconveniente alguno en lo que respecta a la unión de la armadura en estas zonas, véase Plos (1995), Johansson (2000) y Olsson (1996). En el trabajo que aquí se presenta la intención es investigar lo que se considera como el peor de los casos. Se planificaron y llevaron a cabo ensayos y análisis en los nudos con armaduras de diferentes características. Puesto que los nudos extremos de los grandes puentes aporticados tienen unas dimensiones considerablemente superiores a las de los modelos ensayados, también se analizó el nudo extremo de un pórtico de grandes dimensiones con un empalme en una de sus caras.

### 1.2. ESFUERZOS EN LOS NUDOS DE ESQUINA SOMETIDA A MOMENTO DE CIERRE

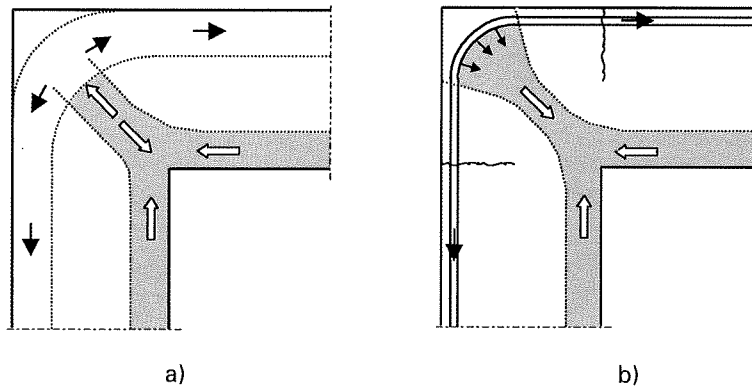
En la Figura 1 se muestran los esfuerzos en el nudo sometido a momento de cierre.

Después de la fisuración del hormigón, aparecen fuerzas de tracción en la armadura, tal y como se muestra en la Figura 1b.

Si el nudo está bien proyectado, el agotamiento será por flexión de la sección adyacente al nudo con plastificación de la armadura. De acuerdo con Stroband y Kolpa (1983), existen tres modos posibles de fallo que provocan una rotura prematura del nudo.

#### 1. Aplastamiento del hormigón en la zona de compresión.

En los materiales elásticos se producen concentraciones de esfuerzos en las entallas. En los nudos sometidos a momento de cierre esto conduce a un gran esfuerzo de compresión por la parte interior. No obstante, cuando el hormigón alcanza la fase plástica, esta concentración de esfuerzos deja de ser tan pronunciada. Además, se producirá un estado de compresión biaxial debido a los esfuerzos de compresión de los dos lados de la esquina o incluso un estado triaxial si se restringen las deformaciones laterales. Gracias a este estado de esfuerzos de compresión bi o triaxial, el hormigón tendrá una mayor resistencia y también una mayor ductilidad.



**The internal forces in a corner subjected to a closing moment: (a) Uncracked corner, and (b) corner with bending cracks. From Stroband and Kolpa (1983)**

**Fuerzas internas en una esquina sometida a momento de cierre: a) Esquina sin fisurar, y b) esquina con fisuras por la curvatura. De Stroband y Kolpa (1983)**

**Fig. 1**

### 3. Bearing failure at the bend of the reinforcement

When a reinforcement bar is bent, radial compressive stresses are present, see Figure 2a. When these compressive stresses spread, as shown in Figure 2b, tensile stresses act out of the plane of the bar curvature. If these tensile stresses become too large, splitting cracks will appear.

For these types of failure, the strength of the concrete is critical. In the first and second failure types discussed, premature crushing of the concrete, it is the compressive strength that is decisive. Also the amount of reinforcement is important: the larger the amount of reinforcement, the greater the forces the concrete must be able to carry. Stroband and Kolpa (1983) derived an analytical expression for how much reinforcement can be allowed; this was to avoid the premature failure of the concrete in the compressive diagonal. In the third type of failure, bearing failure at the bend of the reinforcement, it is mainly the tensile strength that has an influence on the result, and also the thickness of the concrete cover.

For a spliced corner, there is also a fourth type of premature failure:

### 4. Anchorage of the reinforcement

If the anchorage of the reinforcement is not adequate, premature failure of the corner will occur. To avoid this, a minimum splice length is required.

## 2. EXPERIMENTS

### 2.1. TEST PROGRAM AND ARRANGEMENTS

The aim of the tests was to investigate the effect of splicing the reinforcement within a frame corner. Here, a brief summary of the study is given; for more details see Lundgren (1999a). Four frame corners with differing detailing were subjected to a closing moment, combined with shear and a normal force. The detailing of the main reinforcement is shown in Figure 3. One corner had unspliced reinforcement, (a), while another had spliced reinforcement with the splice length required by the codes, (b). The two last frame corners, (c) and (d), had spliced reinforcement with a splice length that was less than half of that required by the codes. All of the test specimens had a relatively high amount of reinforcement; the main reinforcement was placed in one layer, and the distance between the main reinforcement bars was the minimum distance allowed according to the Swedish Standards, Boverket (1994). The reason for these choices was to investigate what was considered to be the worst case.

The test specimens were placed on roller bearings on the floor, and a hydraulic jack was used to apply the load to one of the legs, see the test set-up in Figure 4. The load was measured with a load cell, and the deformations at nine points were measured with displacement transducers as shown in the Figure. The strain in the reinforcement was measured with 20 to 26 strain gauges, according to the type of detailing in the reinforcement.



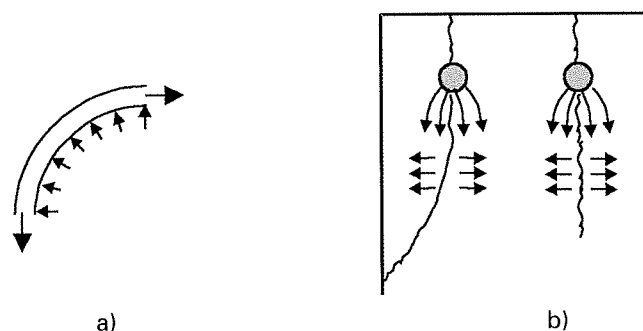
## 2. Aplastamiento del hormigón en la diagonal comprimida.

En la Figura 1, en donde se muestran los esfuerzos en el nudo, se puede ver que las zonas comprimidas de cada barra están compensadas por una diagonal comprimida. Si aumentan los esfuerzos en esta diagonal, se podría llegar al aplastamiento del hormigón.

## 3. Fallo del hormigón en la zona de doblado de la armadura.

Cuando se dobla una barra se producen unas tensiones de compresión radiales (Véase la Figura 2a). Cuando se abren estas tensiones, como se muestra en la Figura 2b, aparecen tracciones en el plano de curvatura de la barra. Si estas se hacen demasiado grandes aparecerán fisuras.

Para este tipo de fallos, la resistencia del hormigón resulta crítica. En el primer y segundo tipo de fallos tratados, que son un aplastamiento prematuro del hormigón, resulta decisiva la resistencia a la compresión. También es importante la cuantía: cuanta más armadura, mayores serán las tensiones sobre el hormigón. Stroband y Kolpa (1983) elaboraron una expresión analítica de cuantía máxima con el objeto de evitar las fisuras prematuras del hormigón en la diagonal de compresión. En el tercer tipo de fallo, la rotura del hormigón en la zona de doblado de la armadura, es principalmente la resistencia a la tracción lo que tiene influencia en el resultado, así como el espesor del recubrimiento de hormigón.



**Barra de armadura doblada provocando a) esfuerzos de compresión radiales y b) esfuerzos de tracción fuera del plano de curvatura de la barra**

**Bent reinforcement bar causing (a) radial compressive stresses and (b) splitting stresses out of the plane of the bar curvature**

**Fig. 2**

En el caso de empalmes se produce un cuarto tipo de fallo prematuro:

## 4. Anclaje de la armadura.

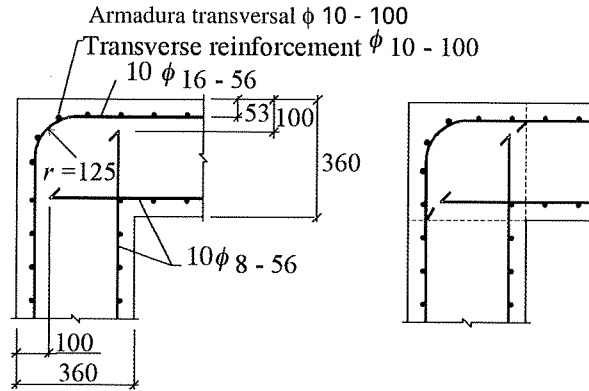
Si el empalme de la armadura no resulta adecuado, se producirán fisuras prematuras en la esquina. Para evitarlo, se requiere una longitud mínima de solapo.

## 2. ENSAYOS

### 2.1. PROGRAMA Y DISPOSICIÓN DE LOS ENSAYOS

El objetivo de los ensayos fue investigar el efecto del empalme de la armadura en los nudos extremos de pórticos. Aquí se resume la investigación; para más detalles véase Lundgren (1999a). Cuatro nudos de pórticos con diferentes detalles se ensayaron a flexión, combinada con cortante y axil. En la Figura 3 se muestran los detalles de la armadura principal. Un nudo tiene armadura continua (a), mientras que otro tiene una armadura empalmada con la longitud de solape que exigen las normas (b). Los dos últimos nudos del pórtico, (c) y (d), tienen armadura empalmada cuya longitud de solape es inferior a la mitad de la que se requiere según las normas. Todos los modelos de ensayo tenían una cantidad relativamente alta de armadura, estando colocada la armadura principal en una capa y siendo la distancia entre la barras la mínima permitida de acuerdo con las normas suecas, Boveket (1994). La razón que llevó a tomar estas decisiones fue la de investigar lo que se consideró como el caso pésimo.

Los modelos de ensayo se colocaron sobre rodillos en el suelo, empleándose un gato hidráulico para aplicar la carga en uno de los lados; véase el montaje del ensayo en la Figura 4. La carga se midió con una célula de carga y las deformaciones se midieron en nueve puntos con transductores de desplazamiento según se muestra en la Figura. La deformación de la armadura se midió con 20 a 26 bandas extensométricas, de acuerdo con el tipo de detalles que mostraba la armadura.

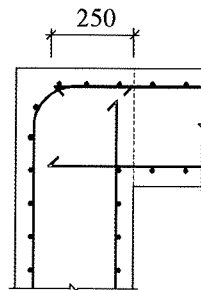


a) Test No. 1U,  
unspliced reinforcement.

a) Ensayo N° 1U  
Armadura sin empalme.

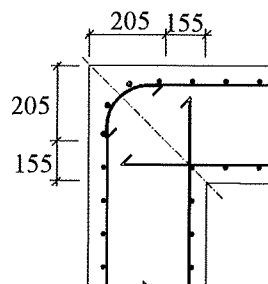
b) Test No. 2L,  
long splice (560 mm).

b) Ensayo N° 2L  
Longitud de solapo según norma  
(560 mm).



c) Test No. 3S,  
short splice (250 mm).

c) Ensayo N° 3S  
Longitud de solapo corta  
(250 mm).



d) Test No. 4Ss, symmetrical  
short splice (250 mm).

d) Ensayo N° 4Ss  
Longitud de solapo corta y  
simétrica (250 mm).

**Detailing of the reinforcement in the corners of the test specimens; cross-sections were 360\*600 mm.  
Measurements, compressive and transverse reinforcement in (b), (c) and (d) were the same as in (a).  
Dimensions given in mm**

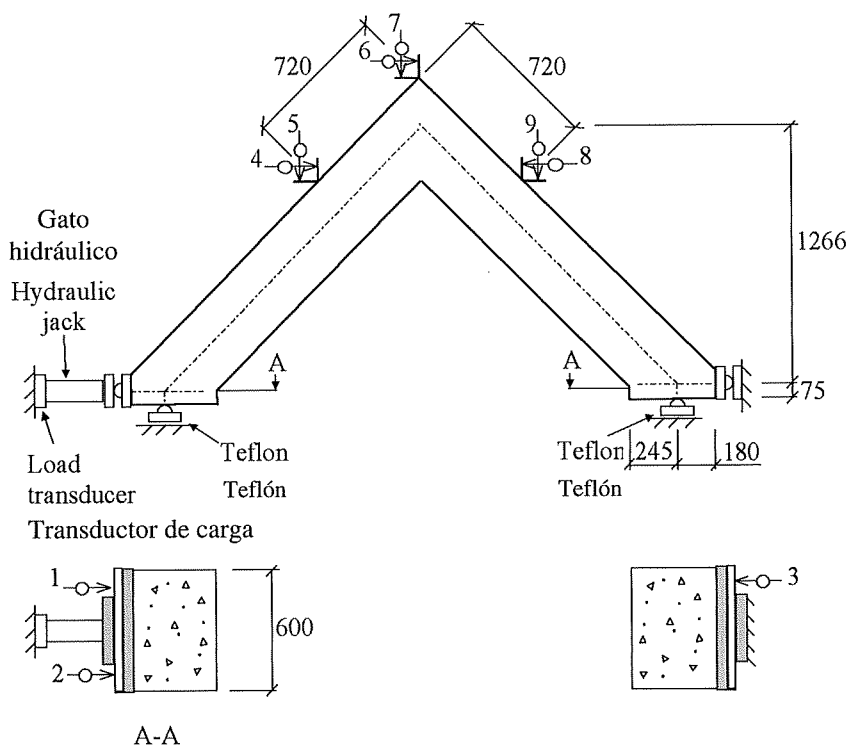
**Detalle del armado en los nudos ensayados; la sección transversal era de 360\*600 mm.  
Las medidas, armadura a compresión y armadura transversal en (b), (c) y (d) fueron las mismas que en (a).  
Dimensiones en milímetros**

**Fig. 3**

## 2.2. TEST RESULTS

The measured load versus deformation in all of the tests is compared in Figure 5. As can be seen, the tests with unspliced reinforcement and with a long splice obtained almost the same maximum load, 307 and 312 kN. This corresponds to the bending capacity of the adjoining cross-sections. In the tests with short splice length, the maximum loads were 150 and 274 kN. In all four tests, the first bending cracks were observed when the load was about 50 to 70 kN.

The tests with unspliced reinforcement and with a long splice showed very similar behaviour. Large bending cracks were observed, and the reinforcement began to yield at a load of about 290 to 295 kN. Concrete then began to spall off at the inner part of the corner, in the compressive zone. After the maximum load had been obtained, inclined cracks in the concrete led to a sudden failure in the test with unspliced reinforcement; the test with the long splice was interrupted before this stage. When examining the results from these two tests, no disadvantage can be found when the reinforcement is spliced within the corner, since the overall behaviour was about the same.



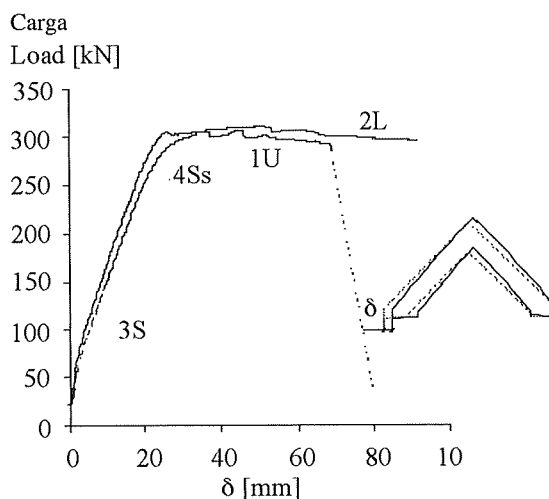
**Montaje del ensayo y mediciones de la carga aplicada y los desplazamientos**

**Test set-up and measurements of loading force and displacements**

**Fig. 4**

## 2.2. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

En la Figura 5 se comparan las relaciones carga-desplazamiento registradas en los ensayos. Como se puede ver, los ensayos con armadura sin empalme y con longitud de solapo larga llegaron casi a la misma carga máxima de 307 y 312 kN respectivamente. Esto se corresponde con la capacidad de flexión de las secciones transversales contiguas. En los ensayos con una longitud de solapo corta, la carga máxima fue de 150 a 274 kN. En los cuatro ensayos, se observaron las primeras fisuras por flexión cuando la carga fue de aproximadamente 50 kN a 70 kN.



**Relaciones carga-desplazamiento obtenidas en los ensayos**

**Measured load versus deformation in the tests**

**Fig. 5**

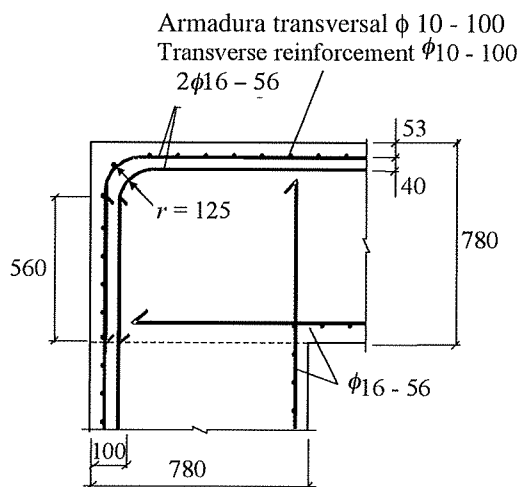
In test No. 3S, where the short splice was situated outside the bend of the reinforcement, failure of the splice limited the capacity. Splitting cracks just at the splice were observed at a load of about 135 kN, and cracks around the splice began to grow very fast at a load of about 140 kN. A maximum capacity of 150 kN was obtained. To obtain fracture of the splice was the aim of the test, the main reason for which was to see whether the analyses could predict the behaviour correctly. As expected, the test shows that failure of a splice within a corner region can be obtained, which is why a minimum splice length is required.

For the other test with a short splice length, No. 4Ss, where the splice was centred in the corner, only slightly less capacity than for the unspliced specimen test was obtained. The failure of No. 4Ss was caused by a rather sudden inclined crack in the concrete, after yielding of the reinforcement. It is uncertain whether the compressive zone was close to its maximum capacity in this case; no spalling of the concrete was noted here before the inclined crack led to failure. Neither does this test reveal any drawbacks to splicing the reinforcement within a corner. One reason for the slightly lower capacity than obtained in the unspliced specimen could be that the concrete compressive strength in the spliced specimen was lower, 33 MPa compared to 37 MPa. This is further discussed in the section "Comparison of tests and analyses". This test shows that even though less than half of the splice length required by the codes was used, the reinforcement had anchorage enough to reach yielding. However, whether the anchorage was great enough to also retain this yield force is uncertain, since inclined cracks in the concrete led to failure. It also shows that splicing the reinforcement in the middle of the corner has great advantages over splicing placed outside the bend of the reinforcement. Two reasons for this are that the stresses in the reinforcement are lower in the bend, and that the bend itself has a positive influence on the anchorage of the reinforcement.

### 3. FINITE ELEMENT ANALYSES

Frame corners with various kinds of detailing were analysed using the non-linear finite element program DIANA. Detailed three-dimensional modelling of the four corners tested was carried out. Since the frame corners in large portal bridges have considerably larger dimensions than the specimens tested, it is possible to have two (or even more) splices in series within the corner region. These larger dimensions are not easy to test. Hence, a frame corner with dimensions large enough for a splice along one of the sides of the corner was analysed with a three-dimensional model, see Figure 6. Furthermore, two-dimensional analyses were used for a parameter study on the importance of the loading conditions. For the analyses of the large frame corner and the two-dimensional analyses, the same material parameters as for the unspliced specimen were used.

In all of the analyses, the concrete was modelled with a constitutive model based on non-linear fracture mechanics. A rotating crack model based on total strain was used for the concrete, see TNO (1998). The hardening in compression was described by the expression of Thorenfeldt et al., as described in TNO (1998), in the three-dimensional analyses. In the two-dimensional models the concrete was instead assumed to be elastic-perfectly plastic. Necessary material data for the concrete was calculated, according to the expressions in CEB (1993), from the compressive cylinder strength. For the tension softening, the curve by Hordijk et al. was chosen, as described in TNO (1998). The constitutive behaviour of the reinforcement steel was modelled by the von Mises yield criterion with associated flow and isotropic hardening, using the measured strength and modulus of elasticity. For more details about the finite element analyses, see Lundgren (2002).



**Detailing of the reinforcement in the large frame corner specimen analysed**

**Detalles de la armadura de refuerzo en la esquina de un gran pórtico para el modelo analizado**

**Fig. 6**

Los ensayos con armadura continua y con una longitud de solapo suficiente, mostraron un comportamiento muy similar. Se observaron grandes fisuras de flexión, comenzando la armadura a plastificar para una carga que oscila entre 290 y 295 kN. Después el hormigón empezó a desconcharse en la parte interior del nudo por la zona de compresión. Después de obtener la carga máxima, las fisuras inclinadas del hormigón produjeron el fallo brusco del ensayo con la armadura continua. El ensayo con la longitud de solapo larga se interrumpió antes de llegar a ese punto. Al examinar los resultados de estos dos ensayos no se pudieron encontrar desventajas cuando la armadura tenía empalmes en el nudo, ya que el comportamiento global fue más o menos el mismo.

En el ensayo N° 3S, en el que la longitud de solapo corta estaba situada fuera de la zona de doblado de la armadura, fue el fallo en el empalme el que limitó la capacidad. Se observaron fisuras justo en el empalme con una carga de unos 135 kN, empezando a crecer otras alrededor del empalme muy rápidamente con una carga de aproximadamente 140 kN. Se obtuvo una capacidad máxima de 150 kN. El objetivo del ensayo era conseguir el fallo del empalme, siendo la principal razón para ello ver si el análisis podría predecir el comportamiento de una forma correcta. Como se esperaba, el ensayo mostró que falló el empalme dentro de la zona de la esquina, que es por lo que se requiere una longitud mínima de solape.

Para el otro ensayo con una longitud de solape corta, el N° 4Ss, en el que el empalme estaba centrado en la zona de doblado, se obtuvo una capacidad ligeramente inferior a la del ensayo con el modelo sin empalme. El fallo de la N° 4Ss fue ocasionado por una fisura repentina inclinada en el hormigón, después de plastificar la armadura. En este caso, la zona comprimida estaba lejos de su capacidad máxima; no se observó ningún desconchamiento del hormigón antes de que la fisura inclinada produjera el fallo. Tampoco reveló este ensayo ningún problema debido al empalme de la armadura. Una razón por la que la capacidad es ligeramente inferior a la que se consiguió en el modelo sin empalmes podría ser que la resistencia a la compresión del hormigón en el modelo con empalmes era inferior, 33 MPa comparado con los 37 MPa. Este tema se trata más ampliamente en la sección "Contraste de resultados". Este ensayo muestra que aunque se empleó menos de la mitad de la longitud de solape requerida por las normas, la armadura tenía anclaje suficiente para alcanzar el límite elástico. No obstante, no parece clara la capacidad del anclaje para mantener la tensión en la armadura cuando progresa la fisuración del hormigón. También se mostró que el empalme de la armadura en la zona curva de la armadura tiene ventajas sobre el empalme colocado fuera de ella. Dos razones para ello son que las tensiones en la armadura son inferiores en la curva y que ésta, por sí misma, ejerce una influencia positiva en el anclaje.

### 3. ANÁLISIS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS

Se analizaron los nudos del pórtico con diversos tipos de características empleando el programa de elementos finitos no lineales DIANA. Se llevó a cabo el modelo tridimensional detallado de las cuatro uniones nudos ensayadas. Puesto que los nudos de los grandes puentes aperticados tienen unas dimensiones considerablemente superiores a las de los modelos analizados, es posible disponer dos (o incluso más) empalmes en serie en la zona de unión. Dichas grandes dimensiones no son fáciles de ensayar. De aquí que se analizara un nudo con unas dimensiones suficientemente grandes para permitir un empalme en toda la longitud de uno de sus lados con un modelo tridimensional (véase la Figura 6). Además, se emplearon análisis bidimensionales para un estudio paramétrico sobre la importancia de las condiciones de carga. Para el análisis del nudo pórtico de grandes dimensiones y los análisis bidimensionales se emplearon los mismos parámetros de materiales que para el modelo sin empalmes.

En todos los análisis, se utilizó para el hormigón un modelo basado en la mecánica no lineal de la fractura. Se utilizó para el hormigón un modelo de fisuración basado en la deformación total; véase TNO (1998). En los análisis tridimensionales el endurecimiento en compresión se simuló por medio de la expresión de Thorenfeldt *et al.*, según se describe en TNO (1998). En los modelos bidimensionales se asumió que el hormigón era elasto-plástico perfecto. Se calcularon los datos necesarios de los materiales para el hormigón de acuerdo con las expresiones del CEB (1993), a partir de la resistencia a la compresión del cilindro. Para la tensión de relajación se escogió la curva de Horkijk *et al.*, según se describe en TNO (1998). Para el comportamiento de la armadura se utilizó el criterio von Mises con plasticidad asociada y endurecimiento isotrópico medidos, empleando la resistencia y el módulo de elasticidad medidos. Para más detalles sobre los análisis de elementos finitos, véase Lundgren (2002).

#### 3.1. MODELOS BIDIMENSIONALES

Se utilizaron modelos bidimensionales para el estudio de los parámetros relativos a las condiciones de carga. Los análisis del nudo del pórtico sin empalmes (ensayo N° 1U) se compararon con los análisis de un modelo con una

### 3.1. TWO-DIMENSIONAL MODELS

Two-dimensional models were used for a parameter study on the significance of the loading conditions. Analyses of the tested unspliced frame corner No. 1U were compared with analyses of a specimen with a short splice, No. 3S. Four load cases with different amounts of shear force were studied, for details see Lundgren (2002). It was shown that the effect of the splice was about the same for all of the load cases studied; it was only slightly larger for a load case with pure bending moment, and for a load case which reflected the tested. Hence, the load case selected for testing appears to be a rather good choice. The large frame corner was analysed for pure bending moment.

### 3.2 THREE-DIMENSIONAL MODELS

In the three-dimensional analyses, the concrete and the main reinforcement were modelled with eight-node solid elements. The compressive and the transverse reinforcement were modelled as "embedded" reinforcement, meaning that complete interaction between the concrete and the reinforcement was assumed. The bond mechanism between the concrete and the main reinforcement bars was described with special interface elements by a new model. In this model, the splitting stresses caused by the bond action are included, and the bond stress depends not only on the slip, but also on the radial deformation between the reinforcement bar and the concrete. Thereby, the influence of the surrounding structure is included, so that the bond stress will decrease if the concrete splits, or the reinforcement starts yielding; for more details see Lundgren and Gylltoft (2000), or Lundgren (1999b). As shown in Figure 2, the bends of the reinforcement bars in the corners generate splitting stresses perpendicular to the plane of the bend. When the reinforcement is spliced, additional splitting stresses arising from the anchorage of the reinforcement could decrease the bond capacity. By using detailed three-dimensional models, combined with the new model for the bond, these effects could be taken into account in the analyses.

## 4. COMPARISON OF TESTS AND ANALYSES

Comparisons of test results and analyses for the four tests conducted are shown in figures 7, 8, and 10. All of the analyses showed the same failure mode as in the tests. There was bending failure with yielding of the reinforcement followed by spalling of the concrete in the compressive zone and inclined cracks causing collapse in 1U and 2L; fracture of the splice in 3S; and yielding of the reinforcement followed by an inclined crack causing collapse in 4Ss. Bending cracks were obtained at a load of about 55 kN in the analyses, i.e. about the same as observed experimentally.

### 4.1. FRACTURE CAUSED BY INCLINED CRACK

It was interesting to note that the inclined cracks that caused failure in tests 1U, 2L, and 4Ss were obtained also in the analyses. Inclined cracking is known to be difficult to obtain when crack models with fixed directions are used. To check whether it was the rotating crack model that allowed this behaviour to be captured, an analysis of the unspliced corner was made, using the same crack model but with fixed crack directions. In this analysis, no inclined crack was obtained; instead large tensile stresses could be transferred. This clearly shows the benefits of a rotating crack model.

In the analyses of tests 1U and 2L, yielding of the reinforcement started at a load of about 300 kN; the yield front then penetrated the reinforcement so that the whole bar was yielding when the maximum load of about 320 kN was reached, see figures. 7 and 8. In the tests, yielding of the reinforcement was observed at a slightly lower load, about 295 kN, and the maximum capacity was also slightly lower in the experiments than in the analyses. The main reason is probably that the elements used, eight-node isoparametric solid brick elements, behave rather poorly in bending. Another trend that can be noted is that in the analyses of tests 1U and 2L the ductility is smaller than in the tests. Besides, the inclined crack which leads to failure is obtained earlier (for smaller deformations) in the analyses than in the tests, see figures. 7 and 8a.

longitud de solape corta, N° 3S. Se estudiaron cuatro casos con diferentes armaduras de corte; para más detalles véase Lundgren (2002). Se comprobó que el efecto del empalme fue más o menos el mismo para todos los casos de carga estudiados; tan solo fue ligeramente mayor para un caso de carga en flexión pura y para un caso de carga que reflejó la unión ensayada en laboratorio. Por todo ello el caso de carga seleccionado para los ensayos de laboratorio parece ser una buena elección. El nudo del pórtico grande se analizó para un momento de flexión pura.

### **3.2. MODELOS TRIDIMENSIONALES**

En los análisis tridimensionales el hormigón y la armadura principal se modelizaron con elementos sólidos de ocho nodos. La armadura de compresión y la armadura transversal se modelizaron como armadura difusa, dando por supuesto que se asumía la interacción completa entre el hormigón y dicha armadura. El mecanismo de unión entre el hormigón y las barras de la armadura principal se describió mediante un nuevo modelo con elementos especiales de interfase. En dicho modelo se incluyeron los esfuerzos de corte provocados por la adherencia, dependiendo esta fuerza no sólo del deslizamiento, sino también de la deformación radial entre la barra de la armadura y el hormigón. Por tanto, se consideró el efecto del hormigón adyacente a la barra de manera que la tensión de adherencia disminuiría si se fisurara el hormigón o comenzara a plastificar la armadura: para más detalles véase Lundgren y Gylltoft (2000) o Lundgren (1999b). Como se muestra en la Figura 2, las curvaturas de las barras de la armadura en las uniones generan tensiones perpendiculares al plano de la curva. Cuando se une la armadura con empalmes, las tensiones adicionales que surgen del anclaje de la armadura pueden disminuir la adherencia. Empleando los modelos tridimensionales detallados combinados con el nuevo modelo de adherencia, se podrían tener en cuenta estos efectos en el análisis.

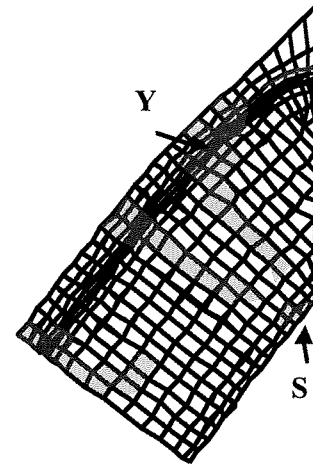
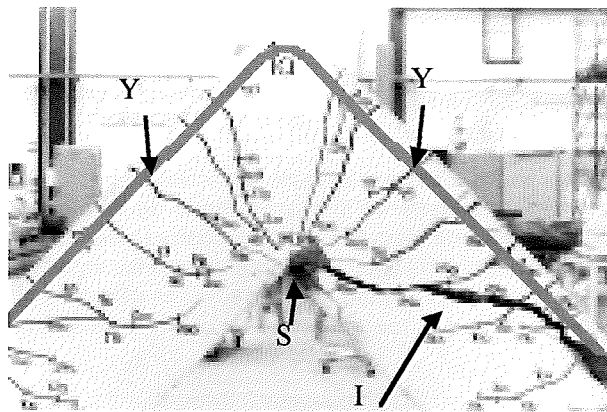
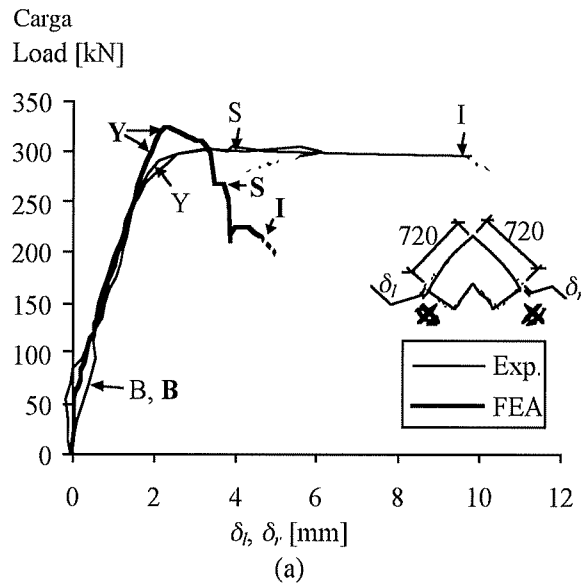
## **4. CONTRASTE DE RESULTADOS**

En las figuras 7, 8 y 10 se muestran las comparaciones entre los resultados de los ensayos y las modelizaciones de los cuatro ensayos realizados. Todos los análisis numéricos mostraron el mismo modo de fallo que en los ensayos. Se produjo un fallo por flexión con una deformación permanente seguida del desconchado del hormigón en la zona de compresión y fisuras inclinadas provocando el colapso en la 1U y 2L; fallo en el empalme en la 3S y deformación permanente de la armadura seguida de una fisura inclinada provocando el colapso en la 4Ss. Se obtuvieron fisuras por flexión con una carga de aproximadamente 55 kN en todos los modelos, es decir, la misma que se observó experimentalmente.

### **4.1. FALLO POR FISURAS INCLINADAS**

Resultó interesante observar que las fisuras inclinadas que provocaron el fallo en los ensayos 1U, 2L y 4Ss se obtuvieron también en los análisis. Se sabe que es difícil obtener una fisuración inclinada cuando se emplean modelos de fisuras con direcciones fijas. Para comprobar si fue el modelo de fisuración lo que permitió que se captara este comportamiento, se realizó un análisis de la unión sin empalmes empleando el mismo modelo de fisuras, pero con direcciones fijas de fisuración. En dicho análisis no se obtuvieron fisuras inclinadas; antes bien, se observó la posibilidad de transferir grandes esfuerzos. Esto muestra claramente los beneficios de un modelo de fisuras radiales.

En el análisis de los ensayos 1U y 2L, la plastificación de la armadura comenzó con una carga alrededor de los 300 kN; la plastificación avanzó de forma que el conjunto de barras se plastificó cuando se alcanzó la carga máxima de aproximadamente 320 kN, véanse las figuras 7 y 8. En los ensayos, se observó la plastificación de la armadura para una carga ligeramente inferior, alrededor de 295 kN, siendo la capacidad máxima también ligeramente más baja en los ensayos que en los análisis. La razón principal es probablemente que los elementos empleados, elementos cúbicos isoparamétricos de ocho nodos tienen un comportamiento pobre en flexión. Otro aspecto que se pudo observar es que en los análisis de las pruebas 1U y 2L la ductilidad fue menor que en los ensayos. Además, las fisuras inclinadas que produjeron el fallo se obtuvieron antes (para deformaciones más pequeñas) en los análisis que en los ensayos. Véanse las figuras 7 y 8a.



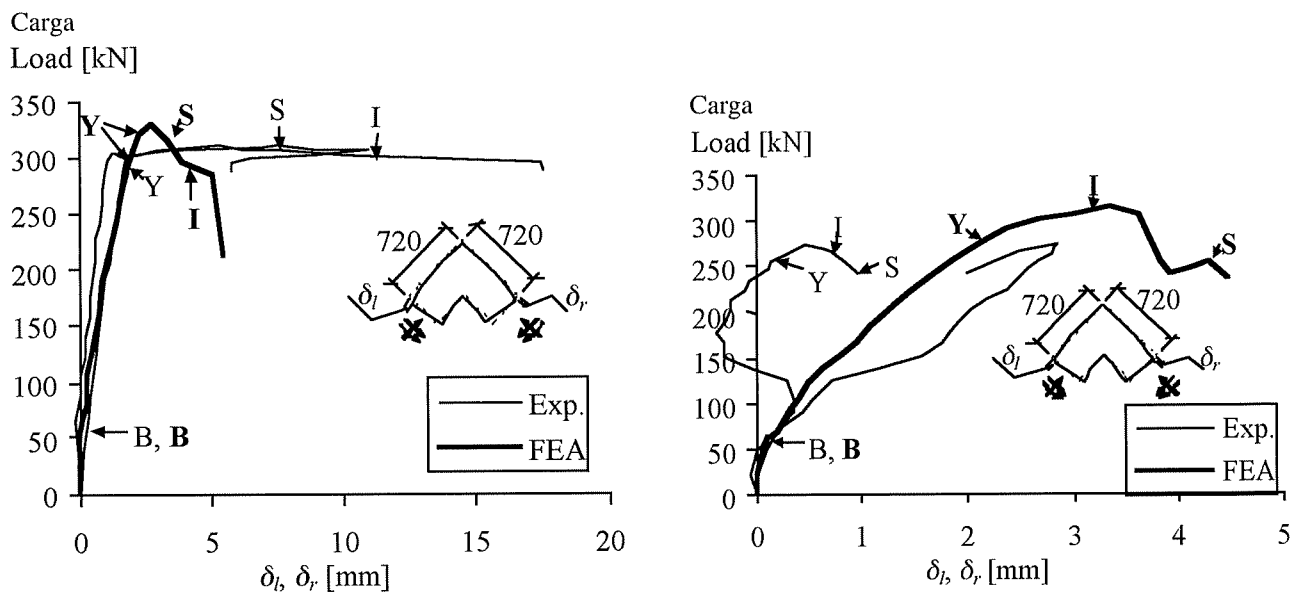
Comparison of test results and analysis for test No. 1U, with unspliced reinforcement: (a) load versus deformation; the letter designations are B: bending cracks, Y: yielding of reinforcement, S: spalling of concrete, and I: inclined crack; bold for the analysis and regular for the experiment. (b) The test specimen after the test. (c) Deformed mesh just after the maximum load, grey marked elements indicate that the principal strain is greater than 0.001

Comparación entre los resultados de ensayo y de análisis del nudo N° 1U con armadura sin empalmes: a) Relación carga-deformación, las letras asignadas son: B: fisuras por flexión, Y: plastificación de la armadura, S: desconchamiento del hormigón, e I: fisura inclinada; negrilla para el análisis y normal para el ensayo. b) Modelo del ensayo tras realizarse éste. c) Modelo deformado justo después de la carga máxima; los elementos marcados en gris indican que la deformación principal es superior a 0,001

Fig. 7

When examining the results from the analysis of test No. 4Ss, the symmetric short splice, the maximum load was again found to be overestimated, see Figure 8b, probably due to the poor behaviour of the elements in bending. Still, the overall behaviour is the same as in the tests, with an inclined crack in the concrete and, thereafter, spalling of the concrete at the inner part of the corner. The failure mode is thus slightly different from that in tests 1U and 2L, where spalling of the concrete reduced the cross-section, after which the inclined crack caused collapse. This difference could be due either to the lower concrete strength in test No. 4Ss, or to the shorter length of the lap splice. The slip at the free end of the reinforcement bar was about 1.0 mm, which can be compared with about 0.7 mm in the analysis of test No. 2L. The local bond versus slip at the end of the splice, obtained from the analysis of No. 4Ss, is shown in Figure 9. As can be seen, there was a rather large scatter in the bond stresses, caused by the various levels of confinement around the bar. The main part of the bond stresses was carried at the sides between the bars, since the compressive struts of the bond action from the reinforcement bars nearby provided enough





**Comparación entre las curvas carga-deformación de ensayo y de análisis: las asignaciones de las letras son: B: fisuras por flexión, Y: plastificación de la armadura, S: desconchamiento del hormigón, e I: fisura inclinada; negrilla para el análisis y normal para el experimento. a) Prueba N° 2L, con longitud de solape larga y (b) prueba N° 4Ss, con una longitud de solape corta simétrica**

**Comparison of load versus deformation from test results and analyses: the letter designations are B: bending cracks, Y: yielding of reinforcement, S: spalling of concrete, and I: inclined crack; bold for the analysis and regular for the experiment. (a) Test No. 2L, with long splice, and (b) test No. 4Ss, with a symmetric short splice**

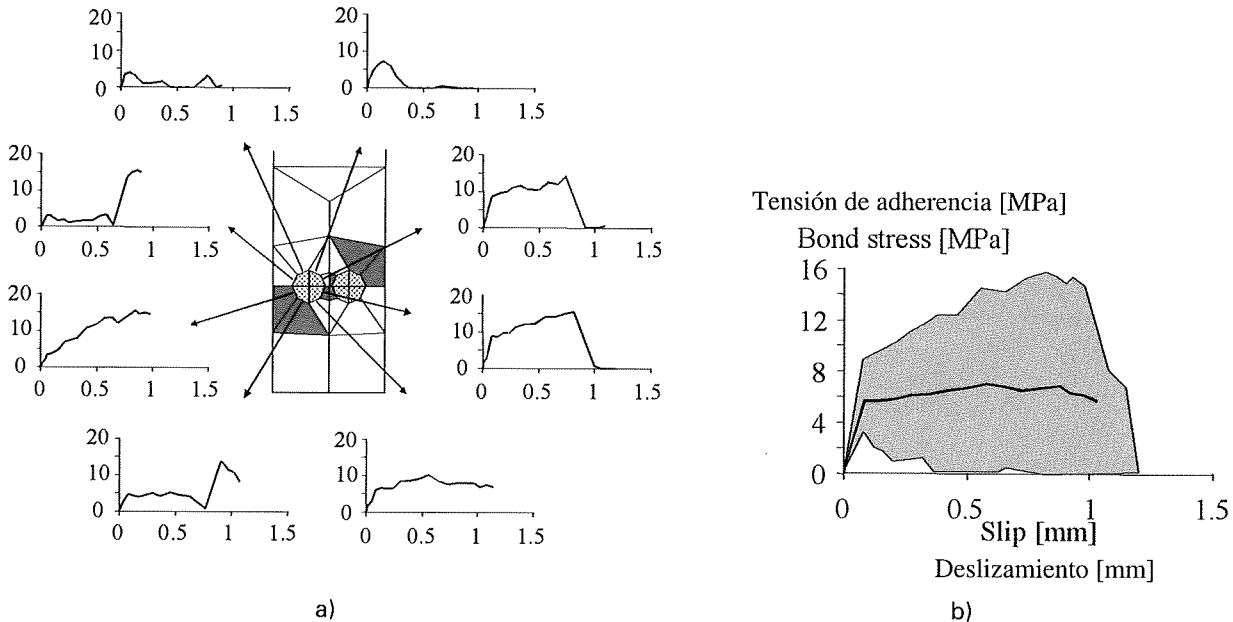
**Fig. 8**

Los resultados de los análisis del nudo N° 4Ss, para la longitud de solape corta simétrica, muestran una sobreestimación de la carga máxima, véase la Figura 8b, probablemente debido al mal comportamiento a flexión de los elementos utilizados. Además el comportamiento general es el mismo que en los ensayos con fisura inclinada en el hormigón, manifestándose un desconchamiento de éste en la parte interior de la unión. El modo de fallo es, por tanto, ligeramente diferente al de las pruebas 1U y 2L, en donde el desconchamiento del hormigón redujo la sección transversal y, a continuación, la fisura inclinada causó el colapso. La diferencia podría ser debida bien a la menor resistencia del hormigón en la prueba N° 4Ss, bien a la longitud más corta del empalme. El deslizamiento en el extremo libre de la barra de refuerzo fue de más o menos 1 mm, lo cual se puede comparar con los aproximadamente 0,7 mm del análisis de la unión N° 2L. En la Figura 9 se muestra la relación entre tensión y deslizamiento en el extremo del empalme, obtenida a partir del análisis de la unión N° 4Ss. Como se puede comprobar, existe una dispersión importante en la tensión de adherencia provocada por los diferentes niveles de confinamiento de la barra. La parte principal de la adherencia se desarrolla en los lados de las barras, puesto que las compresiones debidas a la adherencia de las barras adyacentes proporcionan un confinamiento lateral suficiente para mantener unida la estructura. Una fisura que divide la sección transversal en dos partes al nivel de la armadura redujo la capacidad en las otras direcciones. Una fisura, que separa la sección en dos partes, alcanzó las líneas de simetría aproximadamente en la carga máxima. Se advirtieron los mismos efectos en el análisis de la prueba N° 2L. Estas fisuras también se observaron en los ensayos.

#### 4.2. FALLO DEL EMPALME

En el análisis de la unión N° 3S, las fisuras que dividieron la sección transversal en dos partes al nivel de la armadura se desarrollaron a partir de las barras con empalmes, alcanzando las líneas de simetría con una carga de 120 kN. La carga podría, no obstante, incrementarse, ya que se podría aumentar la adherencia a los lados de la armadura, como se muestra en la Figura 9. La capacidad del empalme se alcanzó con una carga máxima de aproximadamente 200 kN; véase la Figura 10. En el ensayo, se advirtieron primero las fisuras alrededor del empalme cuando la carga era de aproximadamente 135 kN, obteniéndose la carga máxima con 150 kN. Por otra parte, en el ensayo había un borde libre a ambos lados de los modelos de ensayo, en donde no resulta posible llevar las tensiones de adherencia en las direcciones entre las barras de la armadura. De aquí que se realizara otro análisis con la misma discretización, pero cambiándose las condiciones de contorno para que uno de los planos de

lateral confinement to keep the structure together. A crack splitting the cross-section into two parts at the level of the reinforcement reduced the capacity in the other directions. This splitting crack, which started from the reinforcement bars, reached the symmetry lines at about the maximum load. The same effects were noted in the analysis of test No. 2L. These cracks were also observed in the experiments.



**Results from the analysis of test No. 4Ss, with a short symmetric splice: (a) local bond stresses (in MPa) versus slip (in mm) close to the free end of the spliced reinforcement bar; grey marked elements indicate that the principal strain is larger than 0.001; (b) average of the local bond stresses around the reinforcement bar, grey marked region indicates the variation in the results**

**Resultados del análisis del nudo N° 4Ss con una longitud de empalme simétrica corta: a) Gráfica tensión de adherencia-deslizamiento en el extremo libre de la armadura con empalmes; los elementos marcados en gris indican que la deformación principal es superior a 0,001; b) media de las tensiones de adherencia locales alrededor de la armadura; la región marcada en gris indica la variación en los resultados**

**Fig. 9**

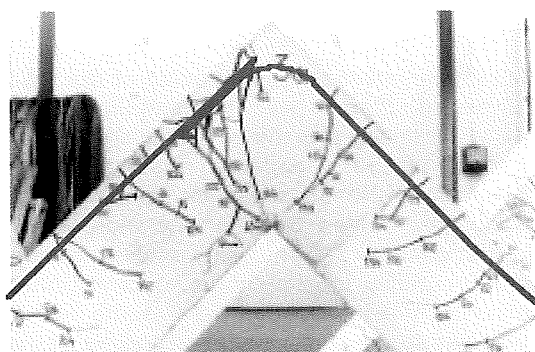
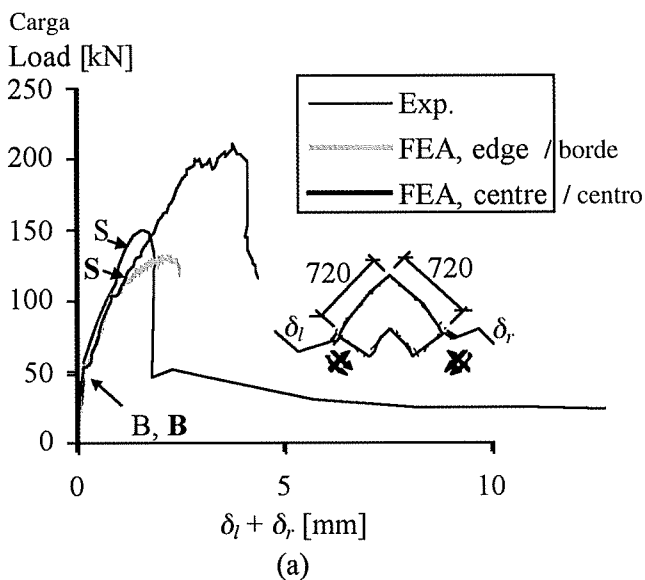
#### 4.2. FRACTURE OF THE SPLICE

In the analysis of test No. 3S, cracks splitting the cross-section into two parts at the level of the reinforcement developed from the spliced reinforcement bars, and reached the symmetry lines at a load about 120 kN. The load could, however, be increased further, while bond could still be carried at the sides between the reinforcement bars in the same way as shown in Figure 9. When a maximum load of about 200 kN was obtained, the capacity of the splice was reached, see Figure 10. In the experiment, the cracks around the splice were noted first when the load was about 135 kN, and maximum load was obtained at 150 kN. On the other hand, in the test there was a free edge, on both sides of the test specimens, where it is not possible to carry bond stresses in the directions between the reinforcement bars. Hence, another analysis was done with the same mesh, but the boundary conditions were changed so that one of the symmetry planes between two bars became a free edge. The splitting crack was then formed at a load corresponding to about 110 kN for the whole specimen, i.e. a load only slightly lower than that of the centre slice. The main difference between the two analyses was that, when there was a free edge, the load could not be increased much after the splitting crack had formed; the maximum load obtained was only 128 kN. As can be expected, the test results lie between the two analyses, see Figure 10, which means that the fracture of the splice is well described by the analyses.

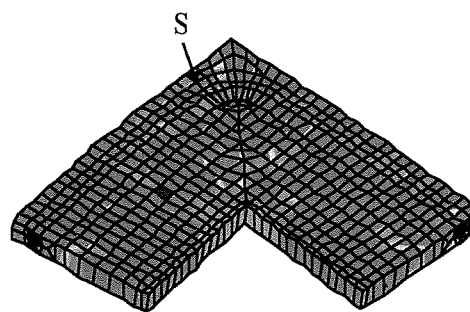
#### 4.3. LARGE FRAME CORNER

When assessing the results from the analysis of the large frame corner with spliced reinforcement, the reinforcement was found to be yielding when the applied bending moment was 140 kNm; the maximum bending moment obtained was 156 kNm for a slice 56 mm wide, see Figure 11. This corresponds to the bending capacity of

simetría entre dos barras quedara como un borde libre. La fisura de corte se formó entonces con una carga aproximada correspondiente a 110 kN para la totalidad del modelo, es decir, una carga solo ligeramente inferior a la del empalme central. La diferencia principal entre los dos análisis fue que, cuando había un borde libre, la carga no se podía incrementar mucho después de que se formara la fisura de corte; la carga máxima obtenida fue sólo de 128 kN. Como cabe esperar, los resultados de los ensayos quedan entre los dos análisis, véase la Figura 10, lo cual indica que el fallo del empalme queda recogido en los modelos.



(b)



(c)

**Comparación entre los resultados del ensayo y de los análisis del nudo N° 3S con una longitud de empalme corta:**  
a) Carga-deformación. Las letras asignadas son B: fisuras por flexión, y S: fisura de corte; negrilla para el análisis y normal para el experimento. b) Modelo de ensayo tras realizarse éste. e) Nudo deformado justo después de la carga máxima; los elementos marcados en rojo indican que la deformación principal es superior a 0,001. Del análisis de una parte central

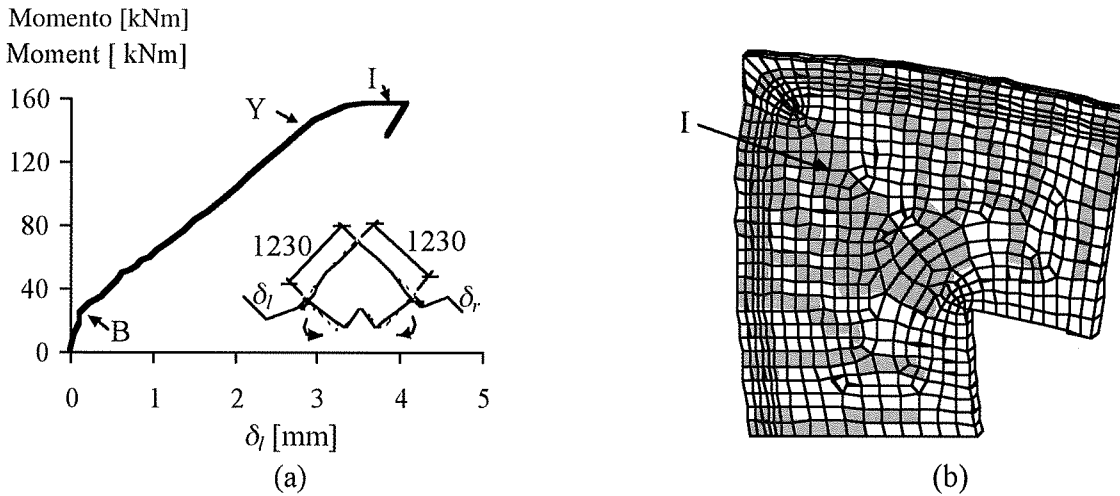
**Comparison of test results and analysis for test No. 3S, with a short splice:** (a) load versus deformation; the letter designations are B: bending cracks, and S: splitting crack; bold for the analysis and regular for the experiment. (b) The test specimen after the test. (c) Deformed mesh just after the maximum load, red marked elements indicate that the principal strain is greater than 0.001. From the analysis of a centre part.

Fig. 10

#### 4.3. NUDO DE EXTREMO DE GRANDES PÓRTICOS

Cuando se valoraron los resultados del análisis del nudo extremo del gran pórtico con empalmes se halló que éste presentaba cierta plastificación cuando el momento de flexión aplicado era de 140 kNm; el momento de flexión

the adjoining cross-sections. When the maximum load was obtained, an inclined crack in the centre of the corner formed, as marked in Figure 11b. After that, it was not possible to continue the analysis, since it became unstable.



**Results from the analyses of the spliced large frame corner: (a) load versus deformation; the letter designations are B: bending cracks, Y: yielding of reinforcement, and I: inclined crack; (b) deformed mesh at the maximum load, where grey marked elements indicate that the principal strain is larger than 0.001**

**Resultados de los análisis de la esquina gran pórtico con empalmes. a) Momento y deformación, las letras asignadas son B: fisuras por flexión, Y: deformación permanente de la armadura e I: fisura inclinada; b) emparrillado deformado con la carga máxima, cuando los elementos están marcados en gris indica que la deformación principal es superior a 0,001**

**Fig. 11**

To check whether the splice was limiting, the stress in the reinforcement at the beginning of the splice was plotted versus the slip at the end of the splice, for all of the analyses of spliced specimens, see Figure 12. These results show the difference between the analyses where the splice was limiting and the others. In specimen No. 2L, where the splice was not limiting, the slip was decreasing while the stress in the reinforcement was unloaded, due to the spalling of the compressive zone and the inclined crack. In specimen No. 3S, where the splice was limiting, the slip continued to increase when the reinforcement was unloaded, as expected. Studying the analysis of test specimen No. 4Ss, shows that the results are not so clear. The slip first continued to increase, while the reinforcement was unloaded. This was about when the inclined crack appeared. Eventually, spalling of the concrete on the compressive edge caused total collapse; the slip then decreased. To conclude, in test specimen No. 4Ss, the inclined crack might have been caused by the splice, while the total collapse was due to the spalling of the concrete at the compressive edge of the inner part of the corner. The difference in behaviour between test specimen No. 4Ss and No. 3S is most likely due to the bent reinforcement in specimen No. 4Ss. The stresses in the reinforcement are lower in the bend, and the bend itself has a positive influence on the anchorage of the reinforcement; thus, the capacity of specimen No. 4Ss is larger than No. 3S. For the large frame corner analysed, the slip decreased when the reinforcement was unloaded. This shows that the splice was not limiting in the large frame corner.

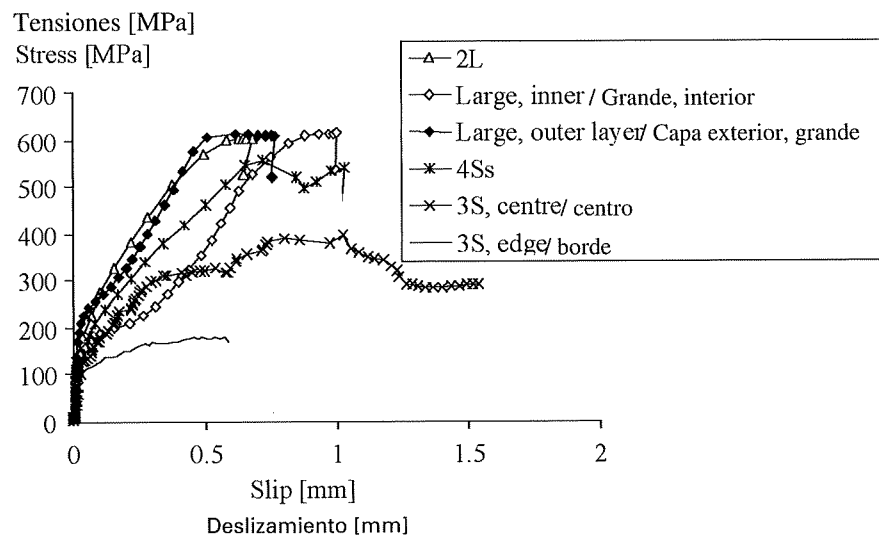
## 5. CONCLUSIONS

Tests and analyses of frame corners with differing detailing subjected to closing moments were carried out. The results from the finite element analyses show that the overall behaviour of the specimens could be quite well described. The failure mode in the analyses was the same as in the tests. However, some details are worth noting. When the ductility of the specimen was determined by the compressive region, the ductility was too low in the analyses, since the compressive region was too weak. Another problem was that the elements used behaved poorly in bending. However, fracture of the splice was shown to be described realistically in the analyses; the use of a rotating crack model even enabled the capture of inclined cracking, which is known to be difficult when using crack models with fixed directions.

The results of the combined tests and analyses indicated that the behaviour of the spliced specimens was about the same as that of the corresponding unspliced specimen, provided the splice was long enough. Splicing the

máximo obtenido fue de 156 kNm para un empalme de 56 mm de ancho; véase la Figura 11. Esto corresponde a la capacidad a flexión de las secciones contiguas. Cuando se obtuvo la capacidad máxima, se formó una fisura inclinada en el centro de la unión, como se indica en la Figura 11b. Después de esto, no fue posible continuar el análisis puesto que se hizo inestable.

Para comprobar si era el empalme el que limitaba la capacidad, se trazó la gráfica Tensión (al comienzo del empalme)-deslizamiento (final del mismo) en todos los modelos con empalmes; véase la Figura 12. Estos resultados muestran la diferencia entre los modelos en donde el empalme estaba restringido y los demás. En el modelo N° 2L, en donde el empalme no estaba coaccionado, el deslizamiento fue decreciendo, mientras que el esfuerzo en la armadura se disminuía debido al desconchamiento de la zona comprimida y a la fisura inclinada. En el modelo N° 3S, en donde estaba restringido el empalme, el deslizamiento continuó aumentando cuando se descargó la armadura, tal y como se esperaba. El estudio del análisis del modelo de ensayo N° 4 Ss indica que los resultados no están tan claros. El deslizamiento continuó primero aumentando al tiempo que se descargaba la armadura. Esto ocurrió más o menos cuando apareció la fisura inclinada. Finalmente, el desconchamiento del hormigón en el borde comprimido provocó el colapso; después disminuyó el deslizamiento. En conclusión, en el modelo de ensayo N° 4Ss, la fisura inclinada podría haber sido provocada por el empalme, mientras que el colapso total se debió al desconchamiento del hormigón en el borde comprimido en la parte interior de la unión. La diferencia de comportamiento entre el modelo de ensayo N° 4Ss y 3S se debe muy probablemente a la armadura doblada del modelo N° 4Ss. Los esfuerzos en la armadura son inferiores en la curvatura, teniendo la curvatura en sí misma una influencia positiva sobre el anclaje; por ello, la capacidad del modelo N° 4Ss es mayor que la del N° 3S. Para la unión del pórtico grande analizado, el deslizamiento disminuyó cuando se descargó la armadura. Esto muestra que el empalme no estaba coaccionado en la unión del gran pórtico.



**Resultados de los análisis de todas las uniones con empalmes: Tensiones en la armadura al principio del empalme y deslizamiento en el extremo libre**

**Results from the analyses of all the spliced frame corners: stress in the reinforcement at the beginning of the splice versus slip at the free end**

**Fig. 12**

## 5. CONCLUSIONES

Se llevaron a cabo ensayos y análisis de las uniones extremas de pórticos con diferentes características sometidas a flexión. Los resultados de los análisis mediante elementos finitos reproducen bien el comportamiento general de la unión. El modo de fallo en los análisis fue el mismo que en los ensayos. No obstante, cabe señalar algunos detalles. Cuando la ductilidad del modelo queda condicionada por la zona comprimida, su valor es infra-valorado en los análisis puesto que la zona comprimida resultaba demasiado débil. Otro problema fue que los elementos empleados se comportaron mal a flexión. Sin embargo, los análisis permitieron simular de forma realista el fallo del empalme; el uso del modelo de fisuración permitió incluso la determinación de la inclinación de las fisuras, lo que resulta difícil cuando se emplean modelos de fisuración con direcciones fijas. Los resultados de los ensayos y análisis combinados indican que el comportamiento de los modelos con empalmes fue similar al de los modelos sin

---

reinforcement within a corner region does not seem to have any negative effect on the behaviour of the corner, since the behaviour of the spliced corner differs only a little from a corresponding unspliced corner. However, it is worth noting that, for certain conditions, the capacity of a corner (spliced or unspliced) is less than the capacity of the adjoining sections. For corner regions with free edges, splitting of the side cover must be prevented, either with a sufficient thickness of the concrete cover or with confining reinforcement. When this is done, or if the corner region does not have free edges, the capacity of the corner is greater than the capacity of the adjoining sections for the concrete qualities and amount of reinforcement that are usually used today. For the low concrete qualities that were used some years ago (with a compressive strength as low as about 15 MPa), premature failure of the corner might occur. Also, if the capacity of the steel were dramatically increased beyond what is normal today, or very large amounts of reinforcement were used, premature failure of the corner might occur.

In conclusion, this work shows that splicing the reinforcement in the middle of the corner has advantages over splicing placed outside the bend of the reinforcement, due to that the stresses in the reinforcement are lower in the bend, and the bend itself has a positive influence on the anchorage of the reinforcement. It also indicates, in agreement with previous analyses and tests, that there are no disadvantages in splicing the reinforcement within the corner of a frame. As a consequence of the results in this and in earlier work, the Swedish Road Administration now allows splicing of the reinforcement in a corner region.

---

empalmes, siempre y cuando éstos fueran lo suficientemente largos. El empalme de la armadura en la zona de las uniones no parece tener efectos negativos sobre el comportamiento de éstas, puesto que difiere solo ligeramente de las que no los tienen. No obstante, merece la pena observar que, en ciertas condiciones, la capacidad de una unión (con empalmes o sin ellos) es inferior a la de las zonas contiguas. Para las uniones con bordes libres se debe evitar la pérdida del recubrimiento bien sea mediante un espesor suficiente o mediante armadura de confinamiento. Cuando esto se lleva a cabo, o si la unión no tiene bordes libres, la capacidad de estas es superior a la de las secciones contiguas para las calidades de hormigón y cantidades de armadura que se emplean normalmente hoy en día. Con las bajas calidades de hormigón que se empleaban hace algunos años (con resistencias a la compresión tan bajas como 15 MPa), podrían producirse fallos prematuros. Igualmente, si se aumentara considerablemente la capacidad del acero, inclusive más allá de lo que es normal hoy en día, o si se utilizaran grandes cantidades de armadura, también podrían producirse fallos prematuros en los nudos.

En resumen, este trabajo muestra que el empalme de la armadura en la mitad de la zona de las uniones tiene ventajas sobre el empalme llevado a cabo fuera de la zona doblada de la armadura, debido a que las tensiones son inferiores en las zonas curvadas, y a que éstas, por sí mismas, tienen una influencia positiva en su anclaje. También indica, de acuerdo con los anteriores análisis y ensayos, que no existen desventajas en el empalme de la armadura dentro de las uniones. Como consecuencia de los resultados de éste y anteriores trabajos, el Ministerio de Obras Públicas de Suecia permite ahora el empalme de las armaduras en las uniones de extremo.

## 6. REFERENCES

- Boverket (1994): *Boverkets handbok om betongkonstruktioner BBK 94, Band 1 - Konstruktion (Boverket's Handbook for Concrete Structures BBK94, Vol. 1: Design. In Swedish)*, Boverket, Byggavdelningen, Karlskrona, Sweden, 1994.
- CEB (1993): *CEB-FIP Model Code 1990*, Bulletin d'Information 213/214, Lausanne, Switzerland, 1993.
- Johansson M. (2000): *Structural behaviour in concrete frame corners in civil defence shelters: Non-linear finite element analyses and experiments*. Ph. D. Thesis, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, 2000, 220 pp.
- Lundgren K. (1999a): *Static Tests of Frame Corners Subjected to Closing Moments*. Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg.
- Lundgren K. (1999b): *Three-dimensional modelling of bond in reinforced concrete: theoretical model, experiments and applications*. Ph.D. Thesis, Department of Structural Engineering / Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Publication no. 99:1, Göteborg, Sweden, 1999b.
- Lundgren K. (2002): FE analyses and tests of lap splices in frame corners. *Structural Concrete*, Vol. 3, No. 2, June 2002, pp. 47-57.
- Lundgren K. and Gylltoft K. (2000): A model for the bond between concrete and reinforcement. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 52, No. 1, Feb, pp. 53-63.
- Olsson M. (1996): *Olinjär finit elementanalys av ramhörn i armerad betong (Non-linear Finite Element Analyses of Frame Corners in Reinforced Concrete. In Swedish)*. Diploma Work 96:6, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, 1996.
- Plos M. (1995): *Application of Fracture Mechanics to Concrete Bridges: Finite Element Analyses and Experiments*. Ph.D. Thesis, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Publication 95:3, Göteborg, 1995.
- Stroband J. and Kolpa J. J. (1983): *The behaviour of reinforced concrete column-to-beam joints. Part 1. Corner joints subjected to negative moments*. Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft.
- TNO (1998): *DIANA Finite Element Analysis, User's Manual release 7*, TNO Building and Construction Research, Hague, 1998.
- Vägverket (1994): *Bro 94 - Allmän teknisk beskrivning för broar (Bridge 94 - General Technical Description for Bridges. In Swedish)*, Swedish Road Administration, Borlänge, 1994.



## 6. BIBLIOGRAFÍA

- Boverket (1994): *Boverkets handbok om betongkonstruktioner BBK 94, Band 1 - Konstruktion (Boverket's Handbook for Concrete Structures BBK94, Vol. 1: Design. In Swedish)*, Boverket, Byggavdelningen, Karlskrona, Sweden, 1994.
- CEB (1993): *CEB-FIP Model Code 1990*, Bulletin d'Information 213/214, Lausanne, Switzerland, 1993.
- Johansson M. (2000): *Structural behaviour in concrete frame corners in civil defence shelters: Non-linear finite element analyses and experiments*. Ph. D. Thesis, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, 2000, 220 pp.
- Lundgren K. (1999a): *Static Tests of Frame Corners Subjected to Closing Moments*. Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg.
- Lundgren K. (1999b): *Three-dimensional modelling of bond in reinforced concrete: theoretical model, experiments and applications*. Ph.D. Thesis, Department of Structural Engineering / Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Publication no. 99:1, Göteborg, Sweden, 1999b.
- Lundgren K. (2002): FE analyses and tests of lap splices in frame corners. *Structural Concrete*, Vol. 3, No. 2, June 2002, pp. 47-57.
- Lundgren K. and Gylltoft K. (2000): A model for the bond between concrete and reinforcement. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 52, No. 1, Feb, pp. 53-63.
- Olsson M. (1996): *Olinjär finit elementanalys av ramhörn i armerad betong (Non-linear Finite Element Analyses of Frame Corners in Reinforced Concrete. In Swedish)*. Diploma Work 96:6, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Göteborg, 1996.
- Plos M. (1995): *Application of Fracture Mechanics to Concrete Bridges: Finite Element Analyses and Experiments*. Ph.D. Thesis, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Publication 95:3, Göteborg, 1995.
- Stroband J. and Kolpa J. J. (1983): *The behaviour of reinforced concrete column-to-beam joints. Part 1. Corner joints subjected to negative moments*. Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft.
- TNO (1998): *DIANA Finite Element Analysis, User's Manual release 7*, TNO Building and Construction Research, Hague, 1998.
- Vägverket (1994): *Bro 94 - Allmän teknisk beskrivning för broar (Bridge 94 - General Technical Description for Bridges. In Swedish)*, Swedish Road Administration, Borlänge, 1994.



# Relación de Personal Titulado de INTEMAC

## Arquitectos

Fernández Sáez, Ana María  
Fraile Mora, Serafín  
Gibernau Ponsa, Luis  
González Balseyro, María José  
López-Nava Muñoz, Alberto Ignacio  
Luzón Cánovas, José M<sup>a</sup>  
Sánchez Arroyo, Jesús M<sup>a</sup>  
Sicilia Mañá, Beatriz

## Ingenieros Aeronáutico

Peraita Colsa, Carlos

## Ingenieros de Caminos

Anlló Rodríguez, María  
Baena Alonso, Eva  
Barrios Corpa, Jorge  
Barrios Corpa, Roberto  
Beteta Cejudo, M<sup>a</sup> Carmen  
\* Calavera Ruiz, José  
Calderón Bello, Enrique  
Carpintero García, Ismael  
Castillo Fernández, Luis Javier  
Corbacho Vicioso, José Angel  
Cortés Bretón, Juan María  
Corral Folgado, Claudio  
De la Cuerda del Olmo, Francisco Javier  
De la Fuente Gómez, Ana Isabel  
Dávila Sánchez-Toscano, Suyapa  
Díaz Heredia, Elena  
Díaz Lozano, Justo  
Díaz Pavón Cuaresma, Eduardo  
Encinar Arroyo, Antonio  
Fernández García, Susana  
\* Fernández Gómez, Jaime Antonio  
Gil García, Alfonso  
González González, Juan José  
\* González Valle, Enrique  
\* Hostalet Alba, Francisco  
\* Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M<sup>a</sup>  
Jiménez Ortiz, Gonzalo  
Ley Urzaiz, Jorge  
Molero Rodríguez, Teresa  
Munugarren Martínez, Miguel Angel  
Recio Cañadas, Alba  
Rocha Muñoz, Sergio de la  
Rodríguez Escribano, Raúl Rubén  
Rodríguez Romero, Jesús M<sup>a</sup>  
Rueda Contreras, Jorge Ladislao  
Ruiz Jiménez-Alfaro, Felipe  
Sanz Pérez, Lorenzo  
Sirvent Sirvent, Enrique  
Tapia Menéndez, José  
Torre Cobo, María Carmen  
Torres Pérez, Elisa  
Valdés Fernández de Alarcón, Pablo  
Villanueva Ramírez, Santiago

## Ingeniero en Cartografía y Geodesia

López-Canti Casas, Elisa

## Ingenieros I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo  
Escarpizo-Lorenzana Martínez, Jorge

## Ingenieros Industriales

\* Alvarez Cabal, Ramón Amado  
Arroyo Arroyo, José Ramón  
Bayonne Sopo, Enrique  
Estrada Gómez, Rafael  
Muñoz Fuentes, Miguel Angel  
Torruella Martínez, Josep M<sup>a</sup>  
\* Valenciano Carles, Federico

## Ingeniero de Minas

Ramos Sánchez, Adelina

## Dra. en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

## Licenciada en Administración y Dirección de Empresas

Perales Gómez, Natalia

## Licenciado en Ciencias Ambientales

Gil Esteban, Luis Miguel

## Licenciado en C. Económicas y Empresariales

González Chavero, Antonio

## Licenciados en Ciencias Químicas

Grandes Velasco, Sylvia María  
López Sánchez, Pedro  
Morgado Sánchez, José Carlos

## Licenciados en Derecho

González del Olmo, Alfredo  
\* Jarillo Cerrato, Pedro

## Licenciada en Filología Hispánica

Valentín Sierra, M<sup>a</sup> Consuelo

## Licenciados en Geología

Blanco Zorroza, Alberto  
Baz Lorenzo, María Ascensión  
Casado Chinarro, Alejandro  
García Tascón, Jorge  
López Velilla, Oscar  
Orejas Contreras, M<sup>a</sup> Carmen  
Peguero Orta, Carlos  
Usillos Espín, Pablo

## Arquitectos Técnicos

Carrato Moñino, Rosa M<sup>a</sup>  
Fernández Jiménez, Amelia  
Gago Morales, Ana María  
Gallego Castro, Sergio  
Montejano Jiménez, María del Carmen  
Muñoz Mesto, Angel  
Ochoa Marañón, Ainara  
Sánchez Marina, Alberto

### **Ingenieros Técnicos Industriales**

Alcubilla Villanueva, Rubén  
Cruz Rodríguez, Sandra Inés  
Díaz-Trechuelo Laffón, Antonio  
González Carmona, Manuel  
López Aguilar, Fernando  
Madueño López, Javier  
Madueño Moraño, Antonio  
Sánchez Bueno, Juan Jesús  
Verdú Hoys, David  
Villar Riñones, Jesús

### **Ingeniero Técnico en Informática de Gestión**

Esteban Pérez, Ramón

### **Ingeniero Técnico de Minas**

Sillero Arroyo, Andrés

### **Ingenieros Técnicos Obras Públicas**

Alfaro Martínez, Juan Manuel  
Carrero Crespo, Rafael  
Galán de Cáceres, M<sup>a</sup> del Puerto  
García Menéndez, David  
González Isabel, Germán  
González Nuño, Luis  
Gutiérrez Garrosa, Raul  
Mata Soriano, Juan Carlos  
Mazuecos Salas, Ildelfonso  
Montiel Sánchez, Ernesto  
Muñoz Mesto, Angel  
Ortiz del Campo, Natalia  
Prieto Antón, Eva Sonia  
Ramos Valdés, Raquel  
Rodríguez Carvajal, Cecilia Gloria  
Romero García, Daniel  
Rosa Moreno, José Andrés  
Rozas Hernando, José Juan  
Salgado Vinuesa, Beatriz

Sánchez Tomé, Elena  
Sánchez Vicente, Andrés  
Sillero Olmedo, Rafael  
Soto López, Elena del  
Suárez Ramos, M<sup>a</sup> Pilar  
Vaquero Andrés, Laura  
Vicente Girón, Susana

### **Ingenieros Técnicos Topógrafos**

Blasco Talaván, Rubén  
Barragán Bermejo, M<sup>a</sup> Vicenta  
Carreras Ruiz, Francisco  
Lana Campos, Rebeca  
López de Castro, Daniel  
López Jiménez, Luis  
Molero Vicente, M<sup>a</sup> Isabel  
Salado Rodilla, Rafael  
Sánchez Martín, María de la O  
Shaw Molina, María Belén  
Torés Campos, Ana M<sup>a</sup>  
Vicente Conde, M<sup>a</sup> Isabel

### **Ingeniero Técnico Aeronáutico**

De Castro Asensio, Felipe

### **Profesor Mercantil**

Sampedro Portas, Arturo

### **Técnicos en Administración de Empresas**

Cebrián Sobrino, M<sup>a</sup> José  
González del Olmo, M<sup>a</sup> de la Peña de F.

### **Técnico en Publicidad**

Blanco Armas, Cristina

### **Topógrafo**

Alquézar Falceto, Ricardo

\*NOTA: Todo el personal de INTEMAC trabaja en dedicación completa y exclusiva, con la excepción de las personas arriba indicadas con\*, a las que se autoriza la dedicación a la Enseñanza Universitaria en régimen de dedicación parcial.





## CUADERNOS INTEMAC



CUADERNOS INTEMAC es una publicación trimestral, bilingüe en español e inglés, en forma de monografías que recogen trabajos realizados por los técnicos del Instituto o presentados en los Cursos y Conferencias organizados por el mismo.

Los temas tratados cubren tanto el campo de las Obras Públicas como el de la Edificación y sus Instalaciones.

Precio de la suscripción Año 2002: 21,97 €

### ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

#### Cuaderno Nº 55

“Temperatura, madurez y resistencia del hormigón”.

Autores: **BERNARDO PEREPÉREZ VENTURA**.

Dr. Arquitecto.

**EMILIO BARBERÁ ORTEGA**.

Dr. Arquitecto.

#### Cuaderno Nº 56

“Empalme por solapo de las armaduras en los nudos de esquina de pórticos sometidos a flexión”.

Autora: **PROF. KARIN LÜNDGREN**.

Ing. Civil.

### CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

#### Cuaderno Nº 57

“Influencia del tipo de refrentado y de la clase de probeta: cúbica o cilíndrica, en la medida de la resistencia del hormigón”.

Autores: **C. P. GARAVITO**.

Dr. Ing. de Caminos.

**J. CALAVERA**

Dr. Ing. de Caminos.

#### Cuaderno Nº 58

“Sistema de posicionamiento global. Fundamentos y aplicación en obras de ingeniería”.

Autores: **C. CORRAL FOLGADO**.

Ing. de Caminos, Canales y Puertos.

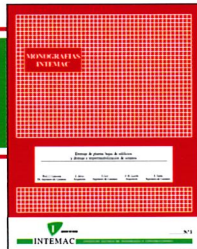
**P. VALDÉS FDEZ. DE ALARCÓN**.

Ing. de Caminos, Canales y Puertos.

**E. LÓPEZ CANTÍ CASAS**.

Topógrafo. Ing. Sup. en Geodesia y Cartografía.

## MONOGRAFÍAS INTEMAC



A partir de junio de 1998 INTEMAC emprendió una nueva línea de publicaciones con un carácter eminentemente práctico, destinadas a tratar temas muy concretos que, o bien presentan un nivel de problemas acusados en la práctica, o bien están insuficientemente cubiertos por la Normativa y la documentación técnica existente.

#### MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 5

“Mantenimiento y reparación de parámetros de hormigón”.

Autores: **J. R. Barrios Corpa, C. Bateta Cejudo, E. Díaz Heredia, Prof. J. Fernández Gómez, J. M. Rodríguez Romero**.

Precio de la Monografía 33 €

#### MONOGRAFÍA INTEMAC Nº 6

“Mantenimiento y reparación de parámetros de ladrillo”.

Autores: **P. López Sánchez, J. M. Luzón Cánovas, I. Martínez Pérez A. Muñoz Mesto, A. Fernández Sáez**.

Precio de la Monografía 33 €

## VIDEOS TECNICOS



INTEMAC, dentro de sus actividades en el campo de la información, ha iniciado la edición de una serie de VIDEOS TÉCNICOS, analizando distintos campos de la construcción.

#### SERIE OBRAS DE HORMIGÓN EN MASA, ARMADO Y PRESENTADO.

REFERENCIA	TÍTULO	CONTENIDO	DURACIÓN	PRECIO
Nº 2001 (1-1)	MUESTREO DE HORMIGÓN FRESCO, FABRICACIÓN Y ENSAYO DE PROBETAS DE HORMIGÓN	Contempla de forma completa y detallada el proceso de toma de muestras de hormigón fresco en obra, la medida de la consistencia con el Cono de Abrams, fabricación de probetas, curado en obra, transporte del laboratorio, curado en cámara, refrentado y ensayo a compresión. Esta nueva versión del video 8801 (1), introduce las modificaciones de EHE y un sistema de estudio de la distribución de presiones de la prensa sobre la probeta así como los aspectos particulares del ensayo de hormigones de alta resistencia.	30 minutos	25 €

## BOLETIN BIBLIOGRAFICO

BOLETIN BIBLIOGRAFICO 9207 SERVICIO DE DOCUMENTACION



INTEMAC viene realizando desde su fundación un BOLETIN BIBLIOGRAFICO para uso interno, que ofrece, en una lectura rápida, un panorama general de todas las publicaciones técnicas disponibles. Desde 1991, esta publicación bimestral, ha sido puesta a disposición del público.

EL BOLETIN BIBLIOGRAFICO incluye:

Fotocopia del índice y de los resúmenes de los artículos contenidos en las 105 revistas técnicas que se reciben en el Instituto referentes a los campos de la Edificación, Instalaciones, Obras Públicas y Urbanismo.

Una sección de Normativa reciente, nacional y extranjera.

Secciones de Bibliografía y Cursos.

Una sección de Congresos, Reuniones Técnicas y Ferias de próxima celebración en todo el mundo.

Tarifa de suscripción anual (6 números) . . . . .144,24 €

## CONSULTAS E INFORMES BIBLIOGRAFICOS

INFORMES BIBLIOGRAFICOS SERVICIO DE DOCUMENTACION



EL INSTITUTO tiene un SERVICIO DE DOCUMENTACION, que pone a su disposición y que le puede informar sobre cualquier tema relacionado con la Edificación, Instalaciones, Obra Civil y Urbanismo. Se efectúan CONSULTAS BIBLIOGRAFICAS sobre cualquiera de los temas indicados anteriormente, de acuerdo con las siguientes tarifas:

Apertura de expediente . . . . .	18 €
Cantidad a abonar por referencia . . . . .	0,36 €
Cantidad a abonar por hoja de fotocopia de documento . . . . .	0,18 €

Además de la Consulta Bibliográfica correspondiente, el INFORME BIBLIOGRAFICO contiene un breve documento redactado por un especialista en el tema, miembro de INTEMAC, con una serie de recomendaciones sobre la Bibliografía básica, así como los comentarios correspondientes.

Tarifa correspondiente al Informe Bibliográfico: 90,15 € más la tarifa de la consulta.

## ARTICULOS TECNICOS

ARTICULOS TECNICOS SERVICIO DE DOCUMENTACION



INTEMAC dispone de una amplia serie de trabajos publicados por nuestros técnicos en diferentes revistas. A continuación incluimos la lista de los últimos. Si está Vd. interesado, solicite relación completa de títulos.

- 66 INFLUENCIA DE LA RUGOSIDAD Y LA CUANTÍA DE COSIDO EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS PIEZAS COMPUESTAS SOLICITADAS A FLEXIÓN  
Enrique González Valle; Jaime Gálvez Ruiz; Luis García Dutari; Ramón Albarez Caval.
- 67 EL HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA (HSC): LAS CARACTERÍSTICAS QUE CONDICIONAN EL CÁLCULO ESTRUCTURAL. Enrique González Valle.
- 68 LA REALIZACIÓN DE ENSAYOS DE INFORMACIÓN EN LAS OBRAS. Adolfo Delibes Liniers.
- 69 INVESTIGACIÓN SOBRE REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DAÑADAS POR CORROSIÓN DE ARMADURAS. Adolfo Delibes Liniers; Jaime Fernández Gómez.
- 70 HORMIGONADO EN CONDICIONES METEOROLÓGICAS ADVERSAS: ESTUDIO DE LOS ACCIDENTES OCURRIDOS DURANTE EL HORMIGONADO DE UN TABLERO POSTENSADO.  
Adolfo Deliniers; Jaime Fernández Gómez; Miguel Angel Acón Robleña.
- 71 LA INFLUENCIA DEL DIAGRAMA TENSIÓN DEFORMACIÓN EN EL CÁLCULO A FLEXIÓN DE SECCIONES REALIZADAS CON HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA.  
Enrique González Valle; José M<sup>o</sup> Izquierdo; Bernaldo de Quirós.
- 72 EFECTOS DINÁMICOS EN PUENTES. VARIACION DEL COEFICIENTE DE IMPACTO.  
Enrique López del Hierro Fernández; Juan José Benito Muñoz; Javier Gallego Valarde; Ramón Álvarez Cabal.
- 73 CUBIERTAS METÁLICAS DE GRAN LUZ. Mercedes Gómez Álvarez; Justo Díaz Lozano; Ramón Álvarez Cabal.
- 74 LA INSPECCIÓN Y ENSAYO. ORGANIZACIONES DE CONTROL DE CALIDAD Y LABORATORIOS.  
José Calavera Ruiz.

P.V.P. 2,40 € / ejemplar.



**NUEVA PUBLICACIÓN**

## Manual para la redacción de informes técnicos en construcción

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 72 €



**NUEVA EDICIÓN**

## Manual de Ferralla

J. Calavera, E. González Valle  
J. Fernández Gómez, F. Valenciano

**Nueva edición: Noviembre 2003**

Precio: 38 €



## Proyecto de estructuras de hormigón con armaduras industrializadas

J. Calavera, E. González Valle,  
J. Fernández Gómez, F. Valenciano

Precio: 47 €



## Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 100 €



## Evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón

J. Fernández Gómez, G. González Isabel,  
F. Hostalet Alba, J. M. Izquierdo, J. Ley Urzaiz

Precio: 58 €



## Muros de contención y muros de sótano

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 71 €



## Cálculo de estructuras de cimentación

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

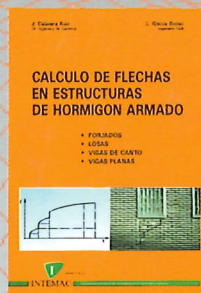
Precio: 71 €



## Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 156 €



## Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)  
L. García Dulari (Ingeniero Civil)

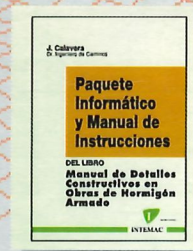
Precio: 50 €



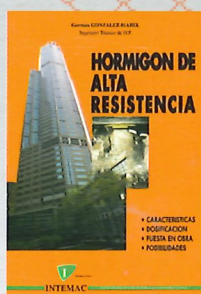
## Manual de detalles constructivos en obras del hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Libro: 112 € - Paquete informático: 198 €



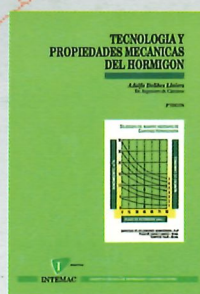
INTEMAC



## Hormigón de alta resistencia

G. González-Isabel (Ingeniero Técnico de O. P.)

Precio: 44 €



## Tecnología y propiedades mecánicas de hormigón

A. Delibes (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 54 €

## PATOLOGÍA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)  
**Nueva edición: Noviembre 2004**

AGOTADO