

# CUADERNOS INTEMAC

**Un resumen de las investigaciones realizadas en Intemac  
sobre armaduras de hormigón armado**

**A summary of Intemac research on reinforcement bars**

J. Calavera Ruiz  
Dr. Ingeniero de Caminos

E. González Valle  
Dr. Ingeniero de Caminos

J. Fernández Gómez  
Dr. Ingeniero de Caminos



**INTEMAC**

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

**N.º 22**  
**2.º TRIMESTRE '96**

# INTEMAC



METIRE UT SCIAS

## INTEMAC

### INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

CONTROL DE PROYECTO

CONTROL DE OBRA

GARANTIA DE CALIDAD

SONDEOS, ENSAYOS E INFORMES GEOTECNICOS

INFORMES DE PATOLOGIA, REHABILITACION Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PUBLICAS  
EDIFICACION  
INSTALACIONES



**INTEMAC**  
AUDIT

### AUDITORIA TECNICO-ECONOMICA DE CONSTRUCCIONES

- ASESORIA EN EL PLANTEAMIENTO Y EN LA CONTRATACION DE LA OBRA
- SEGUIMIENTO DE COSTOS Y PLAZOS DURANTE LA CONSTRUCCION
- VALORACIONES DE TERRENOS, INMUEBLES Y CONSTRUCCIONES
- AUDITORIAS DE TRABAJOS PARCIALES Y DE LIQUIDACION DE LA OBRA



**INTEMAC**  
**ECO**

### AUDITORIA TECNICA MEDIOAMBIENTAL

CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL

Obras Públicas  
Edificación  
Instalaciones

CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL

Aire  
Agua  
Ruido

AUDITORIA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

---

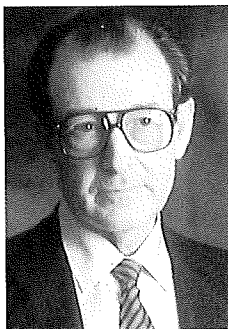
# UN RESUMEN DE LAS INVESTIGACIONES REALIZADAS EN INTEMAC SOBRE ARMADURAS DE HORMIGÓN ARMADO

---

## A SUMMARY OF INTEMAC RESEARCH ON REINFORCEMENT BARS

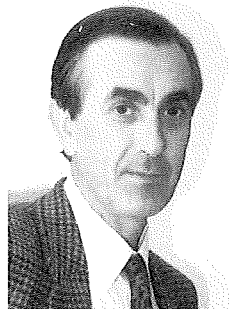
*En una gran parte de los trabajos de investigación que a continuación se describen, tomó parte el Profesor D. Adolfo Delibes Liniers, Doctor Ingeniero de Caminos, Director del Laboratorio Central de INTEMAC hasta su fallecimiento en diciembre de 1993. Queremos dejar aquí constancia de su excepcional colaboración y de nuestro permanente recuerdo.*

*Adolfo Delibes Liniers, Doctor of Civil Engineering and Director of INTEMAC'S Central Laboratory, until he passed away in December 1993, was involved in much of the research work described in this text. We take this opportunity, then, to acknowledge both his exceptional contribution and our endless gratitude.*



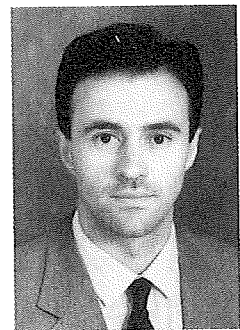
**Prof. J. Calavera Ruiz**  
Dr. Ingeniero de Caminos  
Presidente de INTEMAC

PhD. Civil Engineer  
Chairman of INTEMAC



**Prof. E. González Valle**  
Dr. Ingeniero de Caminos  
Director General de INTEMAC

PhD. Civil Engineer  
General Director of INTEMAC



**Prof. J. Fernández Gómez**  
Dr. Ingeniero de Caminos  
Director del Lab. Central de INTEMAC

PhD. Civil Engineer  
Director of the Central Lab. of INTEMAC

Copyright © 1995, 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-21853-1996  
Infoprint, S.A. - San Vicente Ferrer, 40

## INDEX

### INTRODUCTION

1. TESTS ON BUTT AND LAP WELDING OF COLD DRAWN REINFORCING BARS (1968)
2. RESEARCH ON DEFLECTION DIFFERENCES OF BEAMS REINFORCED WITH COMMON OR HIGH STRENGTH STEEL BARS (1972)
3. BEAM-TEST AND PULL-OUT TESTS TO COMPARE BONDING OF LARGE DIAMETER CORRUGATED BARS (1975)
4. RESEARCH ON CONCRETE COLUMNS REINFORCED WITH HIGH-STRENGTH REBARS AND SUBJECTED TO AXIAL COMPRESSION LOADS (1975)
5. ON THE INFLUENCE OF REBARS STRAIGHTNESS DEVIATIONS IN CONCRETE MEMBERS RESISTANCE (1975)
6. EFFECTS OF LONGITUDINAL AND TRANSVERSAL LAYOUT OF REINFORCEMENT ON COLUMN RESISTANCE (1976)
7. BENDING TEST TO FAILURE OF BEAMS REINFORCED WITH STEELS OF DIFFERENT TENSILE STRENGTH/YIELD STRENGTH RATIOS (1976)
8. EFFECTS OF RUST AND MORTAR SPLASHES ON CONCRETE REINFORCEMENT BONDING VALUES (1977 AND 1978)
9. PROCEDURE TO DETERMINE BONDING OF SMALL DIAMETER REINFORCEMENT BARS. NEW RILEM PULL-OUT TEST (1983)
10. ARRANGEMENT OF NEGATIVE MOMENT REINFORCEMENT IN JOIST CONSTRUCTION (1984)
11. TESTING OF OVERLAPPING SPLICES IN WELDED FABRIC (1984)
12. REDISTRIBUTION IN CONCRETE SLABS REINFORCED WITH WELDED FABRIC (1991)
13. EXPERIMENTAL STUDY OF COMPRESSIVE RESISTANCE OF HIGH STRENGTH CONCRETE COLUMNS (1993)
14. STUDY ON THE DUCTILITY PROPERTIES OF SPANISH REINFORCEMENT STEEL (1995)
15. REPAIR OF STRUCTURES DAMAGED BY REINFORCEMENT BARS CORROSION (1995)

## INDICE

### INTRODUCCIÓN

1. ENSAYOS DE SOLDADURA A TOPE Y POR SOLAPE, CON ELECTRODO, DE BARRAS DE ACERO TORCIDAS Y ESTIRADAS EN FRÍO (1968)
2. INVESTIGACIÓN DE LA DIFERENCIA DE FLECHAS DE VIGAS ARMADAS CON ACERO ORDINARIO Y CON ACERO DE ALTA RESISTENCIA (1972).
3. ENSAYOS COMPARATIVOS DE ADHERENCIA POR LOS MÉTODOS BEAM-TEST Y PULL-OUT SOBRE BARRAS CORRUGADAS DE GRANDES DIÁMETROS (1975)
4. INVESTIGACIÓN SOBRE PILARES DE HORMIGÓN ARMADOS CON ACEROS DE ALTO LÍMITE ELÁSTICO Y SOMETIDOS A COMPRESIÓN CENTRADA (1975)
5. INFLUENCIA DE LOS DEFECTOS DE ONDULACIÓN DE BARRAS DE ARMADURA EN LA RESISTENCIA DE LAS PIEZAS DE HORMIGÓN ARMADO (1975).
6. INFLUENCIA DE LA DISPOSICIÓN DE LA ARMADURA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN LA RESISTENCIA DE PILARES (1976).
7. ENSAYO A ROTURA POR FLEXIÓN DE VIGAS ARMADAS CON ACERO CON DIFERENTES RELACIONES TENSIÓN DE ROTURA/LÍMITE ELÁSTICO (1976)
8. INFLUENCIA DE LA OXIDACIÓN Y DE LAS MANCHAS DE MORTERO SOBRE LA ADHERENCIA DE ARMADURAS DE HORMIGÓN (1977 Y 1978)
9. DETERMINACIÓN DE LA ADHERENCIA DE ARMADURAS DE PEQUEÑO DIÁMETRO. NUEVO MÉTODO RILEM DE ENSAYO DE ARRANCAMIENTO PULL-OUT (1983)
10. DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA DE MOMENTOS NEGATIVOS DE FORJADOS DE VIGUETAS SEMIRRESISTENTES (1984).
11. ENSAYO DE UNIONES POR SOLAPO EN LOSAS DE HORMIGÓN ARMADAS CON MALLAS ELECTROSOLDADAS (1984)
12. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN LOSAS DE HORMIGÓN ARMADAS CON MALLAS ELECTROSOLDADAS (1991)
13. ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE PILARES DE HORMIGÓN ARMADO, FABRICADOS CON HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA (1993)
14. ESTUDIO SOBRE LAS CARACTERÍSTICAS DE DUCTILIDAD DE LOS ACEROS PARA HORMIGÓN ARMADO FABRICADOS EN ESPAÑA (1995)
15. REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS CON DAÑOS POR CORROSIÓN DE ARMADURAS (1995)

## SUMMARY

*The present publication summarizes the research works carried out at the Laboratory of INTEMAC during 1967-1995, concerned with concrete reinforcements. A lot of these works were not published in due time and has seemed us of interest to give a short description of them*

## INTRODUCTION

Since its inception 29 years ago, in 1967, INTEMAC's research activities have never ceased to grow.

The scope of the Company's research ranges from strictly theoretical questions such as the study of microfissures in concrete under sustained loads and their effects on tensile strength to those which are intended for immediate practical application, such as the effects on bonding of rust and mortar splashes on bars. Our research has, on the whole, been significant and has had a substantial impact on both Spanish and international specifications and therefore on construction itself.

The research carried out is funded primarily with our own resources (around 65%). Research projects performed in cooperation with fabricators, general contractors, etc. account for around 25% and, finally, 10% is financed by the Spanish Government and the European Union.

A selection of fifteen Research Projects on steel reinforcements is described in the following pages. A significant number of research projects dealing with reinforced concrete are not included here since they do not refer specifically to reinforcements *per se*, but rather address structural questions of a general nature.

For reasons of space, the following summaries are necessarily rather brief but, in any event, the artwork as well as the basic conclusions and references to works providing more extensive and detailed descriptions have been included.

### 1. TEST ON BUTT AND LAP WELDING OF COLD DRAWN REINFORCING BARS (1968)

Tests were intended to establish working specifications for the above kinds of welding since experience in these areas was not available in Spain at the time.

Electrodes of types PH-56 and PH-116 were used, respectively, to weld AEH 400 F and AEH 500 F steel.

The tests covered AEH 400 F steel bars ranging in diameter from 16 to 22 mm and AEH 500 F bars 20, 25 and 32 mm in diameter.

## RESUMEN

*El presente trabajo resume las investigaciones realizadas en el Laboratorio de INTEMAC en el período 1967-1995, referentes a armaduras para hormigón. Muchas de ellas no fueron publicadas en su momento y ha parecido de interés su publicación en forma resumida.*

## INTRODUCCIÓN

En los 29 años transcurridos desde la fundación de INTEMAC, en 1967, la actividad de Investigación ha ido creciendo ininterrumpidamente.

La Investigación en INTEMAC, en general, se mueve desde temas estrictamente teóricos —como por ejemplo el estudio de la microfisuración del hormigón bajo cargas mantenidas y su influencia en la resistencia a tracción— hasta temas de inmediata aplicación práctica, como puede ser el estudio sobre la influencia de la oxidación y las manchas de mortero en las barras sobre su adherencia. El conjunto de la Investigación realizada ha sido importante y de hecho ha influido de forma apreciable tanto en la normativa española como en la internacional y por supuesto en la práctica constructiva.

La parte fundamental de nuestras investigaciones se realiza con cargo a fondos propios (aproximadamente un 65%). Un 25% corresponde a investigaciones realizadas en colaboración con Fabricantes, Constructores, etc. y finalmente un 10% corresponde a planes financiados parcialmente por la Administración Española y por la Comunidad Europea.

En el texto hemos seleccionado quince Programas de Investigación, referidos estrictamente a armaduras. Muchos otros programas de hormigón armado no han sido incluidos por referirse a temas estructurales de ámbito general y no específico de las armaduras.

Los resúmenes que siguen son, dado el espacio disponible, muy breves, pero en todo caso se incluye documentación gráfica, lo esencial de las conclusiones alcanzadas y la referencia a textos con descripciones más amplias y detalladas.

### **1. ENSAYOS DE SOLDADURA A TOPE Y POR SOLAPE, CON ELECTRODO, DE BARRAS DE ACERO TORCIDAS Y ESTIRADAS EN FRÍO (1968)**

Los ensayos tenían por objeto la obtención de reglas prácticas para la ejecución de las soldaduras mencionadas, tema sobre el que en aquellas fechas no había experiencia española.

Se ensayaron aceros AEH 400F y AEH 500F, empleándose electrodos PH-56 y PH-116 respectivamente.

En el acero AEH 400F se analizó la gama de diámetros de 16 a 22 mm y en el caso del AEH 500F los diámetros 20, 25 y 32 mm.

Butt, organized as indicated in Fig. 1-1, and lap welding were tested. Different research steps are shown in figures 1-1 to 1-5.

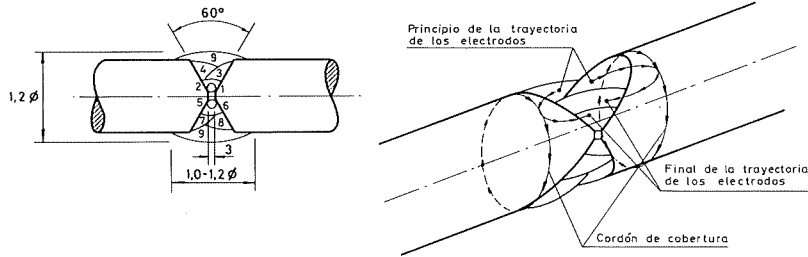


Fig. 1-1



Fig. 1-2 Soldadura centrada con cubrejuntas  
Fig. 1-2 Direct lap welding for diameters

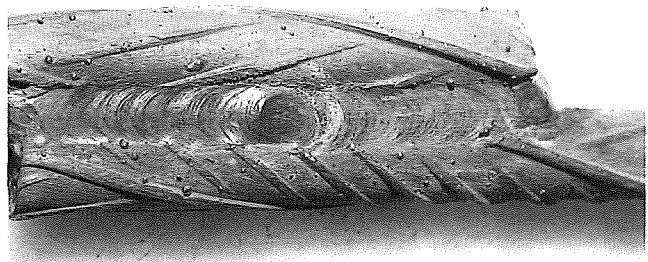


Fig. 1-3 Soldadura excéntrica para diámetros iguales o inferiores a 25mm  
Fig. 1-3 Off-center welding for diameters equal to or less than 25 mm

(A more detailed summary is given in J. CALAVERA and M. SEGURA, "Resultados de ensayos de soldadura a tope y por solapo, con electrodos de barras, de aceros estirados en frío" ("Findings on butt and lap welding tests using cold drawn steel bars"), *Informes de la Construcción*, No. 208).

## 2. RESEARCH ON DEFLECTION DIFFERENCES OF BEAMS REINFORCED WITH COMMON OR HIGH STRENGTH STEEL BARS (1972)

When high strength steels were first used, it was questioned whether deflection would increase at the same rate as steel yield strength.

Two extreme positions were:

- Some authors claimed that since elongation increased almost twofold, deflection would increase likewise.
- Others said that due to the increased bonding of high strength bars, the deflection values would remain virtually the same.

(It is worth noting that when this research was planned, bonding was not covered by the Guidelines. BRANSON's work on deflection came out in 1977 and the first edition of standard ACI-318 to mention "average inertia", based on the "tension-stiffening" effect, was released in 1971).

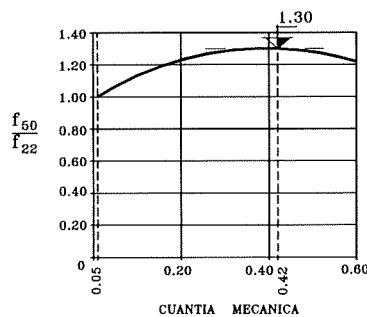


Fig. 2-1



Se ensayaron soldaduras a tope, con la preparación y secuencia de soldeo indicados en la Figura 1-1 y ensayos de solape centrado y excéntrico. Las figuras 1-1 a 1-5 muestran diversos aspectos de la investigación.

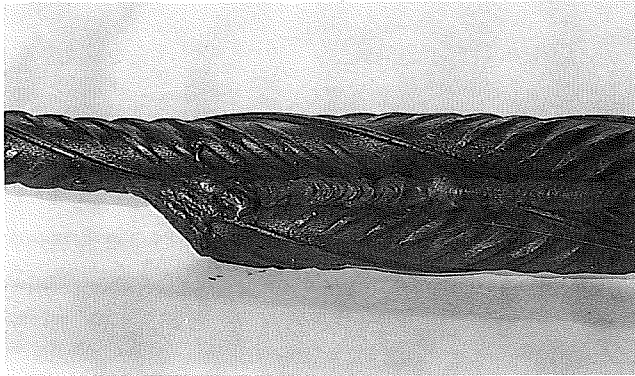


Fig. 1-4. Soldadura excéntrica para diámetros superiores para evitar el fenómeno de entalladura. Longitud aproximada del relleno:  $1,5 \phi$ .  
Fig. 1-4. Off-center welding for diameters above 25 mm. Notice the electrode overlay to prevent the notching effect. Approximate overlay length:  $1.0 \phi$ .

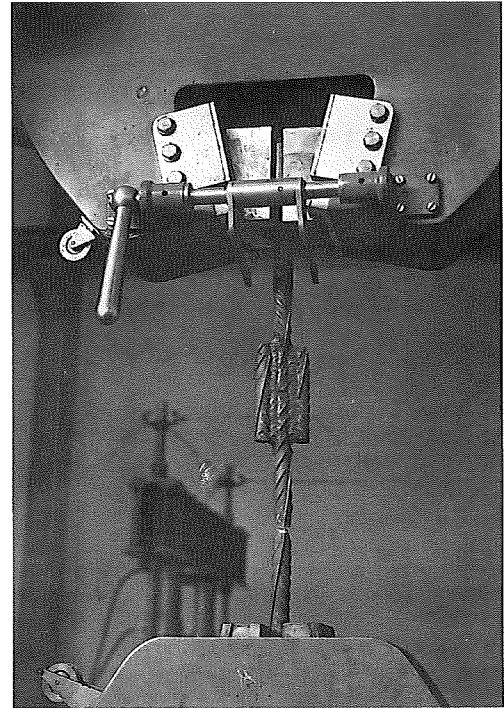


Fig. 1-5. Ejecución de ensayo de rotura a 25 mm donde se aprecia el relleno con electrodo con soldadura centrada con cubrejuntas.  
Fig. 1-5. Test to failure of a centered strap weld

(Puede leerse un resumen amplio en J.CALAVERA y M.SEGURA "Resultados de ensayos de soldadura a tope y por solape, con electrodos de barras de aceros estirados en frío", Informes de la Construcción, N° 208).

## 2. INVESTIGACIÓN DE LA DIFERENCIA DE FLECHAS DE VIGAS ARMADAS CON ACERO ORDINARIO Y CON ACERO DE ALTA RESISTENCIA (1972).

En los primeros años de utilización de los aceros de alta resistencia, se plantearon dudas sobre si las flechas no aumentarían en la misma proporción que el límite elástico del acero.

Las opiniones se orientaban entre dos posiciones extremas:

- Algunas personas opinaban que al duplicarse prácticamente el alargamiento, también lo haría la flecha.
- Otras argumentaban que debido a la alta adherencia de las barras de alta resistencia, las flechas serían prácticamente iguales.

(Debe recordarse que en la época en que se planteó esta investigación, las Instrucciones no contemplaban este aspecto. El libro de BRANSON sobre flechas es de 1977 y la primera edición del ACI-318 que introdujo el concepto de "inercia media" basado en el fenómeno de "tensión-stiffening" fue la de 1971).

Se ensayaron vigas con acero ordinario y acero de límite elástico  $5000 \text{ kp/cm}^2$  armadas con diversas cuantías y fabricadas con hormigón de resistencia  $f_{ck} = 200 \text{ kp/cm}^2$ .

Cada pareja, una de cada tipo de acero, pero con la misma capacidad mecánica de armadura, se mantuvo durante un año bajo carga total de servicio.

Los resultados se indican en la Figura 2-1 y como puede verse la flecha de piezas con acero 50 resulta como máximo 1,3 veces la correspondiente a vigas armadas con acero ordinario, a igualdad de capacidad mecánica de armadura.

Tests were run on beams with different reinforcement ratios of both, common and 5000 kp/cm<sup>2</sup> ultimate yield strength steels, and cast using  $f_{ck} = 200$  kp/cm<sup>2</sup> strength concrete.

Pairs of beams, one for each type of steel but with similar reinforcement mechanical capacity, were subjected to full service loads during one year.

The findings given in Figure 2-1 show that deflection in beams made of grade 50 steel does not exceed 1.3 times that of beams reinforced with common steel, when the mechanical reinforcements ratio is similar.

### 3. BEAM-TEST AND PULL-OUT TESTS TO COMPARE BONDING OF LARGE DIAMETER CORRUGATED BARS (1975)

A comparative inter-laboratory study was carried out in 1975 by Commission II ("Reinforcement, Bond, Anchorage") of the European Concrete Committee to determine the bonding properties of large diameter corrugated bars through the Beam-Test and Pull-Out Methods.

Research was carried out by the following laboratories:

- Instituto de Materiales y Construcciones, INTEMAC, Spain.
- Instituto Eduardo Torroja, Spain.
- TOR ISTEK, Austria.
- UNIVERSITY OF STUTTGART, Germany.
- SACILOR, France.

The Pull-Out Test is the simplest method to determine the force required to pull-out a concrete embedded bar. A pulling force is applied to a bar encased in a concrete block; the bonding length is equal to 5 diameters (see Figure 3-1). The length of bar subject to bonding stresses is compressed by the isostatic system that is induced, but this does not happen in actual practice (\*). In addition to possible overestimation of results, concrete failure due to test piece splitting may occur before the bond fails.

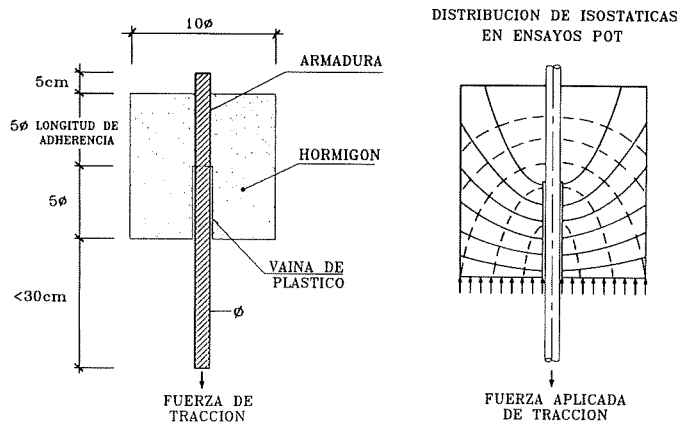


Fig. 3-1 Ensayo de pull-out o arrancamiento  
Fig. 3-1 Pull-out test

The Beam-Test Method described in some specifications such as our EH-91 concrete specification, applied for assessment of the bonding properties of steel, was developed as an option (\*\*).

As Figure 3-2 shows, two half beams of reinforced concrete with a through bar, pin-connected to one other, were used as a test piece. This arrangement has the following advantages over the above method:

- Cancels the local effects of supports
- In a way, the procedure is closer to reality.
- Each test provides two results.

Nevertheless, the bonding zone is located in a zone subject to maximum shear, that can generate fissures or shear failure of the concrete, and this effects the results (see Figure 3-3).

(\*) To prevent such effect, the various versions of the Pull-Out Test use plastic sleeves to ensure that the bar areas subject to heavy punching remain bondless.

(\*\*) In the final analysis, the Beam-Test proves to be merely a dual Pull-Out Test.

### 3. ENSAYOS COMPARATIVOS DE ADHERENCIA POR LOS MÉTODOS BEAM-TEST Y PULL-OUT SOBRE BARRAS CORRUGADAS DE GRANDES DIÁMETROS (1975)

En el año 1975 se desarrolló, dentro de la Comisión II ("Reinforcement, Bond, Anchorage") del Comité Europeo del Hormigón (CEB), un estudio comparativo interlaboratorios sobre la aplicación de los métodos de Beam-Test y Pull-Out a la determinación de las características adherentes de barras corrugadas de grandes diámetros.

En la investigación participaron los siguientes laboratorios:

- Instituto de Materiales y Construcciones, INTEMAC, de España.
- Instituto Eduardo Torroja, de España.
- TOR ISTEAG, de Austria.
- UNIVERSIDAD DE STUTTGART, de Alemania.
- SACILOR, de Francia.

El Ensayo de Pull-Out o arrancamiento es el procedimiento más simple para medir la resistencia al arrancamiento de una barra embebida en el hormigón. Consiste en aplicar un esfuerzo de tracción a una barra hormigonada en un cubo de hormigón, con una longitud adherente de  $5\phi$  (véase Fig. 3-1). El sistema de isostáticas que se produce comprime la zona de la barra sometida a tensiones de adherencia, lo cual no ocurre en la realidad (\*). Además de la posible sobrevaloración de los resultados, se puede producir la rotura del hormigón por hendimiento (splitting) de la probeta, antes de producirse la rotura por adherencia.

Como alternativa se diseñó el método de ensayo de "Beam-Test", recogido por algunas normas para la evaluación de las características adherentes de los aceros, y entre ellas nuestra norma de hormigón EH-91 (\*\*).

La probeta, según se representa en la Fig. 3-2, consta de dos medias vigas de hormigón armadas con un redondo pasante y unidas mediante rótula. Esta disposición presenta las siguientes ventajas respecto al método anterior:

- Anula el efecto local de los apoyos.
- En cierta manera es una forma de trabajo más parecida a una situación real.
- Se obtienen dos resultados por ensayo.

Sin embargo la zona de adherencia está colocada en una zona de cortante máximo, pudiendo producir la fisuración o el fallo del hormigón por corte, con su influencia en los resultados (véase Fig. 3-3).

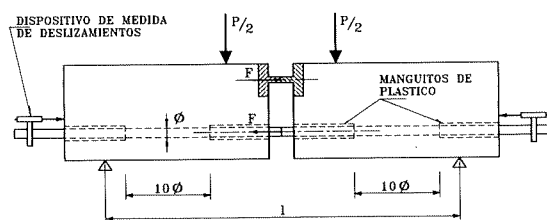


Fig. 3-2 Ensayo de adherencia por flexión (BEAM-TEST)  
Fig. 3-2 Bond tested through bending (BEAM-TEST)

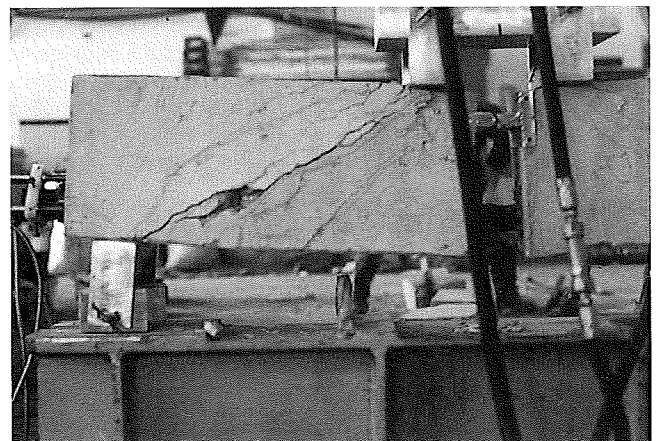


Fig. 3-3 Rotura por cortante del hormigón en un ensayo de beam-test  
Fig. 3-3 Shear failure of concrete in a beam-test

Los ensayos se efectuaron sobre barras de 20, 25, 32 y 40 mm de diámetro, siguiendo los métodos de ensayo RILEM 7-II-28 D y 7-II-128. Las medidas del deslizamiento se efectuaron automáticamente mediante un extensómetro electrónico y captadores inductivos LVDT.

(\*) Para evitarlo las distintas variantes de Pull-Out Test emplean casquillos de plástico para dejar sin adherencia las zonas de barra con fuerte punzonamiento.

(\*\*) Si se observa en detalle, el Beam-Test sigue siendo un doble ensayo de Pull-Out.

The tests performed on 20, 25, 32 and 40mm diameter bars met both the RILEM 7-II-28 D and the 7-II-128 specifications. The extent of slippage was measured automatically using an electronic extensometer (strain gauge) and LVDT inductive pickups.

The main **results** are listed below:

- The repeatability of the test carried out in the same laboratory (same instruments, test piece and operators) was virtually identical for both methods with scattering of 13%.
- Reproducibility between laboratories (same test piece) was also similar for both methods, with scattering on the order of 18%. Significant differences in failure loads and pattern were found by the pull-out tests performed in different laboratories.
- The mean bond stresses  $T_m$  were virtually the same in both methods and differences increased with the diameter. Ultimate stresses  $T_u$  were higher in Pull-Out Tests (see Figure 3-4).

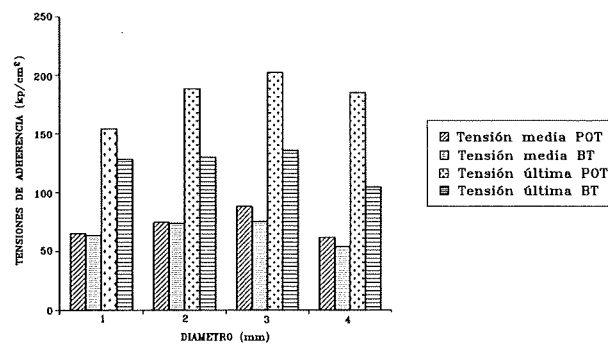


Fig. 3-4 Resumen de resultados  
Fig. 3-4 Summary of results

#### 4. RESEARCH ON CONCRETE COLUMNS REINFORCED WITH HIGH-STRENGTH REBARS AND SUBJECTED TO AXIAL COMPRESSION LOADS (1975)

A research program to study performance of concrete columns reinforced with high yield point steel was performed by INTEMAC in 1974-1975, testing 78 life size columns to failure. The research was basically intended to check whether high yield point steels (5000 and 6000 kp/cm<sup>2</sup>) could be used to reinforce members subject to axial compression. The maximum strain allowed at failure for this type of members, under both the EH-73 Guidelines and C.E.B. specifications, was 2‰, which explains why such steel was not being used to full capacity.

The theoretical performance of reinforced concrete supports subject to an axial force is shown in the diagram in Figure 4-1. For each strain condition, the load bearing on the column is equal to the added loads supported by the concrete and the steel, which are determined on the basis of the respective diagrams, whereby the maximum load is shown for the strain at which the sum total is maximum, even when the concrete has not reached its maximum value.

Although the stress-strain curve of steel depends only on the material, for concrete it is determined by a number of factors, such as: strength; age at the time of loading; moisture content; duration of the loading test; and whether the column was previously subjected to loading cycles. For the reasons mentioned, the ultimate strain limit of 2‰ implies an oversimplified approach.

The variables studied included:

- Type and quality of the reinforcement. Cold drawn, natural hardness steels with yield point of 4200 and 6000 kp/cm<sup>2</sup> were used.
- Reinforcement ratio. Three ratios were tested: the minimum and maximum established by EH-73, plus an intermediate value.
- Concrete strength. Three ratings: 150, 250 and 350 kp/cm<sup>2</sup>.
- Test speed. Monotonous loading ranging from 20 minutes to 36 hours of total test time.
- Columns which were loaded beforehand to 75% of the planned failure load and unloaded afterwards were also tested.
- Spacing and diameter of stirrups. Different arrangements of both.

Las **conclusiones** más importantes que se establecieron fueron las siguientes:

- La repetibilidad del ensayo dentro de un mismo laboratorio (mismo instrumental, muestra y operarios) es prácticamente idéntica en ambos métodos, y produce dispersiones del 13%.
- La reproducibilidad entre laboratorios (misma muestra) es también similar en ambos métodos, obteniéndose dispersiones del orden del 18%. En el caso del Pull-Out hubo diferencias significativas en el caso de la forma y tensión de rotura ocurridas en los diferentes laboratorios.
- Las tensiones medias de adherencia  $\tau_m$  son prácticamente coincidentes en ambos métodos, apareciendo una diferencia mayor al aumentar el diámetro. Las tensiones últimas  $\tau_u$  son superiores en el Ensayo de Pull-Out (véase Fig. 3-4).

#### 4. INVESTIGACIÓN SOBRE PILARES DE HORMIGÓN ARMADOS CON ACEROS DE ALTO LÍMITE ELÁSTICO Y SOMETIDOS A COMPRESIÓN CENTRADA (1975)

Durante los años 1974 y 1975 se desarrolló en INTEMAC un programa de investigación para estudiar el comportamiento de pilares de hormigón armados con acero de alto límite elástico, en el cual se ensayaron hasta rotura 78 pilares a escala real. El objetivo básico de la investigación era el comprobar si los aceros de alto límite elástico (5000 y 6000 kp/cm<sup>2</sup>) podían ser aprovechados en el armado de piezas sometidas a compresión centrada. La Instrucción EH-73 para el cálculo de estructuras de hormigón armado y la normativa del C.E.B. limitaban la deformación unitaria máxima en el agotamiento de este tipo de piezas en el 2‰, lo que conducía a que estos aceros no fueran aprovechables en toda su capacidad.

En esquema el comportamiento teórico de un soporte de hormigón armado sometido a esfuerzo axial es el que puede verse en la Fig. 4-1. Para cada estado de deformaciones, la carga soportada por el pilar se compone, aditivamente, de las correspondientes al hormigón y al acero, determinadas a través de sus diagramas correspondientes. El valor máximo se obtendrá para aquella deformación en la que la suma sea máxima, aunque el hormigón no se encuentre en su valor máximo.

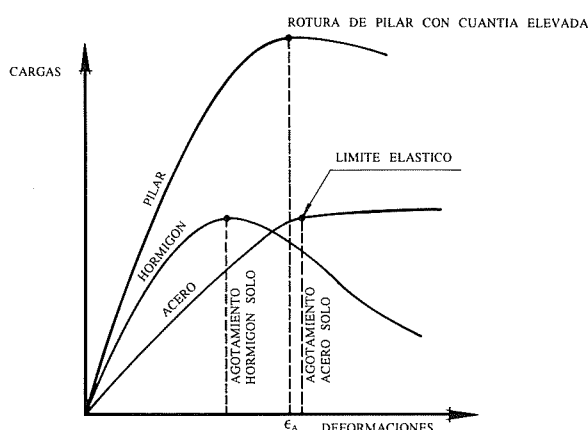


Fig. 4-1. Comportamiento de un pilar de hormigón armado bajo esfuerzo axial  
Fig. 4-1. Performance of reinforced concrete column loaded axially

La curva tensión-deformación del acero sólo depende del material, pero para el hormigón depende de múltiples factores: resistencia, edad de puesta en carga, humedad, duración del proceso de carga, existencia de ciclos de carga anteriores, y por lo tanto la limitación de la deformación última al 2‰ supone una simplificación muy general.

Las variables estudiadas fueron:

- Tipo y calidad de la armadura longitudinal. Se utilizaron aceros de dureza natural y estirados en frío, de 4200 y 6000 kp/cm<sup>2</sup> de límite elástico.
- Cuantía de la armadura longitudinal. Se ensayaron tres cuantías: la mínima y máxima prescritas por EH-73 y una intermedia.
- Resistencia del hormigón. Tres valores, 150, 250 y 350 kp/cm<sup>2</sup>.
- Velocidad de ensayo. Cargas monótonas entre 20 minutos y 36 horas de duración total de ensayo.
- También se ensayaron pilares cargados previamente al 75 % de la carga prevista de rotura y posteriormente descargados.
- Separación y diámetro de estribos. Distintas combinaciones de ambos.

LVDT transducers were applied to the columns to determine shortenings of the four faces. Another automatic system for data acquisition recorded all the values read (load included). Figure 4-2 shows one of the registered load-strain diagrams; a detail of a failure is given in 4-3.

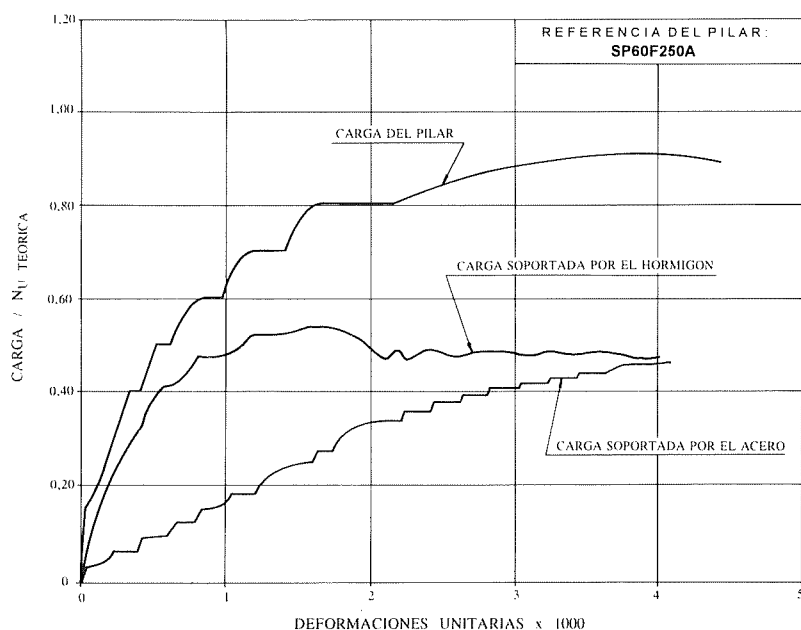


Fig. 4-2 Diagrama cargas-deformaciones obtenido en el ensayo de un pilar  
Fig. 4-2 Stress-strain diagram from a tested column

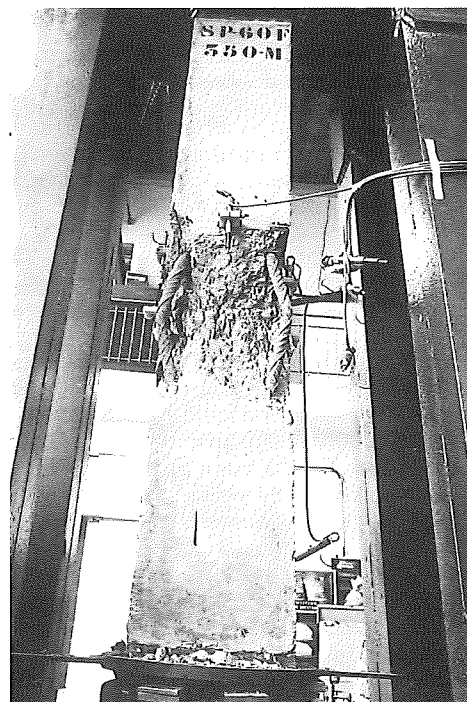


Fig. 4-3 Rotura de un pilar  
Fig. 4-3 Column failure

Although it is hard to summarize the findings due to the limited scope of the research (only 78 columns were tested), the main data can be seen in Table C-4.1 where the tested columns are grouped in five series. The ultimate load values recorded during the test are compared to the theoretical value expected ( $N_u$  real/ $N_u$  theoretical) and the ultimate strain under maximum load recorded during the test ( $\epsilon_u$  max real) is shown in the Table. The analysis shows:

- For all practical purposes, the  $\epsilon_u$  max real values reached and steel performance were not affected by the bar reinforcement ratio. As shown, the  $\epsilon_u$  real values were virtually the same in the three ratios under study.

Steel performance was found, however, to be more dependent on concrete strength. As the concrete strength increases, the  $\epsilon_u$  max real value decreases due to brittleness of the latter, since the downward leg of the stress-strain curve is smaller.

A summary of other major findings is given below:

- Ultimate strain increases on a par with loading speed. Values of  $\epsilon_u$  max real up to 3‰ can be achieved only in tests lasting 36 hours. It is worth mentioning, however, that a significant fraction of the total load is continuously applied to almost all the columns in the structures, whereas it can be assumed that the balance, up to possible failure, would rarely be applied during rather short periods. The assumed  $\epsilon_{cu} = 0.002$  is, therefore, quite moderate and implies an unnecessary handicap, especially to the extensive use of AEH 500 steel.
- Hyperstrength values are recorded in columns with large reinforcement ratios and small spacing between stirrups, since the inner concrete behaves differently from the outer layers.

## 5. ON THE INFLUENCE OF REBARS STRAIGHTNESS DEVIATIONS IN CONCRETE MEMBERS RESISTANCE (1975)

The effects of faults in bars, sometimes due to improper straightening, were also studied. The defects shown in figures 5-1 and 5-2 were tested in bars of 16 and 25 mm  $\phi$ . The ultimate yield strength of the bars approached 5500 kp/cm<sup>2</sup>, i.e., 10% higher than the rated value and, in the final analysis, this increased the abnormal stresses induced by the defects under study.

Concrete of characteristic strength  $f_{ck} = 200$  kp/cm<sup>2</sup> was used; i.e., a value on the lower end of the range of concrete actually used.

Los pilares se instrumentaron con transductores LVDT para medir los acortamientos en sus cuatro caras, registrando todas las medidas (incluida la carga) mediante un sistema automático de adquisición de datos. En la Figura 4-2 puede verse uno de los diagramas cargas-deformaciones obtenido, y en la Figura 4-3 un detalle de una rotura.

Aunque la extensión de la investigación hace difícil un resumen (se ensayaron 78 pilares), en el Cuadro C-4.1 se exponen los datos más significativos agrupando los pilares ensayados en cinco series. Se recogen los valores de la carga última registrada en ensayo con respecto de la teórica esperable ( $N_{u \text{ real}} / N_{u \text{ teórica}}$ ) y el valor de la deformación última correspondiente a la carga máxima registrada en ensayo ( $\epsilon_{u \text{ max real}}$ ). Del análisis del cuadro se desprende lo siguiente:

- La cuantía de armado no tiene prácticamente influencia en los valores de  $\epsilon_{u \text{ max real}}$  alcanzados, y por lo tanto en el grado de aprovechamiento del acero. Como puede observarse los valores de  $\epsilon_{u \text{ max real}}$  son prácticamente coincidentes en las tres cuantías analizadas.
- La resistencia del hormigón sí tiene mayor importancia en el aprovechamiento del acero. Al aumentar la resistencia del hormigón disminuye el valor de  $\epsilon_{u \text{ max real}}$ , consecuencia del comportamiento más frágil de éste, al ser la rama descendente de su curva tensión deformación más pequeña.

CUADRO C-4.1 / TABLE C-4.1

RESUMEN SERIE SUMMARY OF SERIES	RELACIÓN $N_{u \text{ real}} / N_{u \text{ teórica}}$ $N_{u \text{ real}}/N_{u \text{ theoretical}}$ RATIO			$\epsilon_{u \text{ max real}}$ (%) $\epsilon_{u \text{ max real}}$ (%)		
	MAX.	MIN.	MED.	MAX.	MIN.	MED.
CUANTÍA BAJA, TODOS LOS HORMIGONES LOW RATIO, ALL CONCRETE TYPES	1,10	0,96	1,03	3,12	2,10	2,61
CUANTÍA MEDIA, TODOS LOS HORMIGONES MEDIUM RATIO, ALL CONCRETE TYPES	1,05	0,90	0,98	3,37	2,39	2,88
CUANTÍA ALTA, TODOS LOS HORMIGONES HIGH RATIO, ALL CONCRETE TYPES	1,00	0,86	0,93	3,23	2,32	2,78
HORMIGÓN DE RESISTENCIA BAJA Y MEDIA, TODAS LAS CUANTÍAS LOW AND MEDIUM STRENGTH CONCRETE, FOR ANY RATIO	1,10	0,92	1,01	3,56	2,40	2,98
HORMIGÓN DE RESISTENCIA ALTA, TODAS LAS CUANTÍAS HIGH STRENGTH CONCRETE, ANY RATIO	1,01	0,89	0,95	2,99	2,21	2,60

En cuanto a otras **conclusiones** pueden indicarse como más importantes las siguientes:

- La deformación última aumenta al aumentar el tiempo de puesta en carga. Sólo pueden garantizarse valores de  $\epsilon_{u \text{ max real}}$  superiores al 3 % con ensayos de 36 horas de duración. Sin embargo, prácticamente en la totalidad de los pilares de las estructuras, una fracción importante de la carga total está aplicada de forma permanente y el resto, hasta alcanzar la posible rotura, muy rara vez puede concebirse que se aplique en períodos muy cortos. La hipótesis de  $\epsilon_{cu} = 0,002$  es por tanto muy conservadora y constituye un freno innecesario al pleno empleo de los aceros AEH 500, especialmente.
- Con grandes cuantías y separaciones pequeñas de la armadura transversal el hormigón del núcleo se comporta de forma diferente al del exterior, detectándose hiperresistencias en estos pilares.

## 5. INFLUENCIA DE LOS DEFECTOS DE ONDULACIÓN DE BARRAS DE ARMADURA EN LA RESISTENCIA DE LAS PIEZAS DE HORMIGÓN ARMADO (1975).

El plan de investigación tuvo por objeto el estudio de la influencia de defectos que a veces, por enderezado defectuoso, se producen en las barras. Se investigaron sobre barras de  $\phi 16$  y  $\phi 25$  mm con los defectos que se indican en las figuras 5-1 y 5-2.

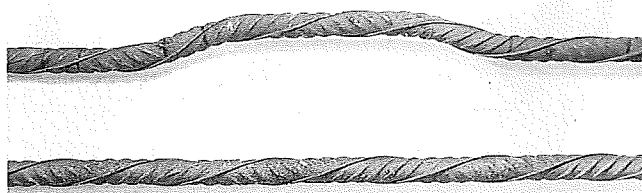


Fig. 5-1. Ondulación provocada en  $\phi$  25  
Fig. 5-1. Induced buckling in 25  $\phi$

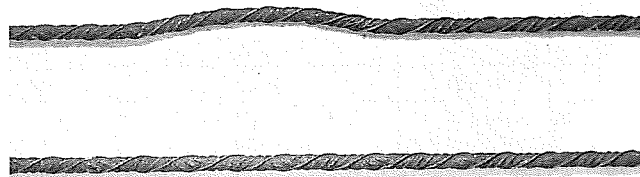


Fig. 5-2. Ondulación provocada en  $\phi$  16  
Fig. 5-2. Induced buckling in 16  $\phi$

On the one hand, tests were run on life size columns 1.80 m high with cross-sections 30 x 30 cm, reinforced with 4 bars 16 and 25 mm  $\phi$ , depending on the conditions. The above defect was present in one of the four bars, located in such a way that the plane of the middle fibre of the strained bar was parallel to one face and the tensile strain side was closer to the face of the column. (Worst scenario). Similar columns with deviation-free bars were also built and tested. Column condition after testing is shown in figures 5-3 and 5-4.

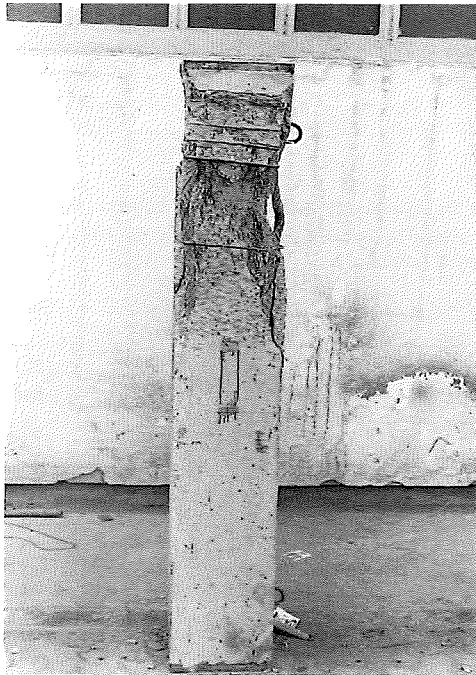


Fig. 5-3 Rotura del pilar PN-2  
Fig. 5-3 Failure of PN-2 column

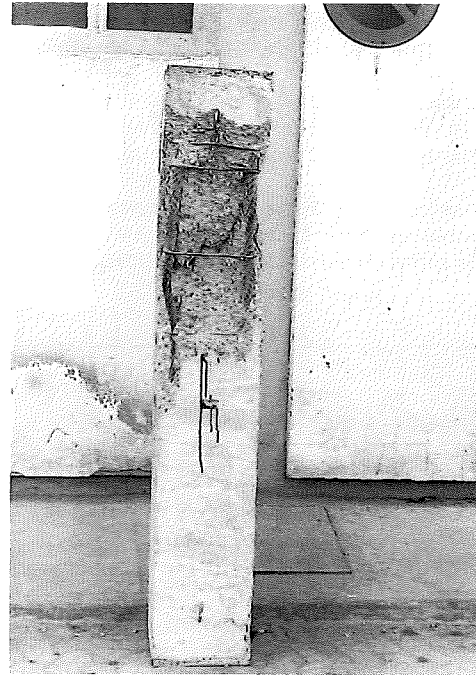


Fig. 5-4 Rotura del pilar PN-3  
Fig. 5-4 Failure of PN-3 column

In addition, to simulate bending and tensile stresses, members reinforced with both defective and defect-free bars of the above diameters were subject to tensile tests. (Figures 5-5 and 5-6).

Research **findings** showed that, from a practical viewpoint, the above defects are not significant. In the tested members, differentials between failure loads did not exceed 5% between members reinforced with defective bars and standard members. In tests of this type, that difference is meaningless.

## 6. EFFECTS OF LONGITUDINAL AND TRANSVERSAL LAYOUT OF REINFORCEMENTS ON COLUMN RESISTANCE (1976).

Seven series of columns, for a total of 32, 1.80 m long with cross-sections of 30 x 30 cm, as shown in Table C-6.1, were tested to determine the effects of the two types of reinforcement.

CUADRO C-6.1 / TABLE C-6.1

SERIE SERIES	SECCIÓN SECTION (cm)	ARMADURA LONGITUDINAL LONGITUDINAL REINFORCEMENT	ARMADURA TRANSVERSAL STIRRUPS	RESISTENCIA DEL HORMIGÓN CONCRETE STRENGTH $f_c$ (kp/cm <sup>2</sup> )	Nº DE PIEZAS IGUALES NUMBER OF IDENTICAL MEMBERS
A	30 x 30	8 $\phi$ 32	$\phi$ 8 a 24 cm	120	6
B	30 x 30	8 $\phi$ 32	$\phi$ 8 a 24 cm	180	6
C	30 x 30	4 $\phi$ 32 (JUNTAS EN EL CENTRO DE LA SECCIÓN) (JOINTS IN CENTER OF MEMBER)	$\phi$ 8 a 24 cm	150	4
D	30 x 30	4 $\phi$ 32	$\phi$ 8 a 24 cm	120	4
E	30 x 30	4 $\phi$ 32	$\phi$ 8 a 12 cm	120	4
F	26 x 26 (SIN RECUBRIMIENTO) (EXPOSED)	4 $\phi$ 32	$\phi$ 8 a 24 cm	120	4
G	26 x 26 (SIN RECUBRIMIENTO) (EXPOSED)	4 $\phi$ 32	$\phi$ 8 a 12 cm	120	4



El límite elástico de las barras era aproximadamente de 5500 kp/cm<sup>2</sup>, es decir un 10% superior al nominal, lo que en definitiva aumentaba los esfuerzos anormales debidos a los defectos analizados.

Se empleó hormigón de resistencia característica  $f_{ck} = 200$  kp/cm<sup>2</sup>, es decir en el límite inferior de los utilizados en la práctica.

Por un lado se ensayaron, a escala real, pilares de 1.80 m de altura y sección 30x30 cm armados con 4 barras de los diámetros  $\phi 16$  y  $\phi 25$  mm, según los casos. Una de las cuatro barras presentaba el defecto mencionado, de forma que el plano de la fibra media de la barra deformada era paralelo a una cara, con la deformación aumentando el recubrimiento. (Posición más desfavorable). También se fabricaron y ensayaron pilares análogos pero sin deformación ninguna en las barras. Las figuras 5-3 y 5-4 muestran el aspecto de los pilares una vez ensayados.

Análogamente, y para simular el efecto en flexión y en tracción, se ensayaron piezas en tracción armadas con barras de los diámetros mencionados, con y sin defectos. (Figuras 5-5 y 5-6).

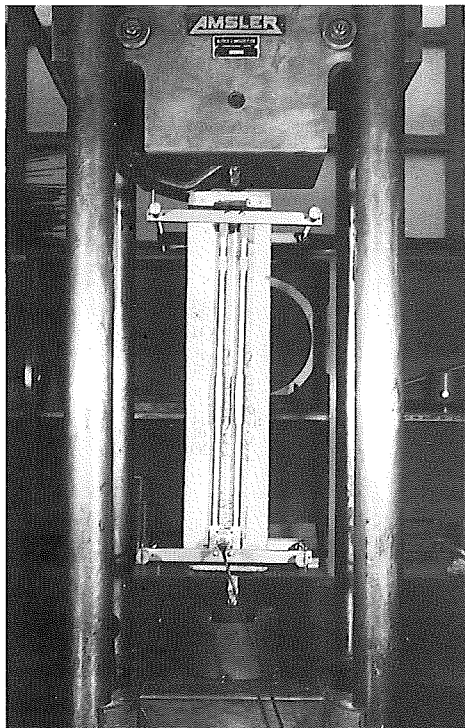


Fig. 5-5 Ensayo a Tracción. Vista general  
Fig. 5-5 Tensile Test. General setup

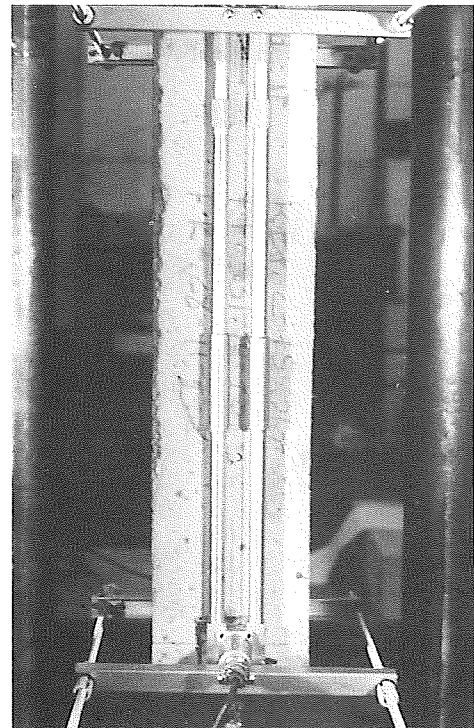


Fig. 5-6 Ensayo a Tracción. Detalle de la colocación del extensómetro  
Fig. 5-6 Tensile Test. Detail of extensometer (strain gauge) placement

La **conclusión** del trabajo es que los defectos mencionados carecen de trascendencia práctica. Las cargas de agotamiento de las piezas ensayadas presentaron diferencias de carga de agotamiento que no eran mayores del 5% entre piezas armadas con barras con defecto y piezas patrón, cifra que carece de significación práctica en un ensayo de este tipo.

## 6. INFLUENCIA DE LA DISPOSICIÓN DE LA ARMADURA LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN LA RESISTENCIA DE PILARES (1976).

Para investigar la influencia de ambas armaduras, se ensayaron un total de 32 pilares de sección máxima 30x30 cm y longitud 1,80 m, distribuidos en 7 series que se indican en el Cuadro C-6.1.

Para forzar los resultados de la investigación, se utilizaron hormigones de baja resistencia y acero AEH 600F, con fuertes cuantías.

La disposición de armaduras se indica en las figuras 6-1, 6-2 y 6-3. Como puede verse, en la serie C, cuya disposición de armaduras se indica en la Figura 6-3, para mantener los estribos en posición se emplearon 4 varillas de madera. La Figura 6-4 indica la disposición.

Low strength concrete mixes and AEH 600F steel, in large ratios, were used to speed up research findings.

The reinforcement layout is shown in figures 6-1, 6-2 and 6-3. It will be noted that four wooden rods were used to hold the stirrups in place in series C, whose reinforcement layout scheme is shown in Figure 6-3. A drawing of the layout is given in Figure 6-4.

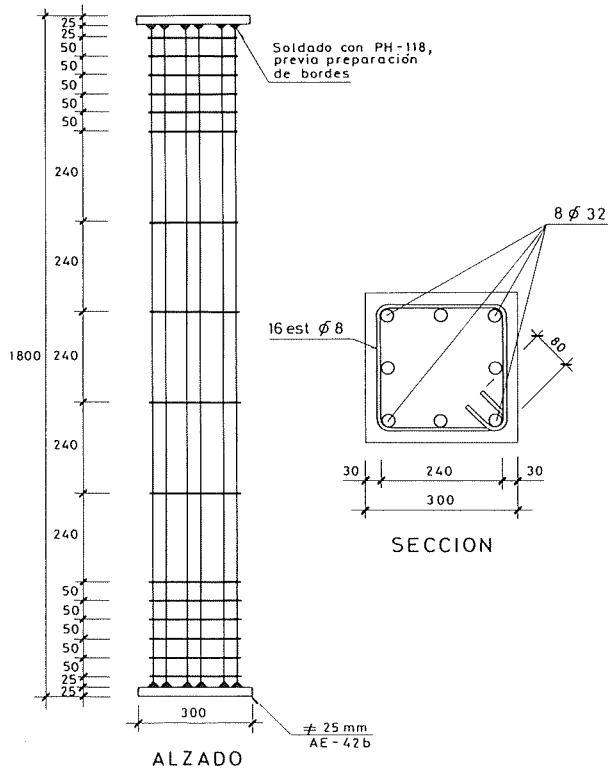


Fig. 6-1

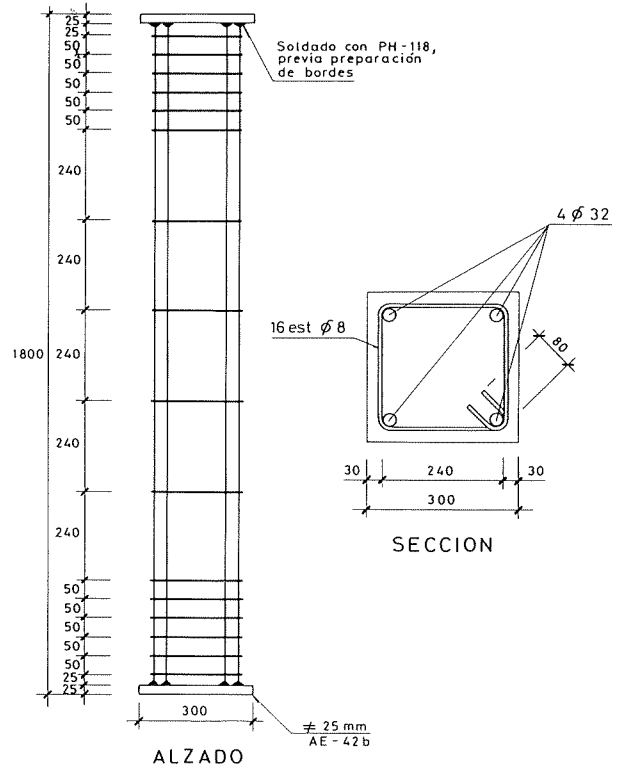


Fig. 6-2

A 600-ton press, fitted with electronic load and strain controls, was available for testing the 32 columns to failure. The test setup is shown in Figure 6-5. Two procedures were used to read strains. One device had a 1200-mm base transducers while the other used a 200-mm base and an electronic extensometer (strain gage).

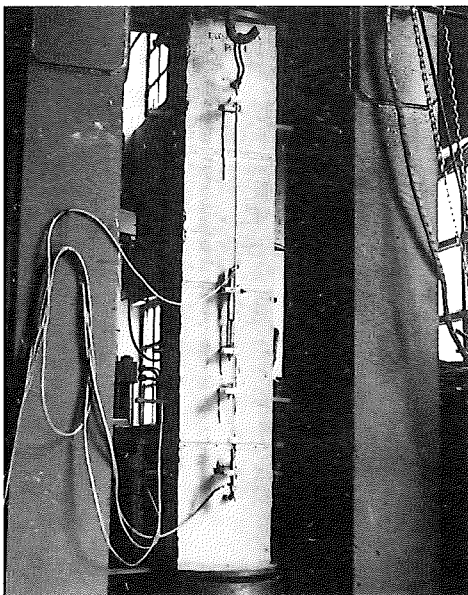


Fig. 6-5 Montaje del ensayo (en pilar serie E)  
Fig. 6-5 Test setup (in series E columns)

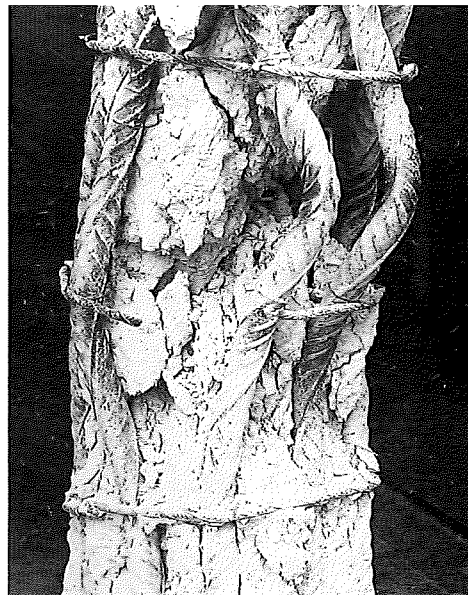


Fig. 6-6 Detalle de rotura de pilar de serie E (Pilar A-2). Obsérvese rotura del estribo  
Fig. 6-6 Detail of series E column failure (column A-2). Notice stirrup failure

The failure of one column in series E is shown in Figure 6-5, where a failed stirrup can be seen. Failures in series B of E members are shown in figures 6-6 and 6-7. A failed series D column (exposed) is shown in Figure 6-8.

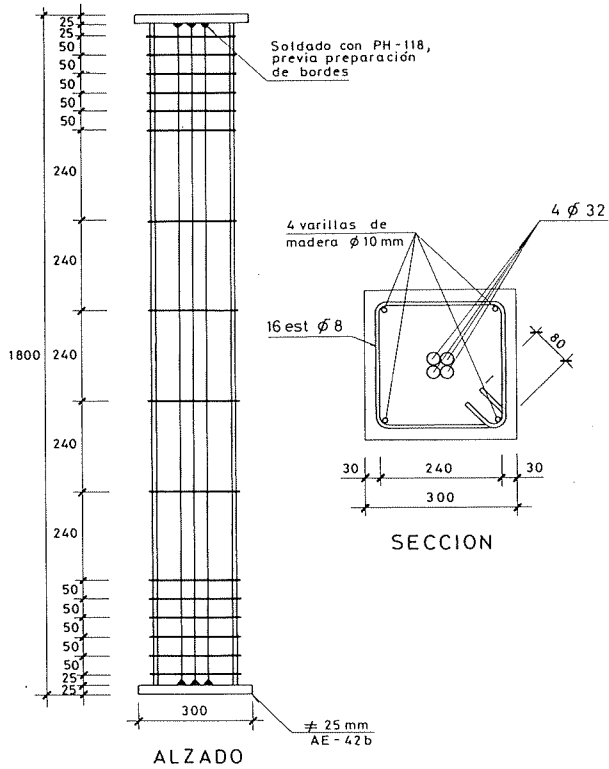


Fig. 6-3

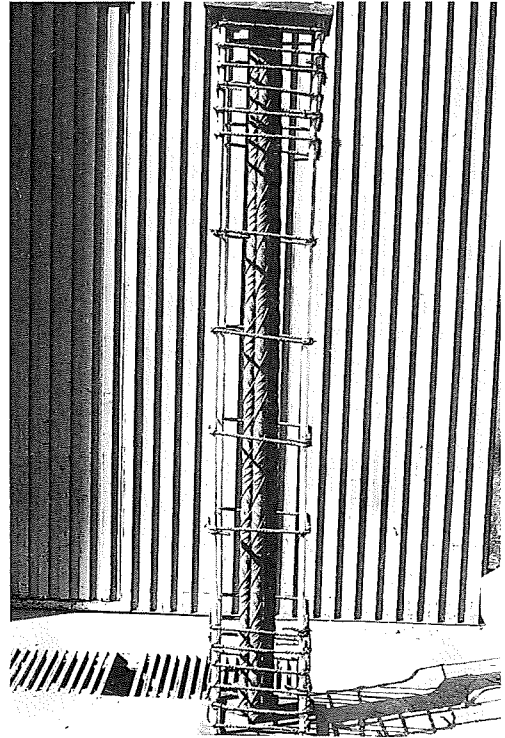


Fig. 6-4 Ferralla pilares serie D  
Fig. 6-4 Series D column reinforcement

Los 32 pilares se ensayaron a rotura en una prensa de 600 t con control electrónico de cargas y deformaciones. En la Figura 6-5 se indica la disposición de ensayo. Las deformaciones se midieron por dos procedimientos. Uno, con transductores y base 1200 mm y otro con un extensómetro electrónico de 200 mm de base.

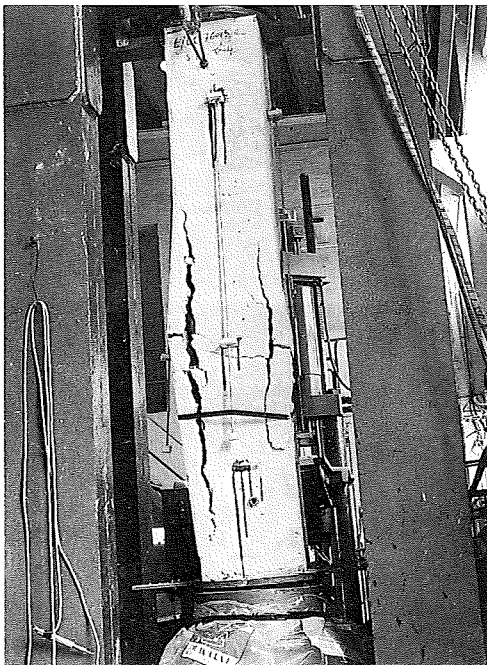


Fig. 6-7. Rotura de pilar de serie B (pilar B-4)  
Fig. 6-7. Series B column failure (column B-4)



Fig. 6-8. Rotura de pilar de serie D (pilar D-4)  
Fig. 6-8. Series D column failure (column D-4)

La Figura 6-5 muestra la rotura de un pilar de la serie E. Obsérvese la rotura del estribo. Las figuras 6-6 y 6-7 muestran roturas de la serie B y E. La Figura 6-8 muestra una rotura de la serie D (sin recubrimiento).

## Findings

- If the stirrups are spaced at 240 mm, as it is usual practice, there is a good fit between experimental and expected results (as computed with Guideline formulae).
- For larger reinforcement ratios, failure strains ranging from 3.4 to 3.9% are found taking advantage of the increased steel capacity (The tests lasted about four hours).
- If stirrups are spaced 120 mm in columns as in series F and H, loads and strains are substantially higher at failure, with strains exceeding 5% in both test series.

The contribution of the cover layer is observed to be lower, albeit barely, through comparison of series E to series G results (stirrups were spaced 240 mm in both cases, with no concrete cover in the second one) and series F to series H (stirrups spaced 120 mm in both, with no concrete cover in the second one). Indeed, concrete stress at failure in the members was  $T_{cu} = 137.7 \text{ kp/cm}^2$  in series E and  $T_{cu} = 146.4 \text{ kp/cm}^2$  in G. (Average values of the tested series). As shown by this finding, the concrete failure stress of series G is 7.1% higher than for series E, while its strength, as read on the control test pieces, is only 3.9% higher. Similarly, for the series F and H, stress at concrete failure in the former averaged  $151.7 \text{ kp/cm}^2$ , and in the latter,  $160.4 \text{ kp/cm}^2$ , which is 58% larger than its strength read in the control test pieces.

- As the results show, the inner core can withstand larger stresses than the cover layer and, therefore, the average working stress of the section at failure increases as the relative thickness of the concrete surrounding the inner core decreases.

## 7. BENDING TEST TO FAILURE OF BEAMS REINFORCEMENTS WITH STEELS OF DIFFERENT TENSILE STRENGTH/ YIELD STRENGTH RATIOS (1976)

A total of 18 beams, 3.6 m long with cross-sections of 20 x 40 cm, were built and tested to failure. H-200 concrete and three types of reinforcements were used:

- Plain AEH-220 steel bars
- Natural hardness AEH-500 N steel
- Cold-drawn AEH-500 F steel

Beams with low, medium and high reinforcement ratios were built and two beams were tested from each type.

The steel bars specifications are summarized in Table C-7.1.

CUADRO C-7.1 / TABLE C-7.1

### CARACTERÍSTICAS DE LAS ARMADURAS / REINFORCEMENT SPECIFICATIONS

ACERO STEEL	DIÁMETRO DIAMETER (mm)	(1) LIMITE ELÁSTICO ULTIMATE YIELD STRENGTH (kp/cm <sup>2</sup> )	(1) TENSIÓN DE ROTURA FAILURE STRESS (kp/cm <sup>2</sup> )	RELACIÓN TENSIÓN DE ROTURA/LIMITE ELÁSTICO FAILURE STRESS/ ULTIMATE YIELD STRENGTH (λ)	ALARGAMIENTO EN BASE 5φ ELONGATION IN A 5 DIAM BASE (%)
AE-500N	12	5.745	7.774	1,35	27,7
	8	5.518	7.893	1,43	25,7
AE-500F	12	5.502	5.509	1,00	-
	8	5.715	5.740	1,01	19,5
AE-220L	16	2.209	3.415	1,55	37,5
	12	2.664	3.733	1,40	31,9
	8	2.905	4.250	1,46	40,0

Failure stress/ ultimate yield strength ratios, ranging from 1.00 to 1.55, were tested, as shown.

Table C-7.2 shows beam description, reinforcement and actual concrete strength.

The test setup is shown in Figure 7-1. Different instruments were attached to the beams, notably 400 mm long extensometers with an accuracy of 0.001 mm.

## Conclusiones obtenidas

- Con separación de estribos de 240 mm, que sería la habitual en la práctica, los soportes se ajustan bien a los resultados de ensayo previstos mediante las fórmulas de la Instrucción.
- Con cuantías elevadas de armadura se obtienen deformaciones en rotura de 3,4 a 3,9‰, que conducen a un mejor aprovechamiento del acero. (Los ensayos fueron de unas 4 horas de duración).
- En pilares con estribos separados a 120 mm, series F y H, se obtienen cargas y deformaciones, en el instante de alcanzarse la rotura, apreciablemente más elevadas. Estas últimas superan el 5‰ en ambas series de ensayo.

La menor colaboración del recubrimiento se aprecia, aunque ligeramente, mediante la comparación de la serie de ensayo E con la G (estribos a 240 mm en ambas y sin hormigón de recubrimiento de los mismos en la segunda) y de la serie F con la H (estribos a 120 mm en ambas y sin hormigón de recubrimiento de los mismos la segunda). En efecto, la tensión del hormigón en el agotamiento de las piezas fue  $\tau_{cu} = 136,7$  kp/cm<sup>2</sup> en la serie E y  $\tau_{cu} = 146,4$  kp/cm<sup>2</sup> en la G. (Valores medios en los ensayos de estas series). Este resultado indica que el hormigón de la serie G ha roto a una tensión 7,1% superior al de la serie E, cuando su resistencia, medida sobre probetas de control, es sólo un 3,9% superior. Análogamente, en las series F y H: el hormigón de la primera ha soportado, en rotura, de media, 151,7 kp/cm<sup>2</sup>, y el de la segunda 160,4 kp/cm<sup>2</sup>, esto es un 58% más, cuando su resistencia medida sobre probetas de control.

- Los resultados confirman que el núcleo es capaz de soportar tensiones superiores al recubrimiento y, por consiguiente, la tensión media de trabajo de la sección en rotura resulta superior cuanto menor es el espesor relativo del hormigón externo al núcleo.

## 7. ENSAYO A ROTURA POR FLEXIÓN DE VIGAS ARMADAS CON ACERO CON DIFERENTES RELACIONES TENSIÓN DE ROTURA/LÍMITE ELÁSTICO (1976)

Se fabricaron y ensayaron a rotura 18 vigas de 3,6 m de longitud y sección transversal 20x40 cm. Se empleó hormigón H-200, y tres tipos de armaduras:

- Acero ordinario liso AEH-220
- Acero AEH-500 N de dureza natural
- Acero AEH-500 F, estirado en frío

Se fabricaron vigas con cuantías bajas, medias y altas, ensayando dos vigas generales en cada caso.

Las características de los aceros empleados se resumen en Cuadro C-7.1.

Como puede verse se manejaron relaciones tensión de rotura/límite elástico desde 1,00 a 1,55.

La designación de las vigas, su armadura y la resistencia real del hormigón empleado se consignan en el Cuadro C-7.2.

CUADRO C-7.2 / TABLE C-7.2

### CARACTERÍSTICAS DE LAS VIGAS / BEAM SPECIFICATIONS

DESIGNACIÓN DESCRIPTION	ACERO STEEL	CUANTÍA RATIO	ARMADURA / REINFORCEMENT			HORMIGÓN $f_{cm}$ CONCRETE $f_{cm}$ (kp/cm <sup>2</sup> )
			SUPERIOR HIGHER	INFERIOR LOWER	ESTRIBOS STIRRUPS	
V1KA,V2KA	AEH T 500	ALTA / HIGH	2 $\phi$ 6	6 $\phi$ 12	26 $\phi$ 8+6 $\phi$ 6	185
V1KM,V2KM		MEDIA / MEDIUM		3 $\phi$ 12	32 $\phi$ 6	191
V1KB,V2KB		BAJA / LOW		2 $\phi$ 8	19 $\phi$ 6	175
V1NA,V2NA	AEH N 500	ALTA / HIGH	2 $\phi$ 6	6 $\phi$ 12	26 $\phi$ 8+6 $\phi$ 6	188
V1NM,V2NM		MEDIA / MEDIUM		3 $\phi$ 12	32 $\phi$ 6	170
V1NB,V2NB		BAJA / LOW		2 $\phi$ 8	19 $\phi$ 6	187
V10A,V20A	ACERO ORDIN. PLAIN STEEL	ALTA / HIGH	2 $\phi$ 6	7 $\phi$ 16	26 $\phi$ 8+6 $\phi$ 6	189
V10M,V20M		MEDIA / MEDIUM		6 $\phi$ 12	32 $\phi$ 6	205
V10B,V20B		BAJA / LOW		4 $\phi$ 8	19 $\phi$ 6	106

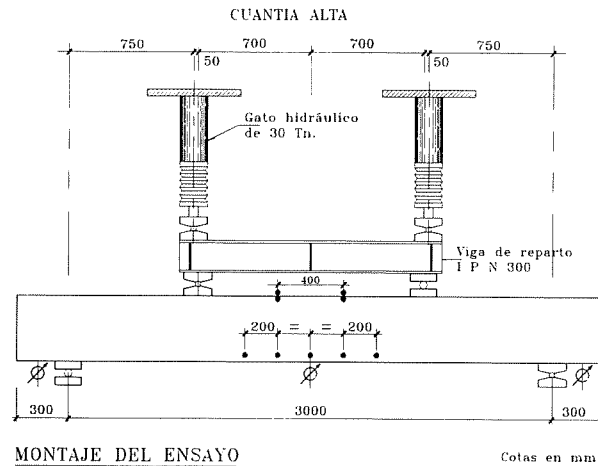


Fig. 7-1

The findings are summarized in Table C- 7.3.

CUADRO C-7.3 / TABLE C-7.3

DESIGNACIÓN DESCRIPTION	MOMENTO TEÓRICO DE ROTURA THEORETICAL FAILURE MOMENT $M_n$ (mxt)	MOMENTO REAL DE ROTURA ACTUAL FAILURE MOMENT $M_u$ (mxt)	MOMENTO DE SERVICIO WORKING FAILURE MOMENT ( $\gamma_f=1,5 \gamma_s=1,10 \gamma_c=1,5$ ) (mxt)	$K = \frac{M_u}{M_n}$
V1KA,V2KA	11,44	10,87	6,45	0,950
V1KM,V2KM	6,44	6,48	3,79	1,006
PV1KB,V2KB	2,10	2,23	1,26	1,064
V1NA,V2NA	11,93	12,09	6,66	1,013
V1NM,V2NM	6,66	6,58	3,91	0,988
V1NB,V2NB	2,03	2,43	1,22	1,197
V1OA,V2OA	9,62	10,41	5,50	1,082
V1OM,V2OM	6,25	6,98	3,68	1,117
V1OB,V2OB	2,13	2,40	1,28	1,124

The Moment-Strain Diagram for the most compressed fibre, in a high reinforcement ratio case, is shown in Figure 7-2 by way of illustration.

Failure of the V2-OA beam is shown in Figure 7-3.

### Conclusions

Based on the tests performed, it may be concluded that the failure stress to ultimate yield strength ratio in corrugated steel bars for reinforced concrete does not impair its warning ability, working performance, or prefailure and flexural failure. Test performance of two AE-50 corrugated steel bars, one of  $\lambda = 1$  and the other of  $\lambda$  ranging from 1.32 to 1.425, was satisfactory and basically identical. In contrast, warning cracks in a plain AE-22 steel bar of  $\lambda$  ranging from 1.40 to 1.55 could barely be detected. The warning ability does not seem to be related to the lambda value but rather to steel stress, diameter, bonding properties and location in the cross-section.

As a matter of fact, it is worth pointing out that the test findings in AE-22 plain steel bars again show that the use of corrugated bars of 22 kp/mm<sup>2</sup> ultimate yield strength would lead to a behaviour in bending such that quite often do not show warning cracks.

Since the tests were intended to supply data on the required  $\lambda = f_s/f_y$  value, isostatic elements were tested. The hyperstatic structures are studied later in the text.

The paper by J. CALAVERA, E. GONZALEZ VALLE, A. DELIBES and J.M. IZQUIERDO, "La influencia de la relación entre la tensión de roturas y el límite elástico de las armaduras sobre el comportamiento a flexión de piezas de hormigón armado" ("Effects of the failure stress/ ultimate yield strength ratio of reinforcements on bending performance of reinforced concrete members") published by *Hormigón y Acero*, No. 122, 1st quarter 1977, contains detailed information on this subject.

El dispositivo de ensayo se muestra en la Figura 7-1. Las vigas se instrumentaron con equipo diverso y en particular con bases de extensómetro de 400 mm de longitud y apreciación 0,001 mm.

El Cuadro C-7.3 resume los resultados alcanzados.

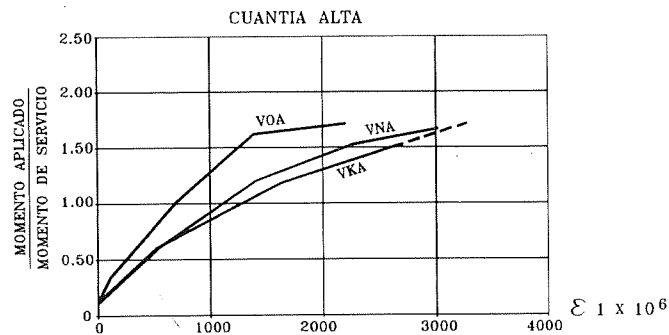


Fig. 7-2

A título de ejemplo, en la Figura 7-2 se recoge el diagrama Momentos elásticos-Deformaciones en fibra más comprimida para un caso de cuantía alta.

La Figura 7-3 indica la rotura de la viga V2-OA.

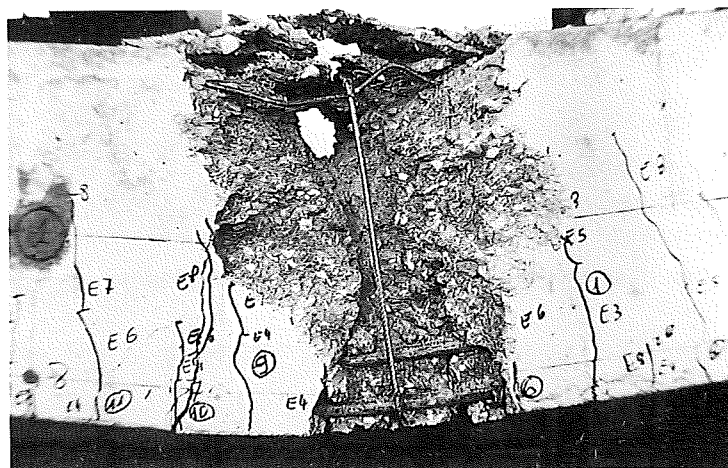


Fig. 7-3

### Conclusiones

De acuerdo con los ensayos realizados puede establecerse que la relación entre la tensión de rotura y el límite elástico de un acero corrugado para hormigón armado no afecta a su capacidad de aviso ni a su comportamiento en servicio, prerrotura y rotura por flexión. En los ensayos, dos aceros corrugados AE-50, uno con  $\lambda = 1$  y otro con  $\lambda$  de 1,32 a 1,425 han tenido comportamiento satisfactorio y sustancialmente idéntico. En cambio, un acero liso AE-22 con  $\lambda$  de 1,40 a 1,55 presenta muy escasa fisuración de aviso. La capacidad de aviso no parece estar en absoluto relacionada con el valor  $\lambda$  sino con la tensión del acero, su diámetro, sus características de adherencia y su posición en la sección.

Incidentalmente, conviene llamar la atención sobre el hecho de que los resultados de los ensayos con barras lisas AE-22 permiten afirmar de nuevo que las barras corrugadas de límite elástico 22 kp/mm<sup>2</sup>, conducirían en flexión a piezas que en gran número de casos carecen de fisuración de aviso.

Estos ensayos fueron planteados en piezas isostáticas, pues su intención era proporcionar información sobre el valor exigible de  $\lambda = f_s/f_y$ . Más adelante se ha estudiado el tema en estructuras hiperestáticas.

Puede estudiarse el tema en detalle en J. CALAVERA, E. GONZÁLEZ VALLE, A. DELIBES y J.M. IZQUIERDO "La influencia de la relación entre la tensión de roturas y el límite elástico de las armaduras sobre el comportamiento a flexión de piezas de hormigón armado", *Hormigón y Acero*, N° 122, 1er trimestre 1977.

## 8. EFFECTS OF RUST AND MORTAR SPLASHES ON CONCRETE REINFORCEMENT BONDING VALUES (1977 AND 1978)

This research was intended to cast light on a controversial question that has led to confusion.

Ten surface conditions, shown below, were tested:

- Condition 1 Just rolled bars, free of mortar splashes
- Condition 2 Slightly rusty bars, not brushed and free of splashes
- Condition 3 Slightly rusty bars, brushed and free of splashes
- Condition 4 Heavily rusty bars, not brushed and free of splashes
- Condition 5 Heavily rusty bars, brushed and free of splashes
- Condition 6 Just rolled bars, mortar splashed
- Condition 7 Slightly rusty bars, not brushed and mortar splashed
- Condition 8 Slightly rusty bars, brushed and splashed
- Condition 9 Heavily rusty bars, not brushed and mortar splashed
- Condition 10 Heavily rusty bars, brushed and mortar splashed

Both plain (AEH 220) and corrugated (AEH 400 N) bars of 8 and 20 mm  $\phi$  were used. A pull-out procedure to test bonding was applied but modified by the authors to prevent failure by splitting (Fig. 8-1).

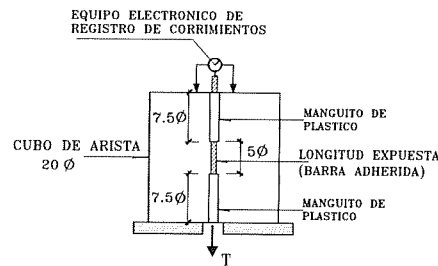


Fig. 8-1

The bars were left outdoors to rust and watered six times daily.

If, after brushing, the bars lost weight, they were classified as "slightly rusty". Rust in the bar amounted to 2.5‰ in 8 mm  $\phi$  and 1‰ in 20 mm  $\phi$ . Losses of 10‰ and 4‰ were classified as "heavily rusted".

The "Standard", i.e., rust-free bars, and the slight and heavy rust conditions, in 20 mm  $\phi$  corrugated bars, are shown in figures 8-2, 8-3 and 8-4.

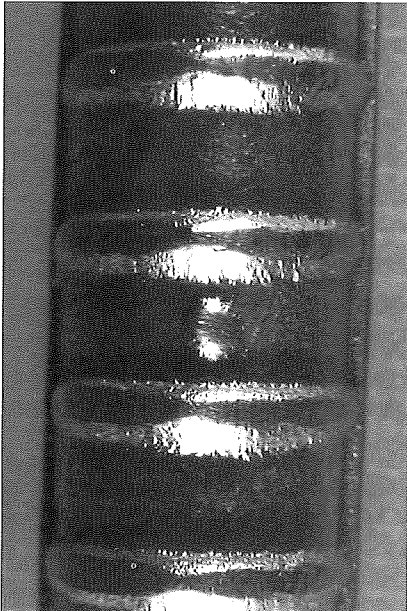


Fig. 8-2

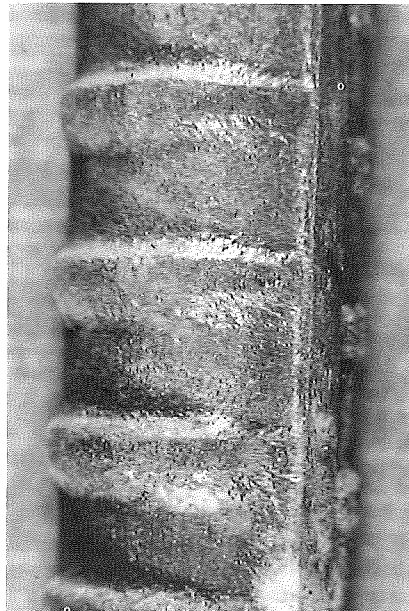


Fig. 8-3

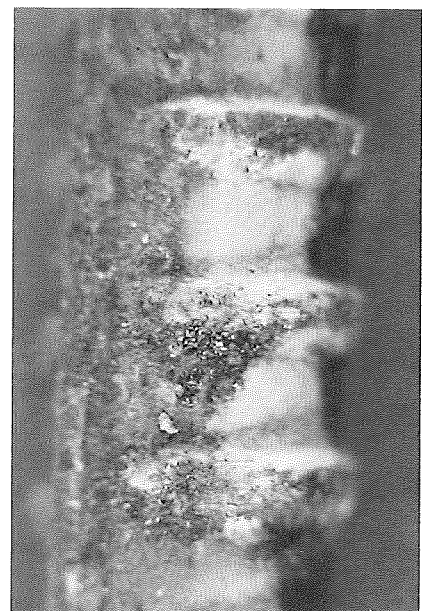


Fig. 8-4

Figure 8-5 shows bars splashed with mortar. The plastic sleeves system is shown in Fig. 8-6 and the test setup in 8-7.

Bonding was compared based on stresses computed from:



## 8. INFLUENCIA DE LA OXIDACIÓN Y DE LAS MANCHAS DE MORTERO SOBRE LA ADHERENCIA DE ARMADURAS DE HORMIGÓN (1977 Y 1978)

La investigación se planteó con objeto de clarificar el tema, ante la confusión existente en obra y las discusiones a que ello daba lugar.

Se ensayaron los diez estados superficiales siguientes:

- Estado 1 - Barras recién laminadas, sin manchar de mortero
- Estado 2 - Barras ligeramente oxidadas, sin cepillar y sin manchar
- Estado 3 - Barras ligeramente oxidadas, cepilladas y sin manchar
- Estado 4 - Barras fuertemente oxidadas, sin cepillar y sin manchar
- Estado 5 - Barras fuertemente oxidadas, cepilladas y sin manchar
- Estado 6 - Barras recién laminadas, manchadas de mortero
- Estado 7 - Barras ligeramente oxidadas, sin cepillar y manchadas
- Estado 8 - Barras ligeramente oxidadas, cepilladas y manchadas
- Estado 9 - Barras fuertemente oxidadas, sin cepillar y manchadas
- Estado 10 - Barras fuertemente oxidadas, cepilladas y manchadas

Se utilizaron barras lisas (AEH 220) y corrugadas (AEH 400N) con diámetros 8 y 20 mm. El ensayo se realizó mediante un ensayo de adherencia PULL-OUT modificado por los autores para evitar roturas por splitting (Fig. 8-1)

La oxidación fue conseguida mediante seis riegos diarios de las barras, situadas a la intemperie.

Se denominó estado "ligeramente oxidado" que presentaba una pérdida en peso al cepillar. El óxido de la barra del 2,5 ‰ en  $\phi 8$  mm y del 1 ‰ en  $\phi 20$  mm. El estado "fuertemente oxidado" era el correspondiente a pérdidas del 10 ‰ y 4 ‰, respectivamente.

En las figuras 8-2, 8-3 y 8-4 pueden verse los estados "Patrón" es decir, barra sin óxido y los de oxidación ligera y fuerte en el caso de barras corrugadas de  $\phi 20$  mm.

Los estados manchados de mortero se indican en la Figura 8-5. La Figura 8-6 muestra el dispositivo de las vainas de plástico y la 8-7 el de ensayo.

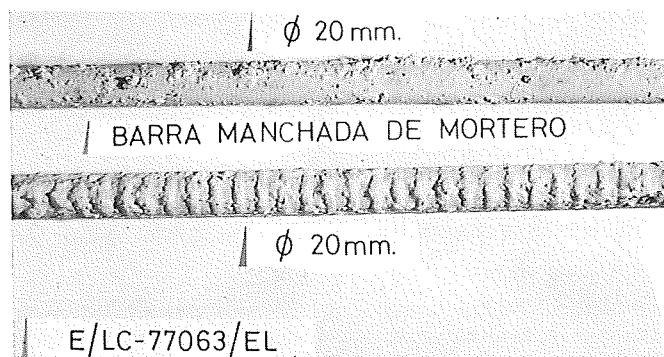


Fig. 8-5

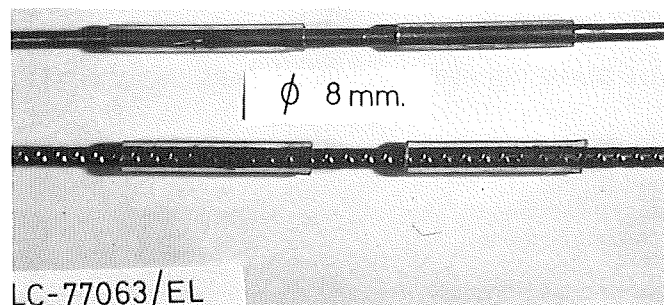


Fig. 8-6

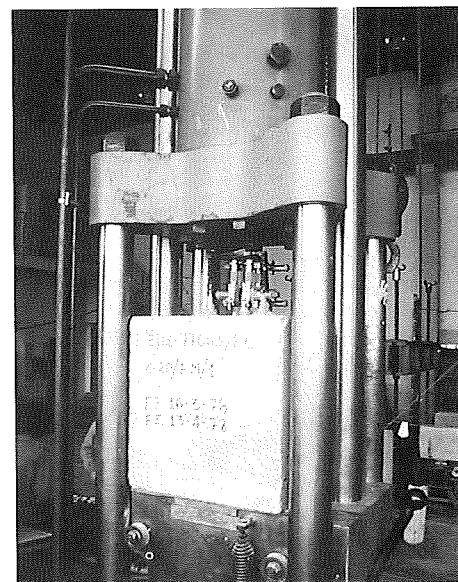


Fig. 8-7

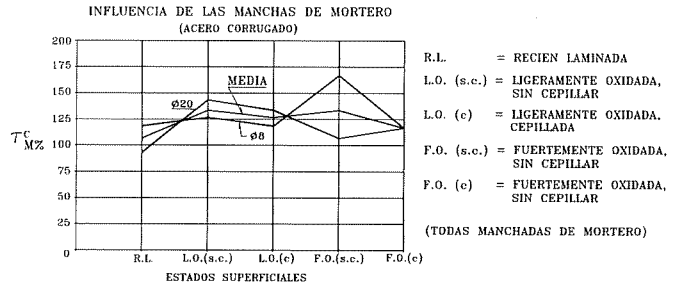
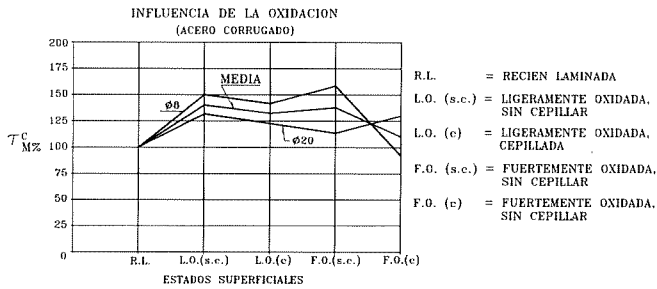
La comparación desde el punto de vista de la adherencia se hizo mediante las tensiones

$$\tau_m = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_1}{3}$$

$$\tau_m = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_1}{3}$$

i.e., the average bonding stress (the mean of stresses that induced a one hundredth of a millimeter, one tenth and one millimeter creep and the  $T_u$  stresses for bonding failure).

By way of illustration, Figure 8-7 shows the  $T_m$  bond of corrugated bars, based on just rolled bars (Standard).



The results for mortar splashed bars are shown in Figure 8-8. (The value of 100 is assigned to a just rolled bar (Standard), i.e., free of rust and mortar splashes).

### Conclusions

- Research shows that the bonding properties of corrugated bars, versus those of just rolled bars, are improved by rusting to the degree studied, which covers the complete range of usual working conditions. Only two conditions (heavy rust - brushed  $8 \phi$  and heavy rust - splashed  $20 \phi$  bars) show slightly lower values compared to initial conditions, although the drop is never over 7%.
- The above effect is more noticeable in smaller diameter, heavily rusted bars (unbrushed), where the results are 60% above the reference values.
- The bonding properties of rusty bars, even if brushed, are increased when compared to the initial condition (JUST ROLLED). As for the comparison between the two rusty conditions studied, when rust is brushed, the values are about the same (SLIGHTLY RUSTY) and even lower (HEAVILY RUSTED  $8 \text{ mm } \phi$ ) compared to the unbrushed condition.
- A drop in the bonding properties of the bars is not noticed after splashing the surface with cement mortar.
- Based on the above, brushing rusted bars on the site is unnecessary, unless loose rust is found. Cleaning mortar splashes is also unnecessary.

(For a more detailed summary see "Influencia de la oxidación y de las manchas de mortero sobre la adherencia de armaduras de hormigón" ("Effects of rust and mortar splashes on the bonding properties of concrete reinforcements"), J. CALAVERA, A. DELIBES, J.M. IZQUIERDO, and G. GONZALEZ ISABEL, *Hormigón y Acero*, Nos. 130, 131 and 132, 1st, 2nd and 3rd Quarter 1979).

### 9. PROCEDURE TO DETERMINE BONDING OF SMALL DIAMETER REINFORCEMENT BARS. NEW RILEM PULL-OUT TEST (1983)

Tests of steel reinforcement bars were reviewed, in 1983, under an agreement between CEB Commission VII ("Reinforcement. Technology and Quality Control") and RILEM. Of the test methods reviewed, the RC-6-2 "Bond Test for Reinforcement Steel. Pull-Out Test" was substantially changed. This test, together with the bond-beam test, are the test methods specified by CEB to check reinforcement bonding.

The most substantial change was the reduction of the cube edge, formerly  $10 \phi$ , and according to the new version of the standard,  $10 \phi$  but never less than 20 cm. This minimum requirement applies to bars equal to or less than 16 mm  $\phi$ . The change is intended to avoid failures due to splitting which are common in these tests.

Laboratories in Hungary, Germany and Sweden, as well as INTEMAC, carried out this research. Reinforcement bars of 8, 12 and 16 mm  $\phi$  were tested and a bonding length equal to  $5 \phi$  was always used in both methods. Fig. 9-1 shows the test setup.

es decir, tensión media de adherencia (Media de las tensiones que producían corrimiento de una centésima de milímetro, una décima y un milímetro y de la tensión  $\tau_u$  de rotura de adherencia.

A título de ejemplo la Figura 8-7 indica la adherencia  $\tau_m$  de barras corrugadas, en función de la de la barra recién laminada (Patrón).

En la Figura 8-8 se indican los resultados correspondientes al caso de barras manchadas de mortero. El valor 100 sigue correspondiendo a la barra recién laminada (Patrón), es decir sin oxidar y sin manchar de mortero.

### Conclusiones

- La investigación demostró que la oxidación, dentro de los grados estudiados que cubren todo el campo habitual en la práctica, produce generalmente un efecto beneficioso en las características adherentes de las barras corrugadas, con respecto a las que poseen en el momento de su laminación. Solamente en dos casos ( $\phi 8$  fuertemente oxidado-cepillado y  $\phi 20$  fuertemente oxidado-manchado) resultan valores ligeramente inferiores a los correspondientes a ese estado inicial, sin exceder el descenso en ningún caso del 7%.
- El fenómeno indicado se manifiesta en mayor grado en las barras de diámetro inferior, en que se superan los resultados de referencia en más del 60% con barras fuertemente oxidadas (sin cepillar).
- Una vez oxidadas las barras, aunque se hayan cepillado, se produce incremento en sus características adherentes con respecto a las que correspondían a su estado inicial ("RECIÉN LAMINADA"). En lo que respecta a la comparación para los dos grados de oxidación estudiados, el cepillado del óxido existente conduce a valores aproximadamente iguales ("LIGERAMENTE OXIDADO") e incluso inferiores ("FUERTEMENTE OXIDADO"  $\phi 8$  mm), todo ello respecto al estado oxidado sin cepillar).
- No se aprecia reducción en las características adherentes de las barras como consecuencia de manchar la superficie de las mismas con mortero de cemento.
- No resulta necesario, por tanto, cepillar en obra las barras oxidadas, salvo que muestren la existencia de óxido no adherido. Tampoco resulta necesario limpiar las barras manchadas de mortero.

(Puede verse un resumen amplio en "Influencia de la oxidación y de las manchas de mortero sobre la adherencia de armaduras de hormigón", J. CALAVERA, A. DELIBES, J.M. IZQUIERDO y G. GONZÁLEZ ISABEL, Hormigón y Acero, números 130, 131 y 132; 1<sup>º</sup>, 2<sup>º</sup> y 3<sup>er</sup> Trimestre de 1979).

### 9. DETERMINACIÓN DE LA ADHERENCIA DE ARMADURAS DE PEQUEÑO DIÁMETRO. NUEVO MÉTODO RILEM DE ENSAYO DE ARRANCAMIENTO PULL-OUT (1983)

La Comisión VII del CEB ("Reinforcement. Technology and Quality Control"), de acuerdo con la RILEM, revisó en 1983 los ensayos de acero para armaduras. Entre los métodos de ensayo revisados se modificó de forma importante el RC-6-2 "Bond Test for Reinforcement Steel. Pull Out Test", que junto con el ensayo de adherencia "Beam-Test" constituyen los métodos experimentales de comprobación de la adherencia de armaduras que contempla el CEB.

El cambio más sustancial afectó a la disminución de la arista del cubo, especificada de  $10 \phi$ , y según la nueva versión de la norma igual a  $10 \phi$  pero no menor de 20 mm. La condición de mínimo afecta a las barras de diámetro igual o inferior a 16 mm. Esta modificación tenía por finalidad evitar las roturas por hendimiento (splitting) que suelen producirse en estos ensayos.

En la investigación participaron laboratorios de Hungría, Alemania y Suecia, además de INTEMAC. Se ensayaron armaduras de diámetro 8, 12 y 16 mm, utilizando en ambos métodos una longitud adherente de  $5 \phi$  en todos los casos. En la Figura 9-1 puede verse la disposición de un ensayo.

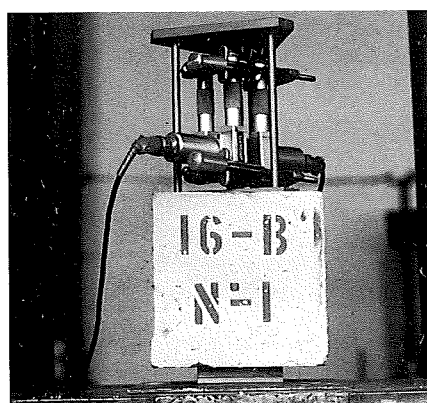


Fig. 9-1. Disposición del ensayo. Cubo de 200 mm de lado  
Fig. 9-1. Test setup. 200-mm edge cube

The main **results** of the research can be summarized as follows:

- For low bonding stresses, the values determined by two methods are similar, i.e., for the same creep values, bonding stresses are similar.
- For high bonding stresses and especially at failure, readings were found to be 14% higher than the bonding stresses determined through the modified method (200-mm edge cube).
- Slippage failure is essentially the pattern of the modified method while splitting was the usual cause of failure in the former method.
- Scattering of results is lower in the new method, since splitting failures are avoided. Otherwise, the results are comparable.

## 10. ARRANGEMENT OF NEGATIVE MOMENT REINFORCEMENT IN JOIST CONSTRUCTION (1984)

The possible use of fabric in areas subject to negative moments was studied (Approach b) in Figure 10-1) instead of the traditional construction using one or two bars which is obviously satisfactory (Approach a) in Figure 10-1). Basically, the question was whether the tensile forces of bars set far from the medium plane of the joists, such as M (which may be 35/40 cm away from that plane), could be balanced by the compression forces in the rib N.

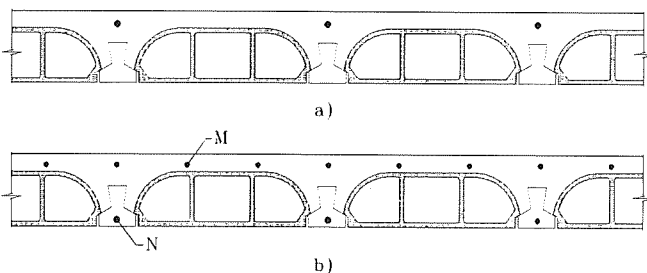


Fig. 10-1

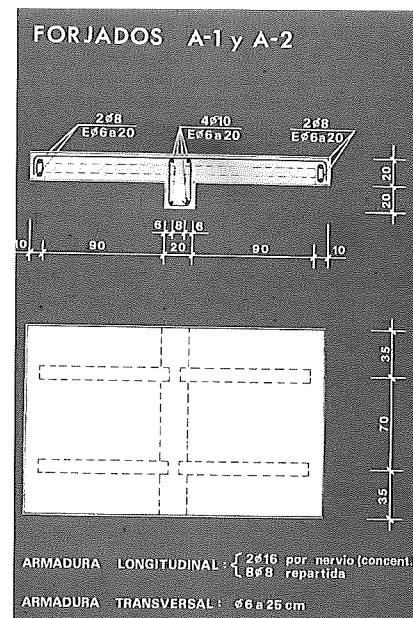


Fig. 10-2

Pairs of beams in different arrangements were tested. Of them, 4 were reinforced with a single AEH 500 N steel bar of 16 mm  $\phi$ , while 8-mm  $\phi$  bars of AEH 500 T steel were used in the remaining 4.

The negative moments area in a floor slab was positioned as shown in Figure 10-2.

H-175 concrete was used. The different stages in the test are shown in figures 10-3, 10-4, 10-5 and 10-6.

The following **conclusions** can be drawn from the test results:

- As regards cracking and deformation, the best results are achieved when the reinforcement is evenly distributed between centerlines instead of concentrated in the ribs. (It is understood that the minimum distribution reinforcement required by guideline EH-82 is built in. Otherwise, a shrinkage crack might develop and partially cancel out the negative moments reinforcement).
- Rotation on supports is reduced, as the test results clearly show, when the reinforcement is distributed, with the attendant effects on readjustments due to plasticity stated by the law of moments.

(For a more detailed summary, see J. CALAVERA and J. FERNANDEZ GOMEZ, "Estudios experimentales de las condiciones de apoyo de los forjados prefabricados" ("Experimental study on support requirements for precast floor structures"), *Hormigón y Acero*, No. 157, 4th quarter 1985).

Las **conclusiones** más importantes que se desprendieron de la investigación pueden resumirse de la forma siguiente:

- Para tensiones de adherencia bajas, los resultados obtenidos por ambos métodos de ensayo son similares; esto es, se obtienen valores semejantes de la tensión de adherencia para los mismos deslizamientos.
- Para tensiones de adherencia elevadas, y en especial en rotura, se obtienen valores superiores en un 14 % de las tensiones de adherencia con el método modificado (cubo de 200 mm de lado).
- Con el método modificado la forma de fallo del ensayo fundamentalmente es por deslizamiento, no así en el método antiguo, en que se producía por hendimiento.
- La dispersión de resultados se reduce con el nuevo método al evitar roturas por hendimiento, en otro caso los resultados son comparables.

#### 10. DISTRIBUCIÓN DE LA ARMADURA DE MOMENTOS NEGATIVOS DE FORJADOS DE VIGUETAS SEMIRRESISTENTES (1984).

El plan tenía como objetivo el estudio de la posibilidad de emplear como armadura para las zonas de momentos negativos, mallas (Solución b) de la Figura 10-1) en lugar de la solución tradicional, y por supuesto satisfactoria, de una o dos barras. (Solución a) de la Figura 10-1). La duda se basaba fundamentalmente en la posibilidad de que la tracción de barras alejadas del plano medio de la vigueta, tales como la M (que pueden distar hasta 35/40 cm de dicho plano) pudieran estar en equilibrio con las compresiones del talón N.

Se ensayaron parejas de vigas con diferentes disposiciones. Cuatro de dichas vigas estaban armadas con una sola barra de  $\phi 16$  mm de acero AEH 500 N y las otras 4 con  $\phi 8$  mm de acero AEH 500 T.

Se materializó la zona de momentos negativos de un forjado, tal como se indica en la Figura 10-2.

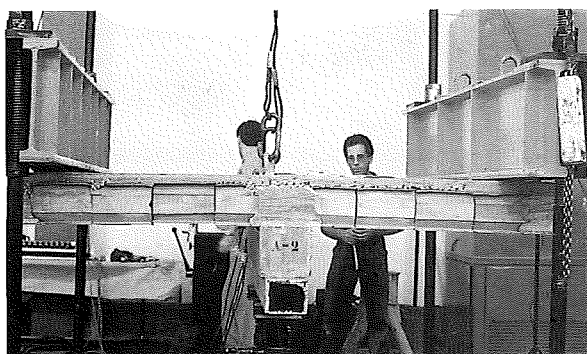


Fig. 10-3

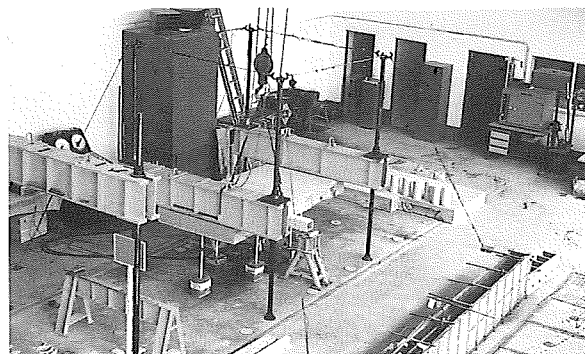


Fig. 10-4

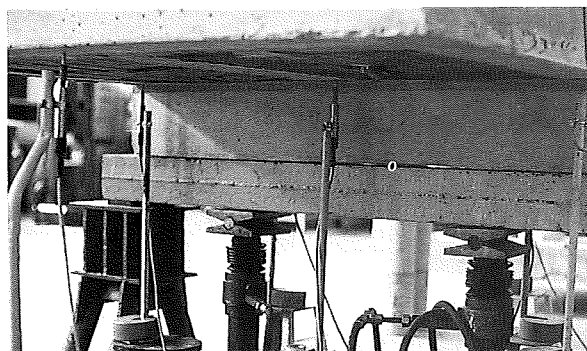


Fig. 10-5



Fig. 10-6

Se empleó hormigón H-175. Las figuras 10-3, 10-4, 10-5 y 10-6 indican distintas fases del ensayo.

El resumen de **conclusiones** que puede hacerse de los resultados de ensayo obtenidos es el siguiente:

- Resulta más favorable el colocar la armadura uniformemente distribuida en todo el intereje que concentrada sobre los nervios, tanto desde el punto de vista de la fisuración como del de las deformaciones. (Se sobrentiende que existe la armadura mínima de reparto que prescribe la Instrucción EH-82, ya que si no existiera, una fisura de retracción podría dejar parte de la armadura de momentos negativos inutilizada).
- Los resultados de los ensayos muestran claramente menores rotaciones sobre apoyos en el caso de armadura repartida con su consiguiente influencia en los reajustes por plasticidad de la ley de momentos.

## 11. TESTING OF OVERLAPPING SPLICES IN WELDED FABRIC (1984)

The effects of concrete quality, diameter of the reinforcement bars, their position in the member (good or poor bonding) and the lap arrangement are taken into account in guideline EH-82 to determine the lap length in welded fabric. The lap arrangement is classified as "INTERMESHING" or "LAYERING" fabrics.

A number of questions related to the proposed design method arise in actual practice that can be summarized as follows:

- Since anchoring of welded fabrics (and, therefore, the overlap) depends largely on the secondary reinforcement, the effects of diameter and geometry of the corrugated bars may be less significant than expected.
- For the same reason, the overlapping lengths may depend less on their position in the member, since in "poor bond" zones they are "penalized" as compared to the "good" zones, by multiplying by a factor of 1.4.
- The effect of a "INTERMESHING" or "LAYERING" arrangement of the mats on the overlapping length is estimated at 19% (see Fig. 11-1). The four possible outcomes, which arise from the two arrangements, are difficult to control on the site, and fabric placement depends largely on their position in the stockage area.

In this research, slabs reinforced with overlapped welded fabric were tested to study the following variables:

- Different overlapping lengths
- Bonding positions I and II
- Intermeshing and layering arrangements
- Small (6 mm) and large (12 mm) diameter fabrics
- Position of the maximum deflection and medium shear, and of medium deflection and shear stresses

A total of 20 slabs was built. The test setup is shown in Figure 11-2. A detail of one of the tests is shown in Figure 11-3.

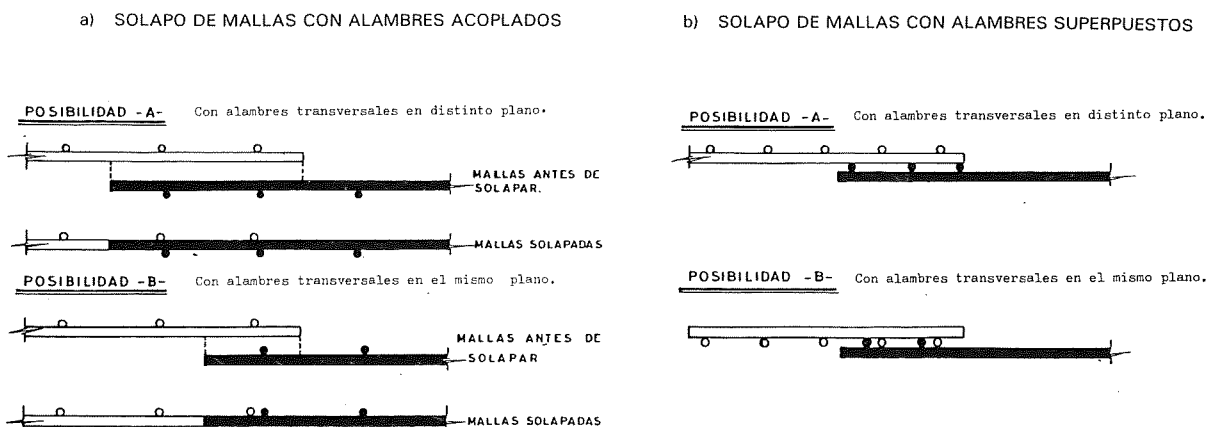


Fig. 11-1

The findings can be summarized as follows:

- Differences of around 20% were noticed between joined and overlying mat performance, with the overlying performing better, contrary to what is stated in the EH specifications.
- The overlapping lengths shown in EH cover, for intermeshing fabrics, all possible situations and, therefore, a single design system could be applied to prevent changes of position on the job.
- The evaluation of differences in the bonding positions (I and II) of EH fabrics is found to be correct since the test shows that difference.
- The values for EH are more conservative for small diameters. In any event, the overlapping length and failure are closely related. This calls for application of an appropriate safety factor and special attention during placement on the site.

(Puede verse un resumen amplio en J. CALAVERA y J. FERNÁNDEZ GÓMEZ "Estudio experimental de las condiciones de apoyo de los forjados prefabricados", *Hormigón y Acero*, N° 157, 4º Trimestre 1985).

## 11. ENSAYO DE UNIONES POR SOLAPO EN LOSAS DE HORMIGÓN ARMADAS CON MALLAS ELECTROSOLDADAS (1984)

En el cálculo de las longitudes de solapo de mallas electrosoldadas, la Instrucción EH-82 considera la influencia de la calidad del hormigón, diámetro de la armadura, posición en la pieza (de buena o mala adherencia) y la disposición del solapo, distinguiéndose en este último caso entre disposición con las mallas "ACOPLADAS" o "SUPERPUESTAS".

En la práctica se presentan varias dudas del modelo de cálculo propuesto, que se pueden resumir en lo siguiente.

- Al depender el anclaje de las mallas electrosoldadas (y por tanto el solape) en gran medida de las barras transversales, la influencia del diámetro y de la geometría del corrugado podría tener menos influencia de la considerada.
- Por la misma razón, las longitudes de solape podrían tener menos dependencia de la posición en la pieza, que penaliza la longitud de solapo multiplicando por 1,4 para la zona de "mala adherencia" con respecto de la zona de "buena adherencia".
- La disposición de las mallas "ACOPLADAS" o "SUPERPUESTAS" (ver Fig. 11-1) tiene una incidencia del 19% en la longitud del solape. En la práctica las cuatro posibilidades a las que conducen las dos disposiciones son difíciles de controlar en obra, y la colocación de las mallas depende en gran medida de su posición de almacenamiento.

En esta investigación se ensayaron a flexión losas armadas con mallas electrosoldadas solapadas, con las siguientes variables en estudio:

- Diferentes longitudes de solapo.
- Posiciones de adherencia I y II.
- Disposición de acopladas y superpuestas.
- Mallas de diámetro fino (6 mm) y grueso (12 mm).
- Posición de flector máximo y cortante medio y flector y cortante medios.

Resultaron en total 20 losas. En la Figura 11-2 puede verse la disposición de ensayo adoptada. En la Figura 11-3 un detalle de uno de los ensayos realizados.

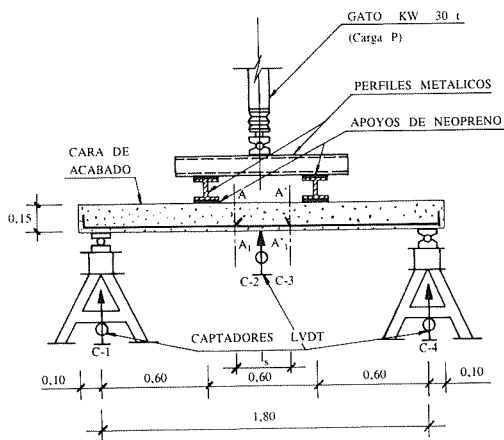


Fig. 11-2 Disposición del ensayo  
Fig. 11-2 Test setup

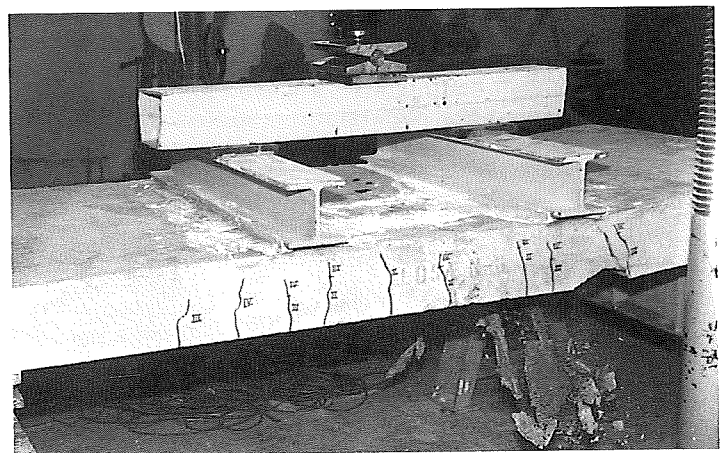


Fig. 11-3

Como resumen de las **conclusiones** obtenidas puede señalarse lo siguiente:

- Se ha encontrado una diferencia entre los comportamientos de mallas acopladas y superpuestas del orden del 20%, pero favorable a las superpuestas, en contra de lo recogido por la normativa EH.
- Las longitudes de solapo recogidas por EH cubren, para mallas acopladas, todos los posibles casos, y por lo tanto podría adoptarse un único sistema de cálculo evitando los cambios de posicionamiento en obra.
- La diferencia de consideración de las distintas posiciones de adherencia (I y II) de la EH se confirma como correcta, pues el resultado de los ensayos arroja esa diferencia.
- Los valores dados por EH son más conservadores para diámetros finos. En cualquier caso hay una dependencia muy fuerte entre la longitud de solapo y el agotamiento del mismo, que obliga a cubrir este punto con seguridad suficiente y a prestar especial cuidado a la colocación en obra.

## 12. MOMENT REDISTRIBUTION IN CONCRETE SLABS REINFORCED WITH WELDED FABRIC (1991)

The ability to share deflection moments in concrete slabs reinforced with welded fabric was also studied.

Although there are many procedures for testing the non-linear performance of concrete structures, stress arrangements are measured mainly through integration of the deflection or camber, which is an indirect way of measuring ultimate stress in the respective sections. Stress for each loading condition is thus determined directly by reading hyperstatic response values.

The ductility of the steel used, defined on the basis of the  $f_s/f_y$  ratio and of elongation due to maximum loading ( $A_{gt}$ \*\*\*), together with the reinforcement ratio, were the two basic variables studied. Twelve slabs were thus built, combining the following variables:

- Four reinforcement ratios taken from 7-bar reinforcements, in which bar  $\phi$  of 6, 8, 10 and 12 mm were used. (The slabs were 1 m wide and 15 cm deep).
- Three ductility grades of steel were used: cold/shorted ( $A_{gt} = 1.25\%$ ); normally drawn ( $A_{gt} = 2.5\%$ ), and ductile ( $A_{gt} \geq 10\%$ ).

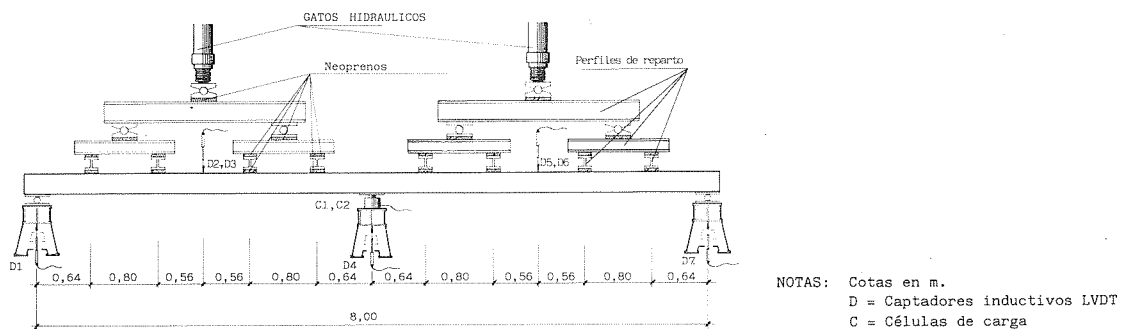


Fig. 12-1 Disposición del ensayo e instrumentación  
Figure 12-1 Test setup and instrumentation

The test setup is given in Figure 14-1. The slab reinforcement defined above performed similarly in respect of positive and negative moments. As shown in the Figure, two hydraulic jacks were used to apply the load through a distribution system that followed a flexion moments law similar to that expected of a distributed load. Load cells were used to read the hyperstatic response and LVDT inductive transducers measured vertical downward displacements. The pattern of one of the failures is shown in Figure 12-2 and the respective load/moments diagram of each one of the tested slabs in Figure 12-3.

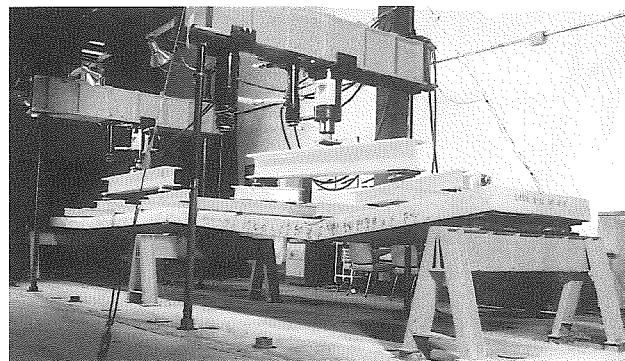


Fig. 12-2. Rotura de una losa Fig. 12-2. Slab failure

The main **conclusions** of the study are shown below:

- The ability to share stresses increases, generally, as the reinforcement ratio rises.
- If the  $\delta$  coefficient of distribution is defined as the multiplier factor of maximum moments to determine the size of the respective sections, dependence on the ductility values of the reinforcements is observed to be quite significant. Such relationship and the maximum values specified by CM-90 can be seen in Figure 12-4.

\*\*\* For more detailed information on the effects of ductility in reinforcements and possible sharing of loads based on the specifications, see the paper "Study of ductility properties of steel made in Spain for use in reinforced concrete" hereunder.



## 12. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS EN LOSAS DE HORMIGÓN ARMADAS CON MALLAS ELECTROSOLDADAS (1991)

En este trabajo se investigó la capacidad de redistribución de momentos flectores de losas de hormigón armadas con mallas electrosoldadas.

Aunque existen muchos ensayos sobre el comportamiento no lineal de estructuras de hormigón, en la mayor parte de ellos las distribuciones de esfuerzos se miden a través de la integración de flechas o de las curvaturas, que suponen una medida indirecta de los esfuerzos últimos en las correspondientes secciones. En este caso se han determinado directamente los esfuerzos en cada estado de carga, a través de la medida de las reacciones hiperestáticas.

Las dos variables básicas en estudio fueron la ductilidad del acero empleado, definida a través de la relación  $f_s/f_y$  y el alargamiento bajo carga máxima  $A_{gt}$  (\*\*\*) , y la cuantía de armado, resultando doce losas por la combinación de las siguientes variables:

- Cuatro cuantías, conseguidas utilizando 7 redondos como armadura de diámetros 6, 8, 10 y 12 mm. (Las losas eran de 1 m de ancho y de 15 cm de canto).
- Tres tipos de ductilidad del acero, agrio ( $A_{gt} = 1,25\%$ ), trefilado normal ( $A_{gt} = 2,5\%$ ) y dúctil ( $A_{gt} \geq 10\%$ ).

En la Figura 12-1 puede verse la disposición del ensayo. La losa estaba armada igual frente a momentos positivos y negativos, con la armadura antes definida. Como puede verse en la figura la carga se aplicó mediante dos gatos hidráulicos, que a través de un sistema de reparto materializaban una ley de momentos flectores semejante a la producida por una carga repartida. La reacción hiperestática se midió mediante células de carga y los descensos verticales con transductores inductivos LVDT. En la Figura 12-2 puede verse el aspecto de una de las roturas ocurridas y en la Figura 12-3 el diagrama carga-momentos correspondiente a una de las losas ensayadas.

Como **conclusiones** más significativas del estudio pueden señalarse las siguientes:

- La capacidad de redistribución de esfuerzos aumenta, de forma general, al aumentar la cuantía utilizada en el armado.
- Si definimos el coeficiente  $\delta$  de redistribución como el valor por el que pueden multiplicarse los máximos momentos para dimensionar las secciones correspondientes, se detecta una influencia muy importante con el grado de ductilidad de las armaduras. En la Figura 12-4 puede verse la relación encontrada, así como los valores máximos permitidos por CM-90.

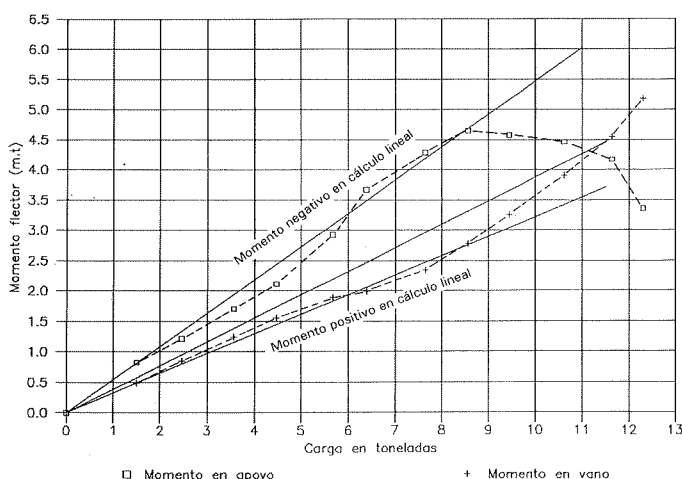


Fig. 12-3. Diagrama momentos-carga total

Fig. 12-3. Moments/total load diagram

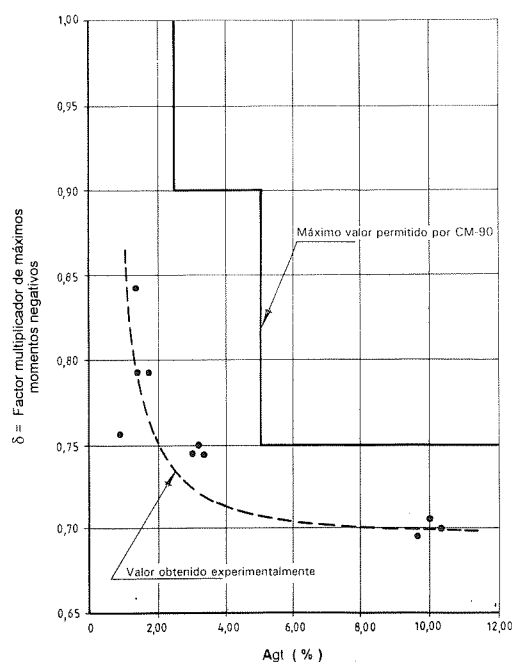


Fig. 12-4. Valor  $\delta$  del coeficiente multiplicador aplicable a los máximos momentos negativos para el dimensionamiento

Fig. 12-4. Value of the  $\delta$  factor applicable to maximum negative moments for engineering purposes.

(\*\*\*) Sobre la influencia de la ductilidad de las armaduras y sus posibilidades, según normas, de redistribución, véase el trabajo "Estudio sobre las características de ductilidad de los aceros para hormigón armado fabricados en España" en esta misma publicación.

### 13. EXPERIMENTAL STUDY OF COMPRESSIVE RESISTANCE OF HIGH STRENGTH CONCRETE COLUMNS (1993).

This research was intended to check whether or not the general design formulae of columns subject to axial compression, which are applicable only if the concrete characteristic strength does not exceed 500 kp/cm<sup>2</sup>, are valid for high strength values.

The well-known general formula is:  $N_u = k A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$

where  $k$  is a coefficient with a value of less than one, usually set at 0.85 for  $f_{ck} \leq 500$  kp/cm<sup>2</sup>.

A total of nine columns, with cross-sections of 30x30 cm and 1.80 m long, were cast in an upright position (Figures 13-1 and 13-2).

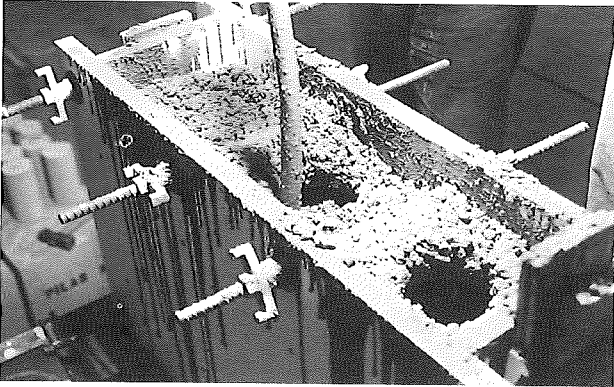


Fig. 13-1



Fig. 13-2

Concrete of  $f_{ck} = 388$  kp/cm<sup>2</sup> was cast for three columns; in the following three, concrete of  $f_{ck} = 692$  kp/cm<sup>2</sup> was used, and the three last columns were made with concrete of  $f_{ck} = 1078$  kp/cm<sup>2</sup>.

The columns were tested to failure in a 600-ton press fitted with electronic load and strain controls. The failures patterns are shown in figures 13-3 and 13-4.

Based on the research **findings**, the coefficient  $k$  for high strength concrete was defined as follows:

$$k = 0,90 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{3500} \right)$$

From the above it follows that the EH-91 formula was not adequate for this type of concrete. For further details see J. CALAVERA, E. GONZALEZ VALLE, J. FERNANDEZ GOMEZ and G. GONZALEZ ISABEL "Un estudio de la resistencia a compresión de pilares de hormigón armado, fabricados con hormigón de alta resistencia" ("Study of compression strength in reinforced concrete columns cast using high strength concrete"), *Hormigón y Acero*, No. 190, 1994.

### 14. STUDY ON THE DUCTILITY PROPERTIES OF SPANISH REINFORCEMENT STEEL (1995).

In Spain, reinforced concrete structures are designed to meet specifications (EH-91) that provide for high plasticity values in specific members, such as slabs of floor structures. Specifications able to check the ductility of reinforcements are not available in our country, but can be found in the CM-90 Model Code or the EC-2 Eurocode.

Under the CM-90, Reinforcements are classified into three types, based on their ductility:

- Class A:  $\left( \frac{f_s}{f_y} \right)_k \geq 1,08$  and  $\epsilon_{uk} = 5 \%$
- Class B:  $\left( \frac{f_s}{f_y} \right)_k \geq 1,05$  and  $\epsilon_{uk} = 2,5 \%$
- Class C:  $\left( \frac{f_s}{f_y} \right)_k \geq 1,15$  and  $\epsilon_{uk} = 6 \%$

### 13. ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE PILARES DE HORMIGÓN ARMADO, FABRICADOS CON HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA (1993)

El plan se planteó para comprobar si las fórmulas generales de cálculo de pilares sometidos a compresión centrada, estudiadas y aplicables sólo para hormigón de resistencia característica no superior a 500 kp/cm<sup>2</sup>, son o no válidas para altas resistencias.

La fórmula general es, como es sabido:  $N_u = k A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$

donde  $k$  es un coeficiente inferior a la unidad y que para  $f_{ck} \leq 500$  kp/cm<sup>2</sup> suele fijarse en 0,85.

Se fabricaron nueve pilares, hormigonados en posición vertical, de sección 30x30 y longitud 1,80 m. (Figs. 13-1 y 13-2).

Tres de ellos se fabricaron con hormigón de  $f_{ck} = 388$  kp/cm<sup>2</sup>, otros tres con  $f_{ck}=692$  kp/cm<sup>2</sup> y los tres últimos con  $f_{ck} = 1078$  kp/cm<sup>2</sup>.

Se ensayaron a rotura en una prensa de 600 t con control electrónico de cargas y deformaciones. Las figuras 13-3 y 13-4 indican aspectos de las roturas alcanzadas.



Fig. 13-3

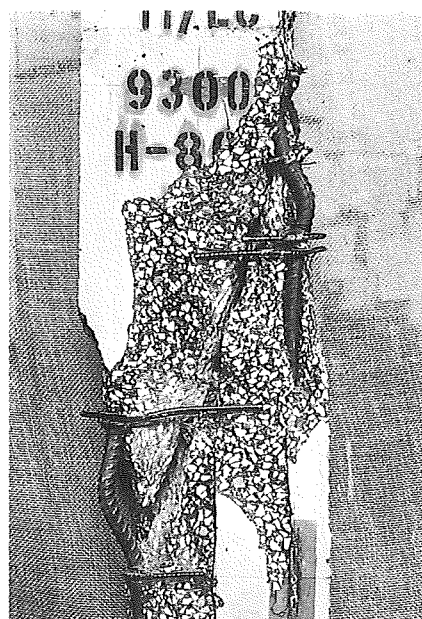


Fig. 13-4

Como **resultado** de las investigaciones se estableció que el coeficiente  $k$  para hormigones de alta resistencia viene dado por la expresión:

$$k = 0,90 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{3500} \right)$$

y que la formulación de EH-91 no es adecuada para este tipo de hormigones. Puede verse un estudio detallado en J. CALAVERA, E. GONZÁLEZ VALLE, J. FERNÁNDEZ GÓMEZ y G. GONZÁLEZ ISABEL "Un estudio de la resistencia a compresión de pilares de hormigón armado, fabricados con hormigón de alta resistencia", Hormigón y Acero, Nº 190, 1994.

### 14. ESTUDIO SOBRE LAS CARACTERÍSTICAS DE DUCTILIDAD DE LOS ACEROS PARA HORMIGÓN ARMADO FABRICADOS EN ESPAÑA (1995)

El cálculo de las estructuras de hormigón armado se realiza en España de acuerdo con los criterios de la normativa correspondiente (EH-91), que permite un elevado grado de plastificación en determinados elementos, como losas o forjados. No existen en nuestro país especificaciones concretas para la comprobación de la ductilidad de las armaduras, cosa que otra normativa, como el Código Modelo CM-90 ó el Eurocódigo EC-2 sí contemplan.

Concretamente el CM-90 clasifica las armaduras en tres clases, atendiendo a la ductilidad:

Where  $(f_s/f_y)_k$  is the ratio of the ultimate stress and yield strength of the steel, stated as characteristic values, and  $\epsilon_{uk}$  the maximum elongation under load. Both the steel used and quality of the concrete determine the magnitude of the moment distribution, which is comparatively small for type B steels.

On the other hand, elongation readings under maximum loads are subject to some indetermination. A load/strain diagram from a steel tested piece, which shows the different strains, can be seen in Figure 14-1. Once the  $A_{gt}$  value is determined through direct extensometer readings, some indetermination of the maximum load value is found which may lead to the situation shown in Figure 14-2, where two quite similar steels show different  $A_{gt}$  values.

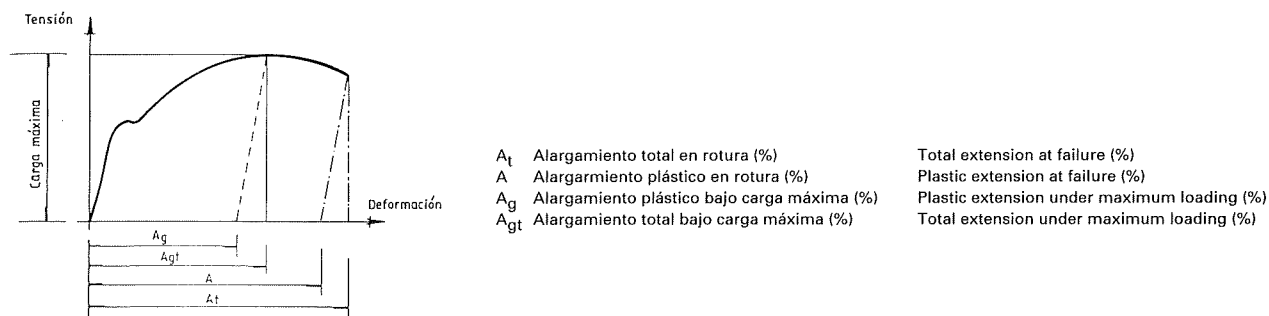


Fig. 14-1. Definición del alargamiento total bajo carga máxima  
Fig. 14-1. Total extension defined under maximum loading

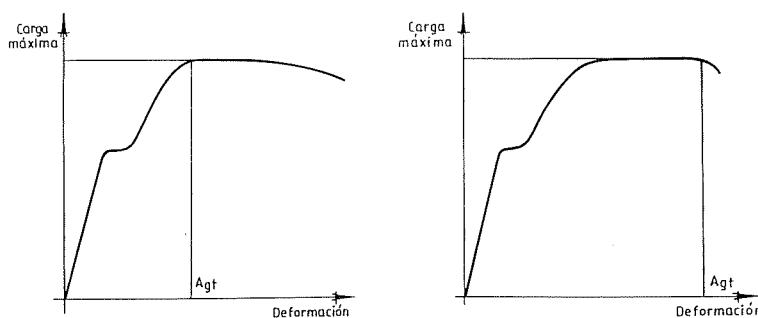


Fig. 14-2. Ejemplo de anomalía en la determinación de  $A_{gt}$   
Fig. 14-2. Illustration of an abnormal condition in  $A_{gt}$  determination

One method for determining  $A_{gt}$  by reading the plastic extension at failure outside of the neck zone and free of the above mentioned indetermination, is given in Eurospecification EN 10.080.

The correlation between the two test methods was studied during this research along with reproducibility and repeatability readings. With this in mind, reinforcements made using class 400 and 500 weldable steel, and class 500 drawn steel have been tested, with and without crosswise reinforcements. Those of the latter class were welded. Small, medium and large diameter bars were supplied by different Spanish mills.

The main **conclusions** may be summarized as follows:

- The findings of the method specified in EN 10.080 to determine  $A_{gt}$  extension are virtually similar to those found by direct extensometer readings, although scattering, while usually on the same order of magnitude, is generally larger.
- As regards reproducibility of the tensile test readings, when test pieces from the same sample are tested by different instruments and operators, the relative values found  $(\text{instruments} + \text{operators})_1 / (\text{instruments} + \text{operators})_2$  are close to 1 for readings of the ultimate yield strength and failure loads, and coefficients of variation do not exceed 2.8%. For extension under maximum loading readings, a value of 1.08 and the coefficient of variation is found to be 10.7%.
- The MC requirements for A and S grade steel were always met by the tested weldable steels.
- No significant differences were noticed in drawn steels, regardless of whether or not a was cross-bar enclosed in the test piece.
- Occasionally, the requirements for class B in CM-90 are not met by some of these reinforcements, especially where small diameter bars are used.

- Clase A:  $\left(\frac{f_s}{f_y}\right)_k \geq 1,08$  y  $\varepsilon_{uk} = 5 \%$
- Clase B:  $\left(\frac{f_s}{f_y}\right)_k \geq 1,05$  y  $\varepsilon_{uk} = 2,5 \%$
- Clase C:  $\left(\frac{f_s}{f_y}\right)_k \geq 1,15$  y  $\varepsilon_{uk} = 6 \%$

En donde  $\left(\frac{f_s}{f_y}\right)_k$  es la relación entre la tensión unitaria de rotura y el límite elástico del acero, en valores

característicos, y  $\varepsilon_{uk}$  el alargamiento bajo carga máxima. El grado de distribución de momentos depende del acero empleado y de la calidad del hormigón, siendo relativamente pequeño para los aceros tipo B.

Por otro lado, la medida del alargamiento bajo carga máxima presenta algunas indeterminaciones. En la Figura 14-1 se representa un diagrama carga-deformación de una probeta de acero, indicando los diferentes alargamientos unitarios que se producen. Al determinar el valor de  $A_{gt}$  mediante medida directa por extensometría, vemos que existe una cierta indeterminación del máximo valor de la carga, pudiéndose producir el fenómeno de la Figura 14-2, en la cual vemos dos aceros muy semejantes con valores de  $A_{gt}$  distintos.

La Euronorma EN 10.080 tiene un método que determina el  $A_{gt}$  midiendo el alargamiento plástico en rotura fuera de la zona de estricción, y que no está sometido a las indeterminaciones antes mencionadas.

En la presente investigación se ha estudiado la correlación entre los dos métodos de ensayo, estudiando además la reproducibilidad y repetibilidad de los mismos. Para ello se han ensayado armaduras de acero soldable de calidad 400 y 500 y acero trefilado de calidad 500, con y sin armaduras transversales soldadas en este último caso, de varios fabricantes españoles y de diámetros finos, medios y gruesos.

Las **conclusiones** más importantes obtenidas pueden resumirse de la forma siguiente:

- El método de determinación del alargamiento  $A_{gt}$  contemplado en EN 10.080 presenta prácticamente una coincidencia de resultados con los obtenidos mediante extensometría directa, en general con mayor dispersión, aunque significativamente del mismo orden de magnitud.
- En cuanto a la reproducibilidad del ensayo de tracción, ensayando probetas de la misma muestra con distinto instrumental y operario, se obtienen valores relativos - (instrumental + operario)<sub>1</sub> / (instrumental + operario)<sub>2</sub> - próximos a 1 en la determinación del límite elástico y carga de rotura, con coeficientes de variación que no superan el 2,8%. En el caso de la medida de alargamiento bajo carga máxima se obtiene un valor de 1,08, con coeficiente de variación del 10,7%.
- Los aceros soldables ensayados cumplen, según los casos, con las exigencias requeridas por el MC para los aceros tipo A y S.
- En los aceros trefilados no se han encontrado diferencias significativas al incluir o no una barra transversal en la probeta sometida a ensayo. Algunas de estas armaduras, y sobre todo en los diámetros finos, no cumplen en ocasiones con los requisitos exigidos por la clase B del CM-90.

## 15. REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS CON DAÑOS POR CORROSIÓN DE ARMADURAS (1995)

Este trabajo formó parte de un programa de investigación BRITE, subvencionado parcialmente por la Comunidad Económica Europea, en el que se investigó la eficacia de los métodos de reparación de estructuras dañadas por corrosión y la de los ensayos para juzgar la propia eficacia de la reparación.

En la investigación participaron los siguientes organismos:

- INTEMAC (España).
- Taywood Engineering (Inglaterra).
- BRE (Inglaterra).
- BAM (Alemania).
- IRB (Italia).
- Labein (España).
- Fosroc (España).

## 15. REPAIR OF STRUCTURES DAMAGED BY REINFORCEMENTS BARS CORROSION (1995).

This work, carried out as part of a BRITE research program, was partially subsidized by the EEC. The effectiveness of methods to repair structures damaged by rust and tests to assess the effectiveness of repairs have been studied.

The research was carried out by the following institutions:

- INTEMAC (Spain)
- Taywood Engineering (UK)
- BRE (UK)
- BAM (Germany)
- IRB (Italy)
- Labein (Spain)
- Fosroc (Spain)

INTEMAC's contribution to the program covered manufacturing and failure testing of twelve reinforced concrete columns which combined the following variables:

- Rust induced in the reinforcements.
- Repairs using two different methods.
- Accelerated rust tests following repairs.
- Variable contents of the Cl<sup>-</sup> ion in different zones.
- Standard sample pieces in all processes.
- Failure testing before and after the accelerated rust test.

A climatic chamber, where temperatures can be cycled up to 18° C maximum and rain or salt spray induced, with different optional programs, were used for the accelerated rust tests, once the repairs were completed.

Instruments were attached to the columns to read rust potentials, repair effectiveness, temperature and other variables. Some of the issues considered are shown in figures 15-1, 15-2 and 15-3.

Some of the facts under study are listed below:

- "Pilot" repairs, i.e., repairs performed in a damage-free structural member, were often used to test the methods for repair structures. Doubts may arise about the condition of the part that is not repaired in a damaged member, since damage may be concealed or the base where the repair mortars are applied may have been affected by changes.
- Effectiveness of the repair from the structural and durability standpoints.
- The design of an accelerated rust test in a climatic chamber appropriate for assessing methods and systems to repair large members, since small test pieces are used currently by most of the existing test procedures.

Some of the results are shown in figures 15-4 and 15-5. The compressive test on one of the columns is illustrated in Figure 15-6.

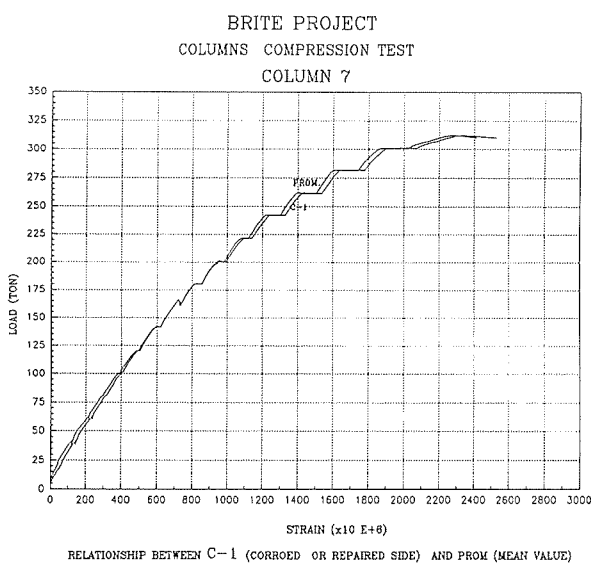


Fig. 15-5. Diagrama carga-deformación obtenido en el ensayo de un pilar  
Fig. 15-5. Load-strain diagram from a column test

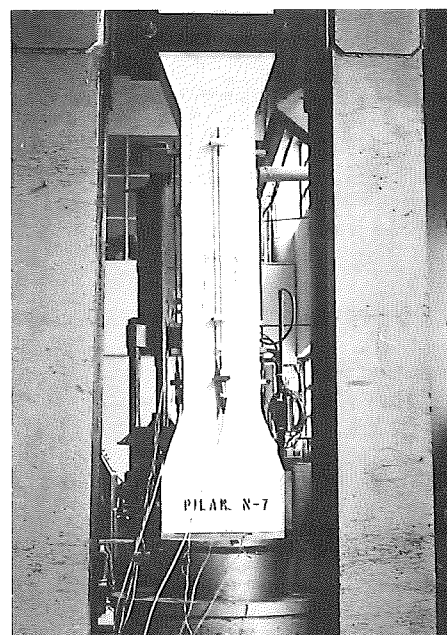


Fig. 15-6. Ensayo a compresión de un pilar  
Fig. 15-6. Compressive testing of a column

La parte del programa confiada a INTEMAC consistió en la fabricación y ensayo a rotura de doce pilares de hormigón armado, en los cuales se combinaron las siguientes variables:

- Provocación de la corrosión de armaduras.
- Reparación con dos sistemas diferentes.
- Ensayos de corrosión acelerada después de la reparación.
- Contenidos variables de ion  $\text{Cl}^-$  en diferentes zonas.
- Piezas patrón en todos los procesos.
- Ensayo hasta rotura antes y después del ensayo de corrosión acelerada.

Los ensayos de corrosión acelerada, después de la reparación, se realizaron en una cámara climática, capaz de producir ciclos de temperatura hasta valores máximos de  $80^\circ\text{C}$  y lluvia o niebla salina, con diversas posibilidades programables.

Los pilares fueron monitorizados para medir potenciales de corrosión, comportamiento de la reparación, temperaturas y otras variables. En las figuras 15-1, 15-2 y 15-3 pueden verse algunos de los aspectos comentados.

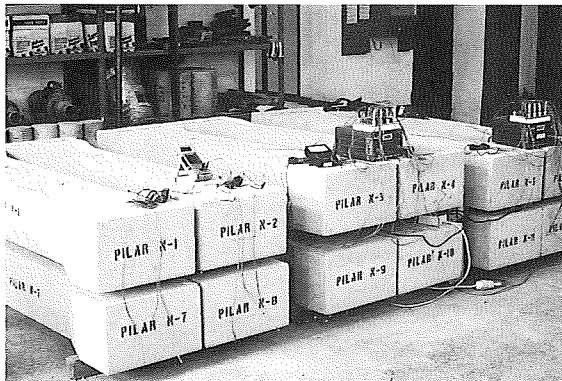


Fig. 15-1. Inducción de la corrosión de pilares mediante corriente impresa.  
Fig. 15-1. Rust induced by the impressed voltage in columns

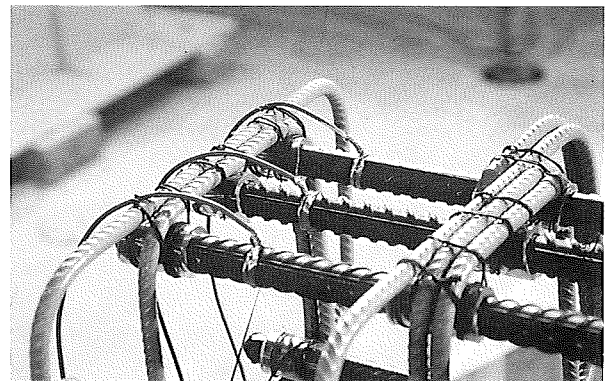


Fig. 15-2. Instrumentación de potenciales de corrosión  
Fig. 15-2. Instrumentation to read rust potentials

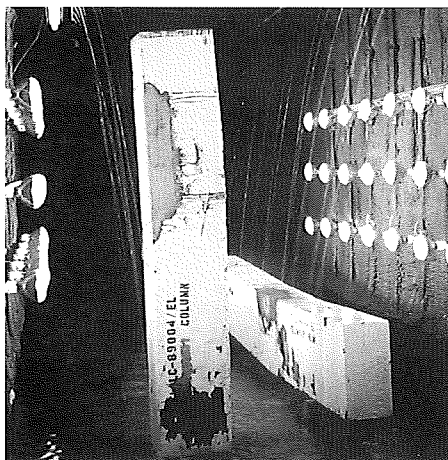


Fig. 15-3. Cámara de corrosión acelerada  
Fig. 15-3. Chamber for accelerated rusting

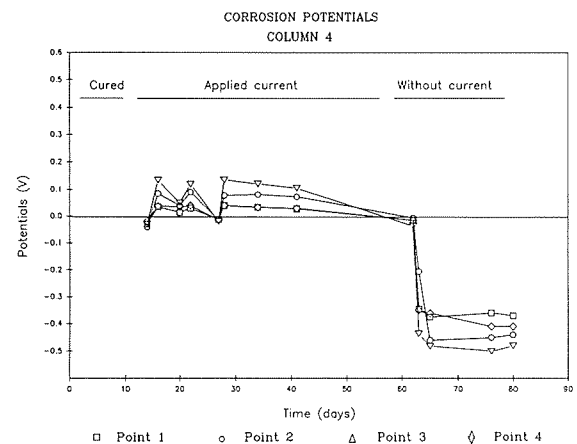


Fig. 15-4. Variación de potenciales de corrosión en un pilar  
Fig. 15-4. Changes in rust potentials in a column

Algunos de los fenómenos que se trataban de analizar eran los siguientes:

- Muchos de los ensayos realizados sobre métodos de reparación de estructuras se basan en reparaciones "piloto", es decir, realizadas sobre un elemento estructural sin daños. La reparación sobre un elemento dañado presenta incertidumbres sobre el estado de la parte no reparada, que puede tener daños no visibles o alterado el sustrato sobre el que se aplican los morteros de reparación.
- Eficacia de la reparación desde el punto de vista estructural y de la durabilidad.
- Puesta a punto de un ensayo de corrosión acelerada en cámara climática que permitiese sancionar métodos y sistemas de reparación sobre grandes piezas, dado que la práctica totalidad de los ensayos existentes en la actualidad utilizan pequeñas probetas.

En las figuras 15-4 y 15-5 se recogen, a modo de ejemplo, algunos datos obtenidos. En la Fig. 15-6 puede verse el ensayo a compresión de uno de los pilares.

---

The main **conclusions** drawn are as follows:

- In repairs of this type, it is hard to establish the ultimate loads read on the member used as the standard. Since properties of the repair materials are different from those of the base concrete (differential shrinkage, strain modulus, etc.), strength values achieved are as low as 8%. This should be taken into account when the structure safety is studied, to plan the required repair.
- Readings in "pilot" (undamaged) repaired members and in those actually damaged, as regards ultimate stress, are quite similar. To study different repair methods (depth of the removed concrete, location of the repair, differences in materials), the repairs can be performed on damage-free members, since this simplifies the experimental research outlook.
- Accelerated testing in a climatic chamber is clearly an effective system for assessment of repair methods, since effectiveness, protection and chloride penetration can be properly studied.



---

Como **conclusiones** más importantes cabe destacar las siguientes:

- Es muy difícil, en este tipo de reparaciones, garantizar las cargas últimas correspondientes a las piezas patrón. Debido a las diferentes propiedades de los materiales de reparación utilizados con respecto al hormigón (retracción diferencial, módulo de deformación, etc.), se obtienen bajas de resistencia que llegan al 8%. Esto hay que tenerlo en cuenta en los estudios de reparación correspondientes, al analizar la seguridad de la estructura.
- Los resultados obtenidos en piezas sometidas a reparación "piloto" (sin daños) y en piezas dañadas, en cuanto a esfuerzos últimos, son muy similares. A la hora de estudiar diferentes métodos de reparación (profundidad de hormigón eliminado, localización de la reparación, diferentes materiales) pueden realizarse las reparaciones sobre piezas no dañadas, lo cual facilita mucho las posibilidades de investigación experimental.
- El ensayo de corrosión acelerada en cámara climática se confirma como un sistema eficaz para juzgar métodos de reparación, permitiendo estudiar la eficacia, protección y penetración de cloruros en los diferentes materiales

# Relación de Personal Titulado de INTEMAC

## Arquitectos

Jalvo García, Jaime  
Luzón Cánovas, José M<sup>a</sup>

## Ingenieros de Caminos

Acón Robleda, Miguel Angel  
Arroyo Pérez, José Alberto  
Calavera Ruiz, José  
Cortés Bretón, Juan María  
Corral Folgado, Claudio  
Cuesta Martín, José Ignacio  
Díaz Lozano, Justo  
Fernández Gómez, Jaime Antonio  
González González, Juan José  
González Valle, Enrique  
Hostalet Alba, Francisco  
Izquierdo Bernaldo de Quirós, José M<sup>a</sup>  
Jordán de Urríes de la Riva, Jorge  
Ley Urzaiz, Jorge  
Penón Molins, Eduardo  
Rodríguez Escribano, Raul Rubén  
Rodríguez Moragón, Julio  
Sanz Pérez, Lorenzo  
Sirvent Sirvent, Enrique  
Tapia Menéndez, José  
Torre Cobo, María Carmen  
Verges Coll, David

## Ingeniero I.C.A.I.

Marín Estévez, Gonzalo

## Ingenieros Industriales

Alvarez Cabal, Ramón Amado  
Arroyo Arroyo, José Ramón  
Bueno Bueno, Jorge  
Durán Boldova, José Miguel  
Santos Olalla, Francisco  
Valenciano Carles, Federico

## Ingeniero de Telecomunicación

San José Arribas, José

## Licenciados en Ciencias Geológicas

Blanco Zorroza, Alberto  
Massana Milá, Joan  
Rodríguez Duque, Josu

## Licenciados en Ciencias Químicas

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

## Licenciada en Geografía e Historia

Calavera Vayá, Ana María

## Arquitectos Técnicos

Cervera García, Eduardo  
Custodio Sánchez, José M<sup>a</sup>

Díez García, Francisco Javier  
Fuente Rivera, Jesús de la  
Miranda Valdés, Javier  
Montejano Jiménez, María del Carmen  
Muñoz Mesto, Angel

## Diplomado en Informática

Escudero Leiva, Juan Manuel

## Ingenieros Técnicos Industriales

Díaz-Trechuelo Laffón, Antonio  
González Carmona, Manuel  
Madueño Moraño, Antonio  
Sánchez Orgaz, Miguel Angel

## Ingeniero Técnico de Minas

Ballesteros Peinado, Luis Alberto

## Ingenieros Técnicos Obras Públicas

Aranda Cabezas, Lluís  
Blanco García, Fernando  
Carrero Crespo, Rafael  
Esteban García, Juan José  
Galán de Cáceres, M<sup>a</sup> del Puerto  
González Isabel, Germán  
González Nuño, Luis  
Mata Soriano, Juan Carlos  
Montiel Sánchez, Ernesto  
Muñoz Mesto, Angel  
Rosa Moreno, José Andrés  
Rozas Hernando, José Juan  
Sánchez Vicente, Andrés

## Ingenieros Técnicos Topógrafos

Carreras Ruiz, Francisco  
García Martín, M<sup>a</sup> Mercedes  
Molero Vicente, M<sup>a</sup> Isabel

## Profesores Mercantiles

González Alvarez, Vicente  
Sampedro Portas, Arturo

## Técnico en Administración de Empresas

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

## Técnico en Informática

García Rodríguez, Juan Tomás

## Técnico en Publicidad

Blanco Armas, Cristina

## Topógrafo

Alquézar Falceto, Ricardo

## 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.

• Tarifa de suscripción anual ..... 2.800 ptas.



### ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

**Cuaderno Nº 21**  
"Patología de estructuras de madera".  
Autor: **J. M<sup>o</sup>. IZQUIERDO BERNALDO DE QUIROS**.  
Ingeniero de Caminos.

**Cuaderno Nº 22**  
"Un resumen de las investigaciones realizadas en INTEMAC sobre armaduras de hormigón armado".  
Autores: **Prof. J. CALAVERA**  
**Prof. E. GONZALEZ VALLE**  
**Prof. J. FERNANDEZ GOMEZ**  
Dres. Ingenieros de Caminos.

### CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

**Cuaderno Nº 23**  
"Proyecto de estructuras de hormigón frente al fuego".  
Autor: **J. M<sup>o</sup>. IZQUIERDO BERNALDO DE QUIROS**.  
Ingeniero de Caminos.

**Cuaderno Nº 24**  
"Ensayo dinámico de puentes de ferrocarril sometidos a tráfico de alta velocidad".  
Autores: **Francisco SANTOS OLALLA**.  
Ing. Industrial.  
**Prof. Ramón ALVAREZ**.  
Dr. Ing. Industrial.  
**J. DIAZ LOZANO**.  
Ing. Caminos.  
**Prof. J. FERNANDEZ GOMEZ**.  
Dr. Ing. Caminos.  
**J. LEY**.  
Ing. Caminos.  
**Julián SANTOS MESA**.  
Ing. Caminos.

**Cuaderno Nº 25**  
"Detección de la resistencia del hormigón en obra mediante la extracción de microprobetas testigo de hormigón endurecido".  
Autor: **Francisco HOSTALET ALBA**.  
Dr. Ingeniero de Caminos.

## VIDEOS TECNICOS

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



### SERIE OBRAS DE HORMIGON EN MASA, ARMADO Y PRETENSADO.

REFERENCIA	TITULO	CONTENIDO	DURACION	PRECIO
Nº 8801 (1)	FABRICACION Y ENSAYO DE PROBETAS DE HORMIGON	Contempla, de forma completa y detallada, el proceso de toma de muestras de hormigón fresco en obra, medida de consistencia con el cono de Abrams, fabricación de probetas, curado en obra, transporte al laboratorio, curado en cámara, reftentado y ensayo a compresión.	27 min.	80.000 ptas* IVA INCLUIDO

### EN PREPARACION

REFERENCIA	TITULO	REFERENCIA	TITULO
Nº 8802 (2)	MUESTREO Y ENSAYO DE ARMADURAS DE HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO	Nº 9002 (6)	EJECUCION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON (II)
Nº 8901 (3)	PIEZAS DE HORMIGON ARMADO SOMETIDAS A FLEXION SIMPLE...	Nº 9101 (7)	PIEZAS DE HORMIGON ARMADO SOMETIDAS A ESFUERZO CORTANTE
Nº 8902 (4)	PIEZAS DE HORMIGON ARMADO SOMETIDAS A COMPRESION	Nº 9102 (8)	PIEZAS DE HORMIGON PRETENSADO SOMETIDAS A FLEXION SIMPLE
Nº 9001 (5)	EJECUCION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON (I)		

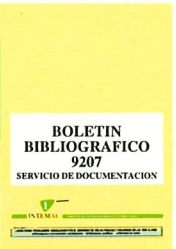
\* PRECIO para entregas dentro del territorio español

## BOLETIN BIBLIOGRAFICO

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) . . . . . 18.000 ptas.



## CONSULTAS E INFORMES BIBLIOGRAFICOS

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 . . . . .	2.000 ptas.
Cantidad a abonar por referencia . . . . .	60 ptas.
Cantidad a abonar por hoja de fotocopia de documento . . . . .	20 ptas.

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: 15.000 ptas. más la tarifa de la consulta.

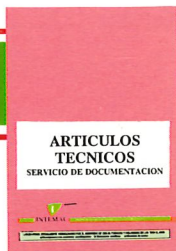


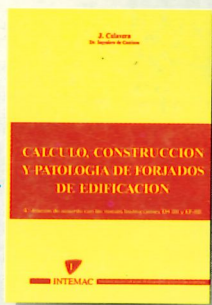
## ARTICULOS TECNICOS

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.

- 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 Álvarez Caval.
- EL HORMIGON DE ALTA RESISTENCIA (HSC): LAS CARACTERÍSTICAS QUE CONDICIONAN EL CALCULO ESTRUCTURAL. Enrique González Valle.
- LA REALIZACIÓN DE ENSAYOS DE INFORMACIÓN EN LAS OBRAS. Adolfo Delibes Liniere.
- INVESTIGACIÓN SOBRE REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DAÑADAS POR CORROSIÓN DE ARMADURAS. Adolfo Delibes Liniere; Jaime Fernández Gómez.
- HORMIGONADO EN CONDICIONES METEOROLÓGICAS ADVERSAS: ESTUDIO DE LOS ACCIDENTES OCURRIDOS DURANTE EL HORMIGONADO DE UN TABLERO POSTENSADO. Adolfo Delibes Liniere; Jaime Fernández Gómez; Miguel Ángel Acón Robleña.
- 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.
- EFFECTOS DINÁMICOS EN PUENTES. VARIACION DEL COEFICIENTE DE IMPACTO. Enrique López del Hierro Fernández; Juan José Benito Muñoz; Javier Gallego Valarde; Ramón Álvarez Cabal.
- CUBIERTAS METÁLICAS DE GRAN LUZ. Mercedes Gómez Álvarez; Justo Díaz Lozano; Ramón Álvarez Cabal.
- LA INSPECCIÓN Y ENSAYO. ORGANIZACIONES DE CONTROL DE CALIDAD Y LABORATORIOS. José Calavera Ruiz.

P. V. P. 300 ptas. / ejemplar.





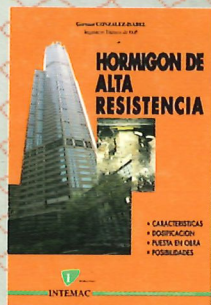
## CÁLCULO, CONSTRUCCIÓN Y PATOLOGÍA DE FORJADOS DE EDIFICACIÓN

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

**4ª Edición** (1988)

- 678 páginas
- Encuadernación en gualflex

**Precio: 7.900 Pta.**

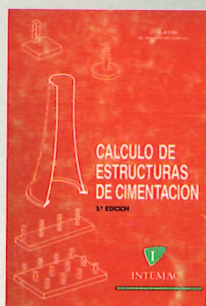


## HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA

G. GONZÁLEZ-ISABEL (Ingeniero Técnico de O. P.)

- 316 páginas
- Encuadernación en gualflex

**Precio: 6.500 Pta.**



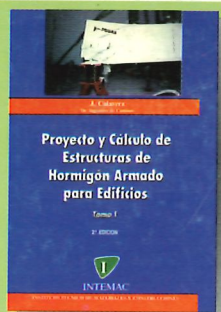
## CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACIÓN

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

**3ª Edición** (1991)

- 418 páginas

**Precio: 8.000 Pta.**

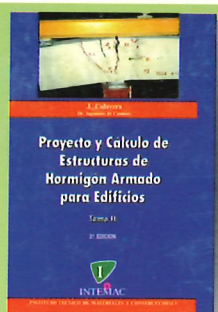


## PROYECTO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO PARA EDIFICIOS (TOMO I)

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

**2ª Edición** (1991)

- Tomo I - Cálculo de esfuerzos
- 568 páginas
- Encuadernación en gualflex



## PROYECTO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO PARA EDIFICIOS (TOMO II)

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

**2ª Edición** (1991)

- Tomo II - Dimensionamiento y detalles constructivos
- 871 páginas
- Encuadernación en gualflex

**Precio obra completa: 17.500 Pta.**



## MUROS DE CONTENCIÓN Y MUROS DE SÓTANO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

**2ª Edición** (1989)

- 307 páginas
- Encuadernación en gualflex

**Precio: 7.000 Pta.**



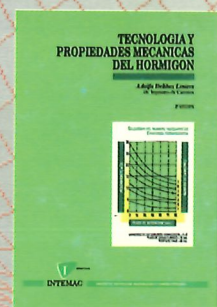
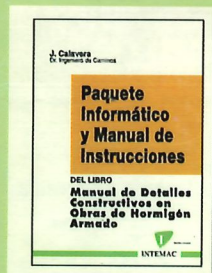
## MANUAL DE DETALLES CONSTRUCTIVOS EN OBRAS DE HORMIGÓN ARMADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

- 506 páginas, tamaño UNE-A-4 • 210 detalles constructivos • 210 páginas de comentarios y recomendaciones • Encuadernación en gualflex

**Precio: - Libro: 16.000 Pta. - Paquete informático: 30.000 Pta. (Manual de Instrucciones y Disquetes)**

El libro y el programa se venden por separado



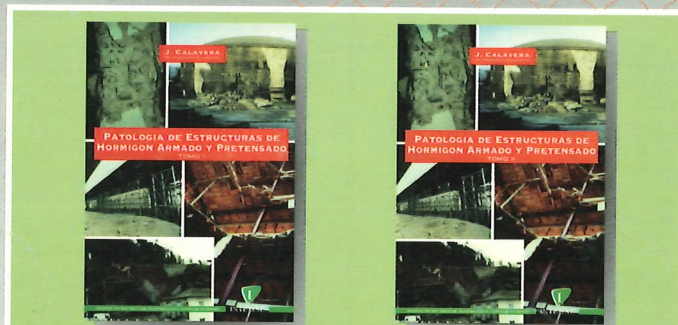
## TECNOLOGÍA Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN

A. DELIBES (Dr. Ingeniero de Caminos)

**2ª Edición** (1993)

- 396 páginas
- Encuadernación en gualflex

**Precio: 7.500 Pta.**

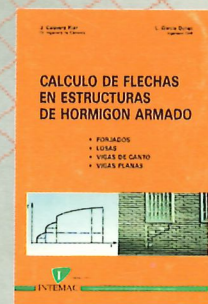


## PATOLOGÍA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO Y PRETENSADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

- Tomo I - Capítulos 1 a 12 • Tomo II - Atlas de fisuras - Ábacos de cálculo
- 680 páginas • 231 fotografías • 258 figuras • 118 referencias bibliográficas
- Encuadernación en gualflex

**Precio de la obra completa: 16.000 Pta.**



## CÁLCULO DE FLECHAS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

J. CALAVERA (Dr. Ingeniero de Caminos)

L. GARCÍA DUTARI (Ingeniero Civil)

• 336 páginas

- 312 tablas de comprobación de Forjados, Losas, Vigas de Canto y Vigas Planas
- Un disquete conteniendo tres programas informáticos de Cálculo de Flechas, para secciones de forma cualquiera
- Encuadernación en gualflex

**Precio: 7.400 Pta. (Libro más paquete Informático)**