

Notas de información  
técnica (NIT)  
INTEMAC



**El incendio del edificio Windsor de Madrid. Investigación del comportamiento al fuego  
y de la capacidad resistente residual de la estructura tras el incendio**

**Fire in the Windsor building, Madrid. Survey of the fire  
resistance and residual bearing capacity of the structure after the fire**

Prof. José Calavera  
Dr. Ingeniero de Caminos

Enrique González Valle  
Dr. Ingeniero de Caminos

José Luis Cano  
Ingeniero de Caminos

Justo Díaz Lozano  
Ingeniero de Caminos

Jaime Fernández-Gómez  
Dr. Ingeniero de Caminos

Jorge Ley  
Dr. Ingeniero de Caminos

José María Izquierdo  
Ingeniero de Caminos



METIRE UT SCIAS

**INTEMAC**

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

**NIT 2 - 05**

Diciembre 2005



METIRE UT SCIAS

## INTEMAC

### INSTITUTO TÉCNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

CONTROL DE PROYECTO

CONTROL DE OBRA

GARANTÍA DE CALIDAD

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

INFORMES DE PATOLOGÍA, REHABILITACIÓN Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PÚBLICAS  
EDIFICACIÓN  
INSTALACIONES



**INTEMAC**  
A U D I T

### AUDITORIA TÉCNICO-ECONÓMICA DE CONSTRUCCIONES

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



**INTEMAC**  
**E C O**

### AUDITORÍA TÉCNICA MEDIOAMBIENTAL

CONTROL DE IMPACTO AMBIENTAL

Obras Públicas  
Edificación  
Instalaciones

CONTROL DE CALIDAD AMBIENTAL

Aire  
Agua  
Ruido

AUDITORÍA MEDIOAMBIENTAL

ASESORAMIENTO EN MATERIA DE MEDIO AMBIENTE

**EL INCENDIO DEL EDIFICIO WINDSOR DE MADRID.  
INVESTIGACIÓN DEL COMPORTAMIENTO AL FUEGO Y DE LA CAPACIDAD  
RESISTENTE RESIDUAL DE LA ESTRUCTURA TRAS EL INCENDIO**

**FIRE IN THE WINDSOR BUILDING, MADRID.  
SURVEY OF THE FIRE RESISTANCE AND RESIDUAL BEARING CAPACITY OF  
THE STRUCTURE AFTER THE FIRE**

JOSÉ CALAVERA

PhD., Civil Engineer  
President of INTEMAC

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Presidente de INTEMAC

ENRIQUE GONZÁLEZ-VALLE

PhD., Civil Engineer  
Vice-President of INTEMAC

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Vicepresidente de INTEMAC

JOSÉ LUIS CANO

Civil Engineer  
Chief Executive Officer INDAG S.A.

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Director General de INDAG S.A.

JUSTO DÍAZ-LOZANO

Civil Engineer  
INTEMAC Project Control Division Manager

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Director de la División de Control de Proyecto de INTEMAC

JAIME FERNÁNDEZ-GÓMEZ

PhD., Civil Engineering  
Director, INTEMAC Central Laboratory

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Director del Laboratorio Central de INTEMAC

JORGE LEY

PhD., Civil Engineer  
INTEMAC Structural Trial Area Manager

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Director del Área de Ensayos de Estructuras de INTEMAC

JOSÉ MARÍA IZQUIERDO

Civil Engineer  
INTEMAC Special Studies Department Manager

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Jefe del Departamento de Estudios Especiales de INTEMAC

---

Copyright © 2005, 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 1885-4575

Depósito legal: M-49205-2005

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

---

## CONTENTS

1. THE WINDSOR BUILDING .....	4
2. THE FIRE .....	8
3. CONSEQUENCES OF THE FIRE .....	10
4. TESTS AND STUDIES CONDUCTED .....	16
4.1. Worksite studies .....	16
4.2. Concrete core sampling and testing .....	20
4.3. Laboratory trials .....	24
4.4. Interpretation of test results .....	26
4.4.1. Strength-velocity regression analysis .....	26
4.4.2. Determination of maximum depth of concrete affected .....	28
5. DISCUSSION .....	30
6. CONCLUSIONS .....	34
7. ACKNOWLEDGEMENTS .....	34

## INDICE

1. EL EDIFICIO WINDSOR .....	5
2. EL INCENDIO .....	9
3. RESULTADOS DEL INCENDIO .....	11
4. ENSAYOS Y ESTUDIOS REALIZADOS .....	17
4.1. Determinaciones en obra .....	17
4.2. Extracción y ensayo de probetas testigo de hormigón .....	21
4.3. Determinaciones en laboratorio .....	25
4.4. Interpretación de resultados de ensayo .....	27
4.4.1. Análisis de regresión resistencias – velocidades .....	27
4.4.2. Determinación del espesor de hormigón afectado .....	29
5. COMENTARIOS .....	33
6. CONCLUSIONES .....	35
7. AGRADECIMIENTOS .....	35

## 1. THE WINDSOR BUILDING

The Windsor Building was located inside an urban complex flanking Madrid's Paseo de la Castellana known as AZCA, an area developed by the British multinational Rfo Tinto. Owned by Inmobiliaria Asón S.A., it was built in 1974-1979 by what is now Ferrovial Agromán S.A. to a design authored by architects Genaro Alas Rodríguez, Pedro Casariego Hernández Vaquero, Luis Rafael Alemany Indarte, Ignacio Ferrero y Ruiz de la Prada and Manuel del Rfo Martínez. The structural engineering for the building was performed by OTEP Internacional S.A.

It consisted of 37 levels: 5 basements, the ground storey, 27 office storeys, two plant storeys – over the third and sixteenth storeys -, the top storey and the roof. The building was trapezoidal in shape on the lower storeys and rectangular – measuring 40 x 26 m – from the 3<sup>rd</sup> storey up.



Figura 1. La torre Windsor antes del siniestro  
Figure 1 . The Windsor building before the fire

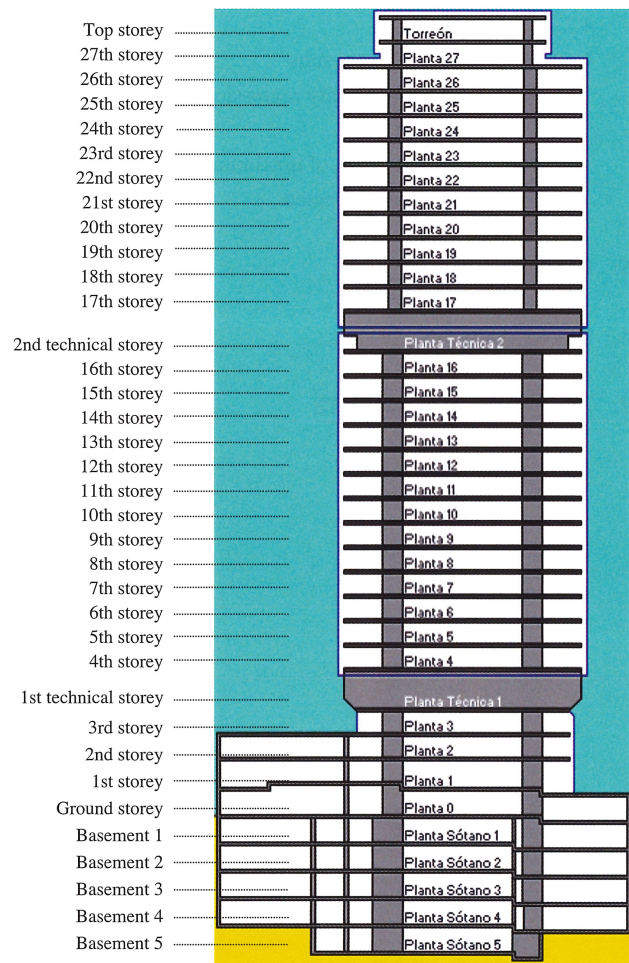


Figura 2. Sección esquemática de la torre en dirección Este – Oeste  
Figure 2 . Sketch of the east-west cross-section of the building

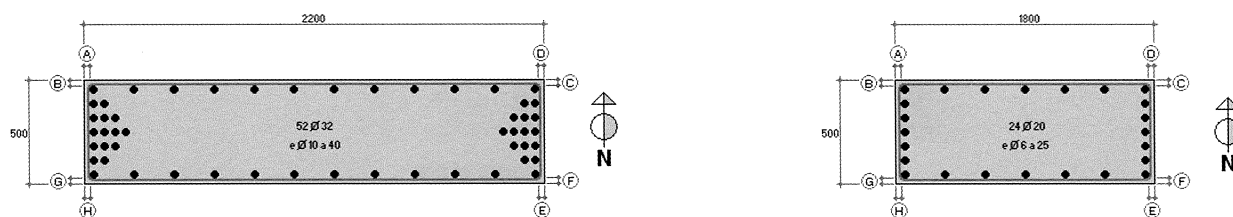
## 1. EL EDIFICIO WINDSOR

El edificio Windsor se encontraba dentro del complejo inmobiliario AZCA, que promovió la multinacional británica Rio Tinto en el Paseo de la Castellana, de Madrid. Era propiedad de Inmobiliaria Asón S. A. y fue construido entre los años 1.974 y 1.979 por la actual empresa Ferrovial Agromán S. A siguiendo el proyecto de los Drs. Arquitectos D. Genaro Alas Rodríguez, D. Pedro Casariego Hernández – Vaquero, D. Luis y D. Rafael Alemany Indarte, D. Ignacio Ferrero y Ruiz de la Prada y D. Manuel del Río Martínez. El cálculo de la estructura fue desarrollado por la empresa OTEP Internacional S. A.

El edificio constaba de 37 plantas: 5 niveles de sótano, Planta Baja, 27 plantas de oficinas, dos plantas técnicas –sobre las plantas 3ª y 16ª respectivamente–, planta de torreón y cubierta. La planta del edificio era trapecial en los niveles inferiores y rectangular – de 40 x 26 m – en la torre.

La estructura típica de la torre estaba configurada en torno a un núcleo formado por pantallas de hormigón armado que alojaba los ascensores y escaleras. Este núcleo estaba centrado en la dimensión más corta de la planta, y era ligeramente excéntrico en la dimensión mayor, de forma que en el interior de la planta se disponían, fuera del núcleo, tres pórticos de pilares apantallados en la zona Sur y dos en la zona Norte, en las plantas 4ª a 16ª. La resistencia característica del hormigón era de 250 kgf/cm<sup>2</sup> (24,5 MPa) en los pilares y pantallas, 300 kgf/cm<sup>2</sup> (29,4 MPa) en las vigas de gran canto y 175 kgf/cm<sup>2</sup> (17,2 MPa) en los forjados. El acero de las armaduras era de 500 kgf/mm<sup>2</sup> (49 MPa) de límite elástico.

Los pilares de hormigón tenían 50 cm de ancho en la dirección del eje mayor de la planta. La longitud de los pilares interiores era de 220 cm en las plantas 4ª a 16ª, disminuyendo a partir de la 17ª desde 120 hasta 50 cm, conservando la cara interna. La longitud de los pilares de fachada de hormigón, en las plantas en que existían, era de 180 cm.



**Figura 3. Sección de los pilares-tipo de hormigón en plantas 4 a 16**  
**Figure 3. Cross-section of standard concrete columns in storeys 4 to 16**

A lo largo de las fachadas corrían, además, sendas alineaciones de pilares metálicos que apoyaban en las plantas técnicas y, por último, adosada al lado Norte existía una escalera de incendios, apoyada en vigas balcón de 2,50 m de canto que volaban en las plantas técnicas.

Salvo en los suelos y techos de las plantas técnicas, las bandas de pilares interiores en dirección E – W incorporaban vigas mixtas de perfil descolgado, referidas a los pilares mediante placas metálicas ancladas con barras soldadas en las esquinas.

El forjado-tipo era reticular con bovedillas cerámicas. En dirección N/S incorporan unas canaletas cerámicas, de 10 mm de espesor en la base, que cubren los frentes de las bovedillas. En el fondo de las canaletas se dispone la armadura de esa dirección con un recubrimiento nominal de hormigón de 10 mm, con lo que el recubrimiento al exterior, incluyendo la cerámica, es de 20 mm. Sobre estas barras se dispone la armadura de dirección ortogonal, cuyo recubrimiento nominal queda así condicionado por el diámetro de la armadura de

The standard structure of the tower was built around a central reinforced concrete core that housed lifts and stairways. This core was centred with respect to the shortest dimension of the rectangle and slightly eccentric with respect to the longer dimension, so that on storeys 4 to 16 there were three portal frames supported by wall columns outside the core on the south side and two on the north side. The characteristic strength of the concrete was 250 kgf/cm<sup>2</sup> (24.5 MPa) in columns and walls, 300 kgf/cm<sup>2</sup> (29.4 MPa) in the deep beams and 175 kgf/cm<sup>2</sup> (17.2 MPa) in the floor-ceiling slabs. The yield strength of the reinforcement steel was 500 kgf/mm<sup>2</sup> (49 MPa).

The concrete columns were 50 cm wide in the longer direction of the plan layout. The length of the interior columns, 220 cm on storeys 4 to 16, was shortened on the outer side to 120 cm on the 17<sup>th</sup> storey, tapering from there upward to 50 cm. Where they existed, the concrete facade columns measured 180 cm long.

The lines of steel columns that ran along all the facades rested on the technical storeys. There were also at those storeys 2.50-m deep cantilever beams supporting the fire escape outside the north facade.

Except on the technical storey, floors and ceilings. There were composite steel and concrete beams anchored to the columns placed on the E-W interior columns line. The beams were anchored to the columns by means of steel plates with rods welded at the corners.

The standard floor-ceiling consisted of a two-way slab poured over clay-based pan forms. Clay-based gutters 10 mm thick at the base were placed adjacent to the front side of the pan forms along the north-south axis. The reinforcement running in that direction was placed at the bottom of those gutters and covered with a nominal layer of 10 mm of concrete, which, together with the gutter itself, brought the total cover to 20 mm. The design depth of the cover over the transverse rebar, which was placed on top of the above reinforcement, was conditioned by the diameter of the steel running N/S, i.e.,  $30 \pm 2$  mm. The nominal thickness of the cover and clay-base elements was not specified in the documentation provided, but rather determined for this study by measuring to scale on the drawings.

Figure 4 shows the nominal cross-section of the standard floor slabs in office storeys, with a total depth of 23 cm, including the 3-cm topping. Similar design depths were found for the technical storeys, with a total of 25 (20 + 5) cm.

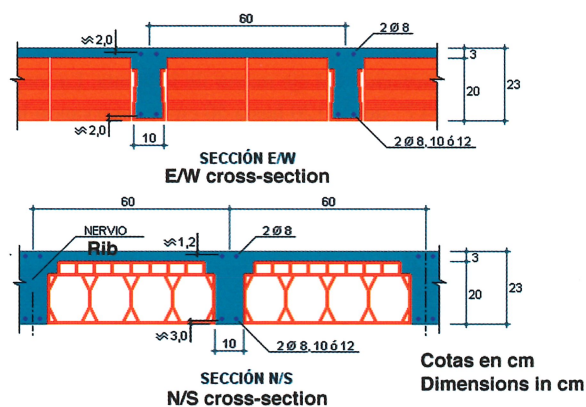


Figura 4. Sección-tipo del forjado reticular  
Figure 4. Standard cross-section of two-way floor slabs

The total depth of the solid floor slabs in the core was the same as the depth of the two-way storey slabs. The ceilings in the two plant storeys were also made of solid concrete slabs, over which floating slabs were laid.

A rough sketch of the structural distribution on storeys 4 to 16 is given in Figure 5.

On the technical storeys, the spans in the portal frames were filled in to form beams whose depth equalled the height of the storey, 3.75 m, and that were slightly bevelled at the ends on the lower of the two, i.e., plant storey 1.

The deep beams on the short side of the storey supported the load of the steel facade columns, whilst the load from the steel columns on the longer facades was transmitted to 60 x 100-cm concrete beams that in turn rested on the edges of the overhanging portion of the above deep beams.

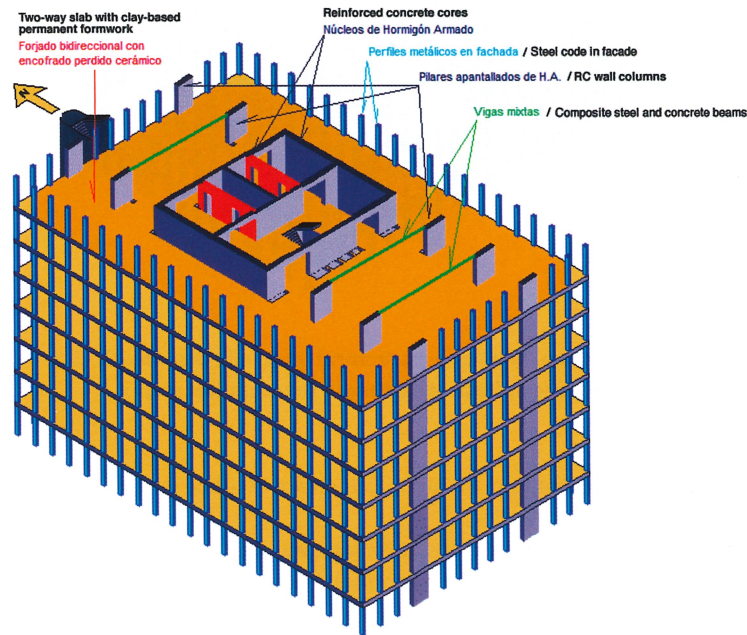


dirección N/S y es de  $30 \pm 2$  mm. Hacemos notar que el espesor nominal de los recubrimientos y de las piezas cerámicas ha sido determinado midiendo a escala en los planos, por no venir estas magnitudes acotadas en la documentación disponible

En la Figura 4 se representa la sección nominal del forjado-tipo en las plantas de oficinas, de 23 cm de canto total, incluyendo 3 cm de espesor de la losa superior. En las plantas técnicas, la sección era similar, pero con 25 cm de canto total (20 + 5 cm).

En el núcleo se disponían losas macizas de espesor igual al canto total del forjado reticular de planta. Asimismo, los techos de las dos plantas técnicas eran losas macizas de hormigón sobre las que existían sendas losas flotantes.

En la Figura n° 5 se representa esquemáticamente la distribución estructural de las plantas 4ª a 16ª.



**Figura 5. Esquema estructural básico de plantas 4ª a 16ª**  
**Figure 5. Basic structure in storeys 4 to 16**

En las plantas técnicas, los vanos de los pórticos se macizan conformando vigas de gran canto – igual a la altura de planta, 3,75 m – ligeramente acarteladas en sus extremos en la Planta Técnica 1.

Las vigas de gran canto situadas en los bordes cortos de la planta recogen la carga de los pilares metálicos de esas fachadas, transmitiéndola a los pilares de hormigón en los que apoyan, mientras que la carga de los pilares metálicos de las fachadas largas es recogida por sendas vigas de hormigón de 60 x 100 cm que se apoyan en los extremos de los voladizos de las vigas de gran canto.

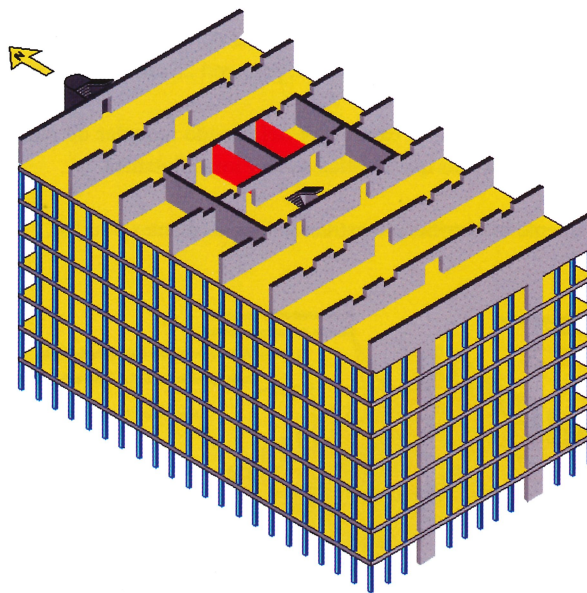
El esquema de la Planta Técnica 2 se representa en la Figura 6.

A partir de la planta 17 hasta la 27 la configuración estructural varía respecto de la descrita para las plantas de oficinas 4 a 16:

- desaparece la pantalla longitudinal Este del núcleo, y las pantallas transversales N/S del núcleo de ascensores que llegaban a dicha pantalla Este se transforman en pórticos de hormigón convencionales.
- desaparecen también los pilares de hormigón de las fachadas Norte y Sur, que son sustituidos por pilares metálicos.

El esquema básico de la configuración de estas plantas se representa en la Figura 7.

A sketch of technical storey 2 is given in Figure 6.



**Figura 6. Esquema estructural básico de la planta T -2**  
**Figure 6. Basic structure in the technical storey 2**

The structural layout for storeys 17 to 27 differed from the above description of office storeys 4 to 16:

- to accommodate the lifts that opened on the east there was no longitudinal wall enclosing the core on that side and in the N/S direction conventional concrete portal frames took the place of the transversal concrete walls around the core.
- there were steel instead of concrete columns on the north and south facades.

A sketch of the layout of these storeys is shown in Figure 7.

The rehabilitation works that had begun on the building in August 2003 included upgrading the existing structure to meet the fire protection legislation in force. Specifically, all the steel parts of the structure were being fireproofed, a precaution that was not required when the building was initially erected. When the fire broke out the structural members on storey 9 and all the floors above technical storey 2 had yet to be fireproofed.

## 2. THE FIRE

On the night of 12 February 2005, a fire that started on the 21<sup>st</sup> storey spread throughout the building until it was extinguished nearly sixteen hours later; all the storeys from the fifth up were impacted.

The exact sequence of events during the fire is difficult to establish, inasmuch as it varies according to the source of the information. The approximate sequence is as follows:

### 2005.02.12

11:05 p.m.: The building's surveillance system signalled a fire alarm on the 21<sup>st</sup> storey (other sources claim that the first alarm was received at 11:16 p.m.).

11:20 p.m.: Civil Defence was called.

11:25 p.m.: The first fire-fighters arrived on the scene.

11:35 p.m.: First extinction action taken: the fire-fighters noted that the 21<sup>st</sup> storey was completely wrapped in flames.

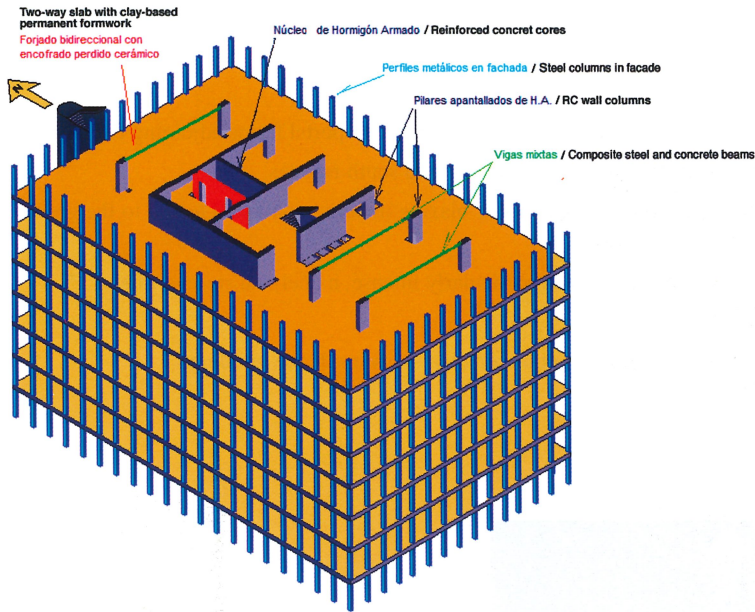


Figura 7. Esquema estructural básico de plantas 17 a 27  
Figure 7. Basic structure, storeys 17 to 27



Figura 8. El incendio hacia las 2:00 h  
Figure 8. The fire at around 2:00 a.m.

Desde el mes de Agosto del año 2.003 se estaba procediendo a la realización de obras de rehabilitación del edificio, entre las que se encontraba la adecuación de la estructura a la vigente normativa de protección contra incendios. En particular, se estaba procediendo a un ignifugado en todos los elementos metálicos de la estructura, dado que éste no era preceptivo en la época en que se construyó. En el momento de producirse el incendio faltaban por ignifugar los elementos de la planta 9 y de las plantas superiores a la Planta Técnica 2.

## 2. EL INCENDIO

Durante la noche del día 12 Febrero de 2.005 se produjo un incendio en la planta 21ª del edificio que se fue propagando a lo largo de cerca de dieciséis horas hasta afectar a todas las plantas de la torre por encima de la 4ª.

La cronología precisa del incendio es difícil de establecer, pues varía según las diversas fuentes. Una cronología aproximada puede ser la siguiente:

### Día 02.12.2005

- 23:05 h: Se recibe en la sala de Control del edificio una señal de incendio en la planta 21 (según otras fuentes, la primera señal fue a las 23:16)
- 23:20 h: Aviso a Protección Civil
- 23:25 h: Llegada a la zona de las primeras dotaciones de bomberos
- 23:35 h: Primeras actuaciones de los bomberos, que observan que la planta 21ª se encuentra ya totalmente arrasada por el fuego.

### Día 02.13. 2005

- 00:20 h: El fuego ha alcanzado ya la planta 28ª
- 1:00 h: Comienzan a desprenderse grandes fragmentos de fachada de las plantas superiores.
- 01:15 h: Colapsa la esquina nordeste del edificio, incluido el pórtico de hormigón de la fachada.
- 02:00 h: Las llamas se han concentrado en las fachadas este y sur, mostrando en ocasiones una coloración azulada.
- 03:00 h: Se observa una reducción paulatina de la intensidad del incendio en las plantas superiores, pero siguen desprendiéndose grandes fragmentos de material en ignición que caen hasta la planta baja, incluso por el interior del edificio
- 04:00 h: El fuego se reactiva, y los bomberos dirigen su actividad hacia las plantas 14ª y 15ª, en las que se ha declarado con gran intensidad.
- 07:00 h: La propagación del incendio queda detenida en la planta 5ª

### 2005.02.13

12:20 a.m.: By this time, the fire had reached storey 28.

1:00 a.m.: Large portions of the facade began to fall off the upper storeys.

1:15 a.m.: The northeast corner of the building collapsed on the upper storeys, including the concrete portal frame adjoining the facade.

2:00 a.m.: The fire, which occasionally spouted bluish flames, was most intense on the east and south facades.

3:00 a.m.: The fire gradually began to wane in the upper storeys, but huge segments of blazing material continued to fall to the ground storey, both inside and outside the building.

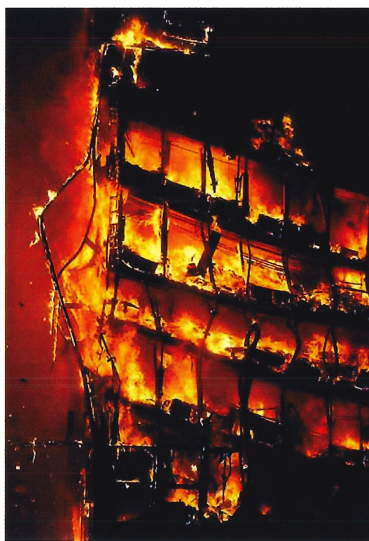
4:00 a.m.: As the fire revived, the fire-fighters focused their activity where it was particularly intense, namely on storeys 14 and 15.

7:00 a.m.: The fire was contained when it reached the fifth storey.

3:00 p.m.: The fire was considered to be under control, despite the existence of numerous hot spots inside the building.

### 2005.02.14

1:00 a.m.: The fire was regarded to be technically extinguished.



**Figura 9. El incendio hacia las 3:15 h**  
**Figure 9. The fire at around 3:15 a.m.**

### 3. CONSEQUENCES OF THE FIRE

In light of the damage caused by the fire both in the building itself and in the nearby buildings and areas, the Municipal Government of Madrid took it upon itself to demolish the Windsor tower on behalf of the owners as an emergency operation, both for reasons of safety and in view of the urban and social importance of the area affected, the extent of the damage and the location involved, to take the measures needed to protect the citizens of Madrid and the adjacent property. After ORTIZ Construcciones y Proyectos S.A. was awarded the demolition works, they in turn appointed INDAG S.A. to engineer the respective procedures.

On 18 February 2005 INDAG S.A. asked INTEMAC to prepare a proposal to act as specialized consultants for the demolition work. On 24 February, INTEMAC's Civil and Structural Engineers Justo Díaz and José María Izquierdo, accompanied among others by José Luis Cano Muñoz, Civil and Structural Engineer and Chief Executive Officer of INDAG S.A., conducted an initial general inspection of the building to gather first-hand information on the state of the structure. The most outstanding findings of the inspection were as follows:

Collapse of the floor slabs on the upper storeys

- The steel columns on storeys 18 to 27 had collapsed, and as they fell had brought down nearly all the perimeter floor slabs as well as the concrete columns and the rest of the slab on the north facade of the building.
- The floor slabs on the west side, that had not collapsed, were bounded by a newly built fire escape that remained standing, together with portions of the adjacent slabs throughout.

15:00 h: El incendio se considera controlado, aunque quedan numerosos focos activos en el interior.

Día 2005.02.14, 01:00 h: Se da por técnicamente extinguido el incendio.

### 3. RESULTADOS DEL INCENDIO

Ante los daños producidos por el incendio tanto en el propio edificio como en edificios y zonas urbanas aledañas, el Excelentísimo Ayuntamiento de Madrid decidió proceder a la demolición del edificio siniestrado, ejerciendo la acción sustitutoria como actuación urgente motivada por necesidades de seguridad, y ante la trascendencia urbanística y social de la extensión y ubicación de la zona afectada por las necesarias medidas de protección para las personas y bienes colindantes. La demolición fue adjudicada a la Empresa ORTIZ Construcciones y Proyectos S. A., la cual encargó a INDAG S.A. la gestión técnica de los procedimientos de demolición.

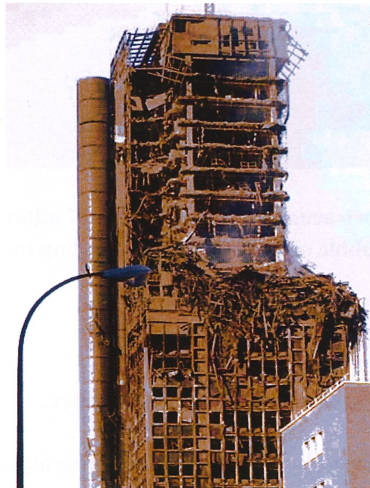


Figura 10. Las fachadas Oeste y Sur tras el incendio

Figure 10. West and south facades after the fire

El día 18 de Febrero de 2.005, INDAG S. A. solicitó de INTEMAC la preparación de una propuesta de asesoría técnica especializada a los trabajos de demolición. Con objeto de recabar información directa sobre el estado en que había quedado la estructura, el día 24 de Febrero efectuaron una primera inspección general del edificio los Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos del Instituto D. Justo Díaz Lozano y D. José María Izquierdo y Bernaldo de Quirós, en compañía, entre otras personas, de D. José Luis Cano Muñoz, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos y Director General de INDAG S.A. Los aspectos más sobresalientes observados en la inspección fueron los siguientes:

#### Colapso de los forjados de las plantas superiores

- En las plantas 18 a 27 habían colapsado los pilares metálicos de fachada, arrastrando en su caída a casi todos los forjados perimetrales e incluso a los pilares de hormigón y el resto del forjado de la cara Norte del edificio.
- Los forjados de fachada no colapsados en el borde Oeste coincidían con la posición de una escalera de incendio de nueva disposición, que se mantuvo, junto con los vanos de forjado adyacentes, en toda la altura del edificio.

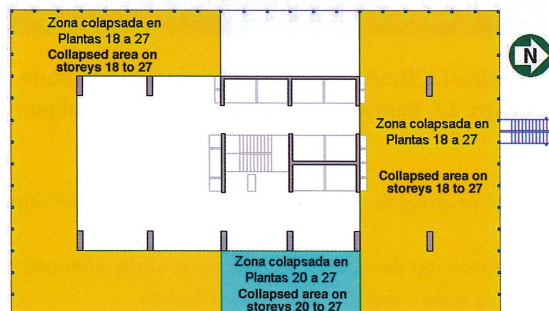


Figura 11. Zonas colapsadas sobre el nivel de la Planta Técnica 2

Figure 11. Areas that collapsed onto 2nd technical storey

- The structure on storeys 18 to 27 was in such poor condition that these floors were not safely accessible. Storey 17 was virtually inaccessible because of the huge amounts of rubble that had accumulated there.



**Figura 12. Escombros acumulados en la planta 17 aflorando en la 18**  
**Figure 12. Rubble on the 17<sup>th</sup> storey, piled up to the 18<sup>th</sup>**

#### **Damage to columns**

- All the concrete wall columns that had collapsed had at least one horizontal fracture.

An inspection of the rubble from the facades on the storeys that collapsed onto the lower storeys confirmed that the steel columns that failed had not yet been fireproofed when the fire broke out.

- Most of the 9<sup>th</sup> storey steel facade columns on the south half of the building, which had not yet been fireproofed, buckled.



**Figura 13. Restos de pilar de hormigón colapsado**  
**Figure 13. Remains of a collapsed concrete column**

- Intensive surface cracking – either diagonal or along the rebar - was observed on the 16<sup>th</sup> storey columns.
- The concrete cover had broken away completely on the shorter side of some of the columns on storeys 7 and 8. The outward buckling and deformation of this reinforcement was so severe that the stirrups had broken.
- The walls forming the stairway and lift core had suffered scant visible damage, even on the upper storeys of the building: in some cases, the plastic light fixtures were still intact.

- Las plantas 18 a 27 resultaban inaccesibles con seguridad suficiente, debido al mal estado de la estructura. La planta 17 resultaba parcialmente inaccesible, debido a la gran cantidad de escombros acumulados.

#### **Daños en los pilares**

- Los pilares apantallados de hormigón que habían colapsado presentaban al menos un plano de fractura horizontal.

En cuanto a los pilares metálicos de fachada de las plantas colapsadas, se apreciaba en los escombros que se acumulaban sobre las plantas inferiores que no habían sido aún ignífugados en el momento de producirse el incendio.



**Figura 14. Escombros en Pls 20 y 21. Se aprecian pilares de fachada no ignífugados**  
**Figure 14. Rubble on storeys 20 and 21 containing non-fireproofed facade columns**

- Los pilares metálicos de fachada de la planta 9 que no habían sido aún ignífugados, se encontraban pandeados de forma generalizada en la mitad Sur del edificio.



**Figura 15. Pilares metálicos de fachada pandeados en Planta 9**  
**Figure 15. Buckling in 9<sup>th</sup> storey steel facade columns**

- En la planta 16 observamos pilares muy fisurados superficialmente, bien marcando las armaduras bien con fisuración diagonal.
- En las plantas 7 y 8 algunos pilares habían expulsado totalmente el recubrimiento de las armaduras en las caras de menor dimensión. Estas armaduras aparecían pandeadas y su deformación hacia el exterior había llegado a romper los estribos.



**Figura 16. Fisuración en pilares de planta 16**  
**Figure 16. Cracking on 16<sup>th</sup> storey columns**



**Figura 17. Pandeo de armaduras y rotura de estribos en pilar de planta 8**  
**Figure 17. Buckled bars and broken stirrups in an 8<sup>th</sup> storey column**

#### **Damage to beams and slabs**

- The anchor plates between the composite beam steel forms and the columns were generally damaged, with substantial deformation on the lower side.

A subsequent inspection of the 14<sup>th</sup> (ceiling to the 13<sup>th</sup>), 15<sup>th</sup> and 16<sup>th</sup> storeys showed that 56% of the plate-anchor rod welds were broken and all the rest of the plates except one were bent. From the 13<sup>th</sup> storey down, 12.5% of the plates had broken welds and 47.5% were bent.

On the floors above technical storey two, 24 plates could be inspected in the area where the slabs had not collapsed. Only one of these plates had broken welds, whilst 37.5% were apparently undamaged.

- The fireproofing, in turn, was observed to have performed very unevenly, with total or partial flaking on the lower wing or the web of several of the beams.
- As a general rule, the suspended ceilings caved in on all the storeys, and the pan forms had broken loose in many areas, particularly from the 17<sup>th</sup> storey up.
- As the pan forms detached the bottom of the ducts was often damaged, baring the concrete cover over the steel reinforcement on the lower side of the slab. In a number of areas, where the concrete cover had itself worked loose from the ribs in both directions, the reinforcement was visible and in some cases had become detached from the concrete.





**Figura 18. Rotura de soldadura en anclaje**  
**Figure 18. Broken anchor weld**

- Las pantallas del núcleo de escaleras y ascensores habían sufrido escasos daños aparentes, incluso en las plantas superiores del edificio, observándose que no había llegado a fundirse, en ocasiones, el plástico de los interruptores de alumbrado.

#### **Daños en vigas y forjados**

- Con respecto a los perfiles metálicos de las vigas mixtas, las chapas de anclaje a los pilares de los perfiles metálicos estaban dañadas de forma muy generalizada, apareciendo con deformaciones importantes en su zona inferior.

Posteriormente comprobamos que en las plantas 14 (techo de 13), 15 y 16, el 56 % de las placas habían roto las soldaduras de las placas a las barras de anclaje a los pilares, y el resto, salvo una, presentaban la chapa doblada. Por debajo de esas plantas, el 12,5 % de las placas habían roto las soldaduras, y el 47,5 % estaban dobladas.

En las plantas superiores a la Técnica 2, pudimos inspeccionar 24 placas en la zona en que no habían colapsado los forjados. Entre ellas sólo observamos una placa con las soldaduras rotas, mientras que el 37,5 % no tenían daños aparentes.

- Además observamos que el revestimiento de protección contra el fuego se había comportado de forma muy irregular, habiéndose desprendido del patín inferior o del alma de la viga, total o parcialmente en varias ocasiones.



**Figura 19. Daños o defectos en el revestimiento antifuego de los perfiles de las vigas mixtas**  
**Figure 19. Damage or flaws in the fireproofing on composite beam sections**

- Con carácter generalizado, los falsos techos se habían desmoronado en todas las plantas, siendo frecuentes las zonas con los fondos de bovedillas desprendidos, especialmente a partir de la planta 17, en que este síntoma se generalizaba.

- The ceiling slab on the northeast corner of technical storey two was in very precarious condition, with cracks along the bottom, visible deformation and bare spots where the concrete cover had broken loose from the rebar.



**Figura 20. Desprendimiento de falsos techos y fondo de bovedillas. Se aprecia la configuración del forjado reticular, con nervios ortogonales y bovedillas cerámicas.**  
**Figure 20. Detached suspended ceilings and bottoms of pan forms. Note the two-way slab layout, with horizontal ribs and clay-base pan forms.**

The fact that the concrete surface was not smoke-stained is an indication that the cover must have fallen off after the fire was extinguished, as the structure cooled.

On 18 and 21 March 2005, an INTEMAC team headed by Civil and Structural Engineer Jorge Ley, conducted further inspections to identify any possible variations appearing during the month that had lapsed.

By that time, the state of the 17<sup>th</sup> storey slab – the ceiling over technical storey 2 - had worsened considerably: it was pierced through and the area observed earlier to be in precarious condition was bent beyond its flexural strength, with vertical deformations on the order of 80 cm.

#### 4. TESTS AND STUDIES CONDUCTED

The purpose of the study was to estimate the after-fire residual strength of the materials in the structure of the burnt building to furnish objective data on which to base all necessary safety analyses during the various phases of building demolition. The tests and studies described in this section of the Report were conducted to that end.

*In situ* sampling and testing were performed by INTEMAC Structural Test Area teams and the tests were carried out in its Central Laboratory. The teams were headed by José Juan Rozas, Civil Engineer and supervised at all times by Civil and Structural Engineer Jorge Ley.

##### 4.1. Worksite studies

###### Geometric checks

The depth of the cover over the main reinforcement was determined at 213 points in 46 different lengths of column by direct measurements taken with a calliper either at places where the reinforcement had been bared or at chases especially cut out of the concrete at column corners for this purpose.

The most significant findings are summarized in the following table.

- El desprendimiento de las bovedillas, había afectado frecuentemente al fondo de las canaletas, dejando al descubierto el recubrimiento de hormigón de las armaduras de la cara inferior. Por otra parte, el recubrimiento de hormigón se había desprendido a su vez, en algunas zonas, en los nervios de ambas direcciones, dejando a la vista las armaduras que, en alguna ocasión, habían llegado a descolgarse del hormigón.



**Figura 21. Desprendimiento del recubrimiento de la armadura positiva.**  
**Figure 21. Detached concrete cover, bared positive reinforcement**

El hecho de que el paramento de hormigón no esté manchado por el humo es un indicio de que el desprendimiento debió producirse una vez extinguido el incendio, durante el enfriamiento de la estructura.

- En la planta técnica II existía una zona en la esquina nordeste del edificio en que la losa del techo manifestaba unas condiciones precarias, con fisuración en cara inferior, deformaciones apreciables a simple vista y desprendimiento del recubrimiento, que dejaba algunas armaduras a la vista.

Los días 18 y 21 de Marzo de 2.005, un equipo del Instituto dirigido por el Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos D. Jorge Ley Urzaiz efectuó nuevas inspecciones con objeto de observar las posibles variaciones habidas en el mes transcurrido desde la inspección anterior.

En esta inspección observamos que se había agravado de forma apreciable la situación de la losa de la planta 17 – techo de la planta técnica II – que se encontraba punzonada y agotada a flexión en la zona ya observada anteriormente en situación precaria, con deformaciones verticales que podían estimarse en cerca de 80 cm.

#### **4. ENSAYOS Y ESTUDIOS REALIZADOS**

El objetivo del estudio era estimar la resistencia residual de los materiales de la estructura del edificio siniestrado tras el incendio acaecido, con el fin de proporcionar datos objetivos que permitieran efectuar los análisis de seguridad que fuera preciso en las diferentes fases de la demolición del edificio. Para ello se han efectuado los ensayos y estudios que se refieren en este Apartado.

Los trabajos de toma de muestra y ensayos *in situ* han sido realizados por equipos del Área de Ensayos Estructurales de INTEMAC y los ensayos se han llevado a cabo en nuestro Laboratorio Central. Los equipos han estado dirigidos por D. José Juan Rozas Hernando, Ingeniero Técnico de Obras Públicas y han sido en todo momento supervisados por el Doctor Ingeniero de Caminos Canales y Puertos D. Jorge Ley Urzáiz, anteriormente citado.

##### **4.1. Determinaciones en obra**

###### **Comprobaciones geométricas**

Hemos determinado el recubrimiento de la armadura principal en 213 puntos de 46 tramos de pilar diferentes, mediante medición directa con calibre en puntos con la armadura al descubierto o en rozas practicadas al efecto en las esquinas de los pilares.

Los resultados más significativos se resumen en el Cuadro nº 1



**Figura 22. Medida del espesor del recubrimiento**  
**Figure 22. Measuring cover thickness**

**TABLE 1**  
**OUTER COLUMN REINFORCEMENT COVER**

ITEM	COVER (mm)
Maximum value	95
Minimum value	18
Mean value	52.5
Standard deviation	14.9
90% upper limit	72
90% lower limit	33

The concrete cover over the upper reinforcement could only be measured at three points, in light of the condition of the slabs and the safety measures prevailing at the worksite, which ruled out chase-cutting. The cover measured approximately 45 mm along the N/S axis and 35 mm along the E/W axis.

Inasmuch as the position of the lower reinforcement was determined by the geometry of the clay-base ducts, no significant difference was observed between the actual and the nominal depth of the cover.

According to the measurements taken on site, the topping on the floor slabs in office storeys was approximately 5 cm deep, i.e., nearly 2 cm more than the design depth.

#### **Ultrasonic testing**

Ultrasonic testing was conducted on all the vertical members accessible on site in the fire damaged areas and in some of the core lintels to estimate the depth of the concrete layer affected by the high temperatures.

This procedure was run on 127 members prior to demolishing, for a total of 346 readings.

For the intents and purposes of comparison to the concrete not damaged by the fire, the same test was conducted at 26 points on twelve randomly chosen undamaged columns. Both the direct and semi-direct methods were used, the latter in certain specific cases on some of the storeys where direct readings could not be taken on the facade columns.

Lastly, the ultrasonic test was also performed at all points where core samples were taken in order to establish the relationship between pulse velocity and strength.

Table 2 gives the most significant ultrasonic pulse velocity findings for members in the storeys not affected by the fire. Dispersion was found to be scant.

**CUADRO N° 1**  
**RECUBRIMIENTOS DE LA ARMADURA DE LA CAPA EXTERIOR EN PILARES**

CONCEPTO	RECUBRIMIENTO (mm)
Valor máximo	95
Valor mínimo	18
Valor medio	52,5
Desviación típica	14,9
Límite superior al 90%	72
Límite inferior al 90%	33

En las inspecciones de obra sólo pudimos medir el recubrimiento de la armadura superior del forjado en tres puntos, dado el estado de los forjados y las medidas de seguridad de la obra, que no permitían la apertura de rozas. En dirección N/S era de 45 mm, aproximadamente, y en dirección E/W pasaba a ser de cerca de 35 mm.

Con respecto a la armadura inferior, al venir su posición determinada por la geometría de las canaletas cerámicas, no observamos diferencia significativa en su recubrimiento real con respecto al nominal.

Las medidas realizadas en obra indican que el espesor real de la losa superior del forjado en las plantas de oficinas era también de 5 cm, aproximadamente, en los puntos medidos, lo que supone un sobreespesor de la losa superior de cerca de 2 cm

#### **Auscultación por ultrasonidos**

Para la estimación de la profundidad de la capa de hormigón afectada por las altas temperaturas producidas hemos efectuado un reconocimiento ultrasónico de todos los elementos verticales accesibles de la obra en las zonas afectadas por el incendio y en algunos de los dinteles de los núcleos.

El reconocimiento, efectuado en los elementos de la obra antes de proceder a su desmontaje comprende un total de 346 determinaciones sobre 127 elementos diferentes.

Complementariamente, y a efectos de comparación con el hormigón no dañado por el incendio, se ha efectuado el mismo ensayo en 26 puntos de doce pilares elegidos de forma aleatoria en zonas no dañadas, tanto en lectura directa como en lectura semidirecta, dado que en los pilares de fachada de las plantas afectadas y en algunos otros casos puntuales no era posible efectuar la determinación en lectura directa y fue preciso realizar lectura semidirecta.

Por último, y con el fin de establecer una relación de la velocidad de pulsación con la resistencia a compresión del hormigón, se ha determinado también esta magnitud en todos los puntos de extracción de testigos.

Los resultados más significativos obtenidos de la distribución de velocidades de propagación del impulso ultrasónico en los ensayos realizados sobre elementos de las plantas no afectadas por el incendio se incluyen en el Cuadro nº 2. Estos valores suponen una dispersión muy reducida.



**Figura 23. Auscultación por ultrasonidos**  
**Figure 23. Ultrasonic testing**

**TABLE 2**  
**PULSE VELOCITIES ON UNDAMAGED STOREYS**

ITEM	DIRECT METHOD (km/s)	SEMI-DIRECT METHOD (km/s)
Maximum value	4.24	4.03
Minimum value	3.76	3.79
Mean value	4.02	3.91
Standard deviation	0.082	0.065
95% upper limit	4.16	4.01
95% lower limit	3.88	3.80

#### 4.2. Concrete core sampling and testing

A total of 21 core samples were taken of the concrete on upright members from the 7 storeys not damaged by the fire, and six were taken on two of the damaged storeys before demolition work was begun on the building. Since samples could not be safely taken from the building once the demolition work began, the data obtained were completed by extracting 22 further samples from members that had already been removed.

Samples were taken from upright structural members only because the safety measures ruled out sampling on the slabs. Nonetheless, it was felt that inasmuch as the impact of concrete compressive strength on the safety of flexural members is smaller than on column safety, this shortcoming was of only minor relevance in the present case.

Six of the specimens obtained from undamaged areas were subjected to thermal treatment in INTEMAC's Central Laboratory. The remaining cores were cut into three pieces as shown in Figure 25.

The outermost of these, coded 0, was the one most severely affected by the fire. Initially, this area was to have a length of approximately 20 mm, although in some cases the cutting operation was conditioned by the existence of rebar or core sample deterioration.

The innermost area, coded 2, was used to compare the results of the compression test for both undamaged members and the presumably undamaged core to the findings for the areas affected by the fire. Attempts were therefore made to centre on the median plane of the segment tested. This sample measured 100 mm long in the undamaged members, whereas in the samples from the fire-damaged columns the length, while similar, depended on the condition of the concrete.



**Figura 24. Extracción de testigos en pilares antes de la demolición y en elementos ya desmontados**  
**Figure 24. Removing core samples from columns prior to demolition and in members after removal**

The length of the remaining or intermediate sample, coded 1, was determined by the length of the other two; the damage to this area was expected to vary case by case.

**CUADRO N° 2**  
**VELOCIDADES DE PULSACIÓN EN LAS PLANTAS NO DAÑADAS**

CONCEPTO	MEDIDA DIRECTA (km/s)	MEDIDA SEMIDIRECTA (km/s)
Valor máximo	4,24	4,03
Valor mínimo	3,76	3,79
Valor medio	4,02	3,91
Desviación típica	0,082	0,065
Límite superior al 95%	4,16	4,01
Límite inferior al 95%	3,88	3,80

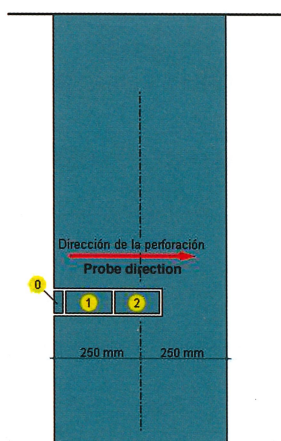
#### 4.2. Extracción y ensayo de probetas testigo de hormigón

Antes de comenzar la demolición del edificio, obtuvimos un total de 21 probetas testigo del hormigón en elementos verticales de 7 plantas no dañadas por el incendio y otras seis en dos de las plantas dañadas. Una vez comenzados los trabajos de demolición, y al no poderse efectuar la extracción de muestras en el edificio con seguridad adecuada, procedimos a completar los datos obtenidos mediante la extracción de 22 nuevas muestras sobre elementos ya desmontados.

Los testigos fueron obtenidos exclusivamente de elementos verticales de la estructura, pues las medidas de seguridad hacían inviable la obtención de muestras en los forjados. En cualquier caso, consideramos que la menor influencia de la resistencia a compresión del hormigón en la seguridad de elementos trabajando a flexión que en los pilares hace que esta carencia sea poco relevante en este caso.

De los testigos obtenidos de zonas sanas separamos seis ejemplares para ser tratados térmicamente en horno en el Laboratorio Central de INTEMAC. Los restantes testigos fueron tallados en tres segmentos, de la forma que se indica en la Figura 25.

La primera de las lajas, progresando desde la superficie del pilar hacia el interior, tiene el código 0 y corresponde a la zona externa, más afectada por el fuego. En principio, estaba previsto que esta zona tuviera una longitud aproximada de 20 mm, si bien en algunos casos el corte estuvo condicionado por la presencia de armaduras o el mal estado del testigo.



**Figura 25. Segmentación de testigos**  
**Figure 25. Dividing cores**

La zona interna, con el código 2, estaba destinada a comparación de resultados de ensayo a compresión entre los elementos sanos y el núcleo, presuntamente sano, de los afectados por el fuego, por lo que se procuró centrar con el plano medio del elemento ensayado. Esta muestra tiene 100 mm de longitud media en los elementos sanos y en los testigos procedentes de pilares afectados por el fuego su longitud está condicionada por el estado del hormigón, aunque es similar.

After preparing and cutting the samples as described, the ultrasonic velocity was measured in each and all samples of suitable length and condition were capped and compression tested.

All the samples taken from the core of the columns were compression tested. Where long enough, the intermediate zone of the samples was also tested, but only to obtain supplementary information, in the awareness that any unequivocal interpretation of the results obtained would be practically impossible in this case.

During the process of discarding aberrant results, the maximum strength value obtained for the samples from undamaged members, whilst clearly different from the other results, was not found to be aberrant from the purely statistical standpoint according to the Dixon and Massey criterion. In practice, even if the above maximum value were disregarded, the essential statistics for the population showed no technically perceptible variation within the range of concrete compressive strengths obtained.

A similar situation was found for the compressive strength values for the innermost portions of the samples taken from damaged columns, although it must be added that there was some room for doubt in this case, since all the lower compression strength values were found for samples extracted from the columns on a single storey, namely the 12<sup>th</sup>.



**Figura 26. Ensayo a compresión de muestras de hormigón**  
**Figure 26. Compression test on concrete samples**

The most representative values obtained in the study are given in Table 3 below:

**TABLE 3**  
**CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTH IN THE COLUMN CORE**

ITEM	UNDAMAGED STOREYS (MPa)	DAMAGED STOREYS (MPa)
Maximum value	49.5	46.6
Minimum value	25.8	19.6
Mean value	35.1	32.6
Std dev. (coef. var.)	6.76 (19%)	5.87 (18%)
95% upper limit	46.2	42.3
95% lower limit	23.9	22.9

It may be inferred from the results given in the preceding table that the differences in the mean and standard deviation values between the population consisting of samples taken from the damaged storeys, even after demolition, and the population of samples taken from members undamaged by the fire cannot be regarded to be statistically significant at a 95% confidence level.

Dispersion analysis for the strength values indicated that this parameter was unrelated to the storey from which the samples were taken – with the exception noted above in connection with the samples obtained from damaged columns on the 12<sup>th</sup> storey. Consequently, the



La muestra restante, con el código 1, tiene una longitud condicionada por las anteriores, y corresponde a la zona intermedia, que, según los casos, debe estar más o menos dañada.

Tras la preparación y corte de los testigos descrita anteriormente, procedimos a la medida de la velocidad de propagación de ultrasonidos en cada una de las muestras preparadas, y al refrentado y ensayo a compresión de todas aquellas muestras cuya longitud y estado lo permitían.

Todas las muestras obtenidas del núcleo de los pilares fueron ensayadas a compresión. Asimismo ensayamos aquellas muestras de la zona intermedia con longitud suficiente para su ensayo, aunque en este caso con carácter únicamente complementario, pues éramos conscientes de que resultaría prácticamente imposible interpretar inequívocamente los resultados que se obtuvieran.

En el estudio de purga de valores aberrantes efectuado observamos que, con respecto a los resultados obtenidos en muestras procedentes de elementos no dañados, el valor máximo de resistencia obtenido, aunque se separara de forma manifiesta de los restantes, no resultaba aberrante desde el punto de vista estrictamente estadístico, de acuerdo con el criterio de Dixon y Massey. En la práctica, aunque se anulara el valor máximo a que nos hemos referido, los estadísticos fundamentales de la población no presentaban variación que fuera técnicamente apreciable desde el punto de vista técnico en el rango de resistencias a compresión del hormigón que hemos obtenido.

En cuanto a los valores de resistencia a compresión de las porciones internas de los testigos obtenidos en los pilares dañados, la situación es idéntica, aunque debemos señalar que en este caso técnicamente subsiste alguna duda, dado que todos los valores de resistencia a compresión inferiores se concentran precisamente en los testigos extraídos de los pilares de una planta específica, concretamente la planta 12.

Los valores más representativos obtenidos en el estudio se expresan en el Cuadro nº 3 siguiente:

**CUADRO Nº 3**  
**RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN EN LA ZONA DEL NÚCLEO DEL PILAR**

CONCEPTO	PLANTAS NO AFECTADAS (MPa)	PLANTAS AFECTADAS (MPa)
Valor máximo	49,5	46,6
Valor mínimo	25,8	19,6
Valor medio	35,1	32,6
Desv. típica (Coef. Var.)	6,76 (19%)	5,87 (18%)
Límite superior al 95%	46,2	42,3
Límite inferior al 95%	23,9	22,9

Los resultados que se reflejan en el Cuadro anterior implican que estadísticamente no puede considerarse, con el 95 % de nivel de confianza, que exista diferencia significativa ni en la media ni en la desviación típica entre la población formada por las muestras sacadas de las plantas afectadas, incluso tras su desmontaje, y la constituida por los testigos extraídos de elementos no afectados por el incendio.

El análisis de la dispersión de las resistencias indicó que ésta no tiene relación alguna con la planta en que se han sacado los testigos – con la salvedad indicada anteriormente para las muestras obtenidas de pilares dañados en la planta 12 – por lo que entendemos que podemos descartar como causa probable de error de procedimiento la hipótesis de un posible cambio de dosificación o suministro en un momento determinado a lo largo de la obra, con lo que se hubieran mezclado valores procedentes de poblaciones diferentes.

Tampoco hemos observado que exista diferencia clara entre los resultados obtenidos en los testigos extraídos de las vigas de gran canto respecto a los procedentes de los pilares, pese a que la resistencia característica de proyecto era diferente en ambos casos. Ello es debido fundamentalmente, a que la mayor dispersión de resultados se localiza precisamente en las vigas de gran canto de la planta Técnica I, en la que la diferencia entre el mayor y el menor valor de resistencia a compresión de los testigos ensayados es de 19,7 N/mm<sup>2</sup>. En los pilares y pantallas la mayor dispersión aparece en las plantas 1ª y 2ª, en que dicha diferencia alcanza los 14,75 N/mm<sup>2</sup>.

hypothesis that the dosage or supply may have been changed some time during the works, whereby values from different populations would have been mixed, can be ruled out as a probable cause of error.

Nor was any clear difference found between the results obtained in the samples taken from the deep beams and the results for the column samples, despite the fact that the design called for different characteristic strengths for the two members. This was essentially due to the fact that the greatest dispersion of results was located in the deep beams on plant storey 1, where the difference between the highest and lowest compressive strength values for the samples was 19.7 N/mm<sup>2</sup>. The widest range of values for columns and walls was found on storeys 1 and 2, where the difference amounted to 14.75 N/mm<sup>2</sup>.

### 4.3. Laboratory Trials

Each of the specimens set aside for thermal treatment was cut into two samples, one of which was dried for 18 hours in an oven at 50 °C to make the results comparable to those obtained for the - presumably dried - core of the damaged columns. The others were treated for six hours: two at 400 °C, two at 500 °C and the remaining two at 700 °C.

Table 4 shows the compression test results obtained for the thermally treated samples.

**TABLE 4**  
**SPECIMEN STRENGTH AFTER THERMAL TREATMENT**

TREATMENT	MINIMUM STRENGTH (N/mm <sup>2</sup> )	MAXIMUM STRENGTH (N/m <sup>2</sup> )	MEAN STRENGTH (N/mm <sup>2</sup> )
18 hours at 50 °C	27.1	44.9	34.6
6 hours at 400 °C	14.7	26.4	20.6
6 hours at 500 °C	20.4	21.1	20.8
6 hours at 700 °C	9.5	10.6	10.0

The pulse velocity was likewise determined for each of the sections into which the cores were cut as described above to be able to sample different depths separately.



**Figura 27. Tratamiento en horno de muestras de hormigón**  
**Figure 27. Thermal treatment of concrete samples**

The pulse speed ( $V_p$ ) data obtained for the core samples not thermally treated in the laboratory are given in the following table, where they are expressed in terms of the velocity measured before taking the sample ( $V_{p0}$ ):

### 4.3. Determinaciones en laboratorio

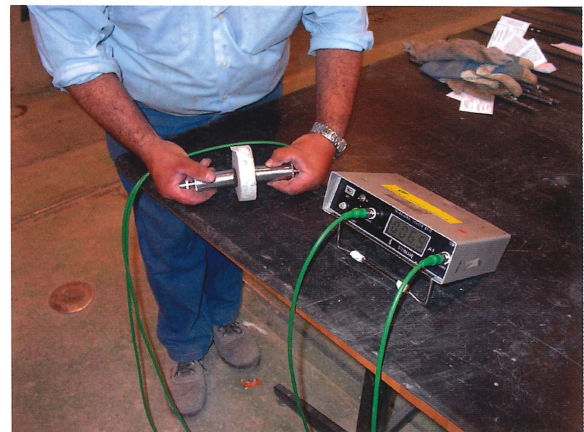
Cada una de las probetas separadas para tratamiento térmico se talló en dos muestras, de las cuales una de ellas, que serviría como comparación, se secó manteniéndola en horno a 50 °C durante 18 horas, con el fin de que los resultados fueran comparables con los obtenidos del núcleo, presuntamente desecado, de los pilares de zonas dañadas, mientras que las restantes se trataron en el horno manteniendo durante seis horas dos de ellas a 400 °C, otras dos a 500 °C y las dos restantes a 700 °C.

Los resultados del ensayo a compresión de las muestras tratadas térmicamente, fueron los que se reflejan en el Cuadro n° 4:

**CUADRO N° 4**  
**RESISTENCIA DE PROBETAS TRAS TRATAMIENTO TÉRMICO**

TRATAMIENTO	RESISTENCIA MÍNIMA (N/mm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA MÁXIMA (N/m <sup>2</sup> )	RESISTENCIA MEDIA (N/mm <sup>2</sup> )
18 horas a 50 °C	27,1	44,9	34,6
6 horas a 400 °C	14,7	26,4	20,6
6 horas a 500 °C	20,4	21,1	20,8
6 horas a 700 °C	9,5	10,6	10,0

Procedimos también a la determinación de la velocidad de pulsación en cada una de las lajas en que iban cortándose los testigos de la forma que hemos explicado anteriormente para la obtención de las muestras a diferentes profundidades.



**Figura 28. Ensayo por ultrasonidos de muestras obtenidas de los testigos**  
**Figure 28. Ultrasonic testing of sections of core samples**

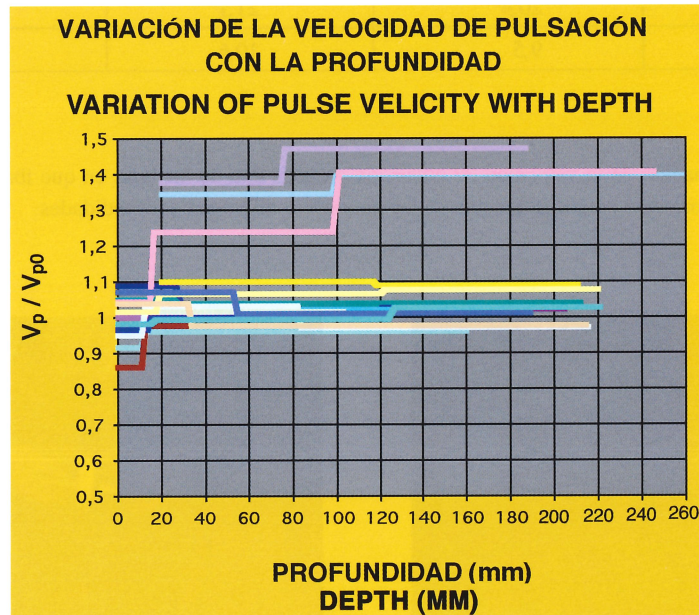
Con respecto a los testigos no tratados térmicamente en Laboratorio, en las muestras procedentes de zonas no dañadas obtuvimos los datos de velocidad de propagación ( $V_p$ ) que se expresan en el cuadro siguiente en relación con la velocidad medida antes de extraer el testigo ( $V_{p0}$ ):

**TABLE 5**  
**VARIATION IN PULSE VELOCITY WITH DEPTH IN UNDAMAGED CONCRETE**

Sample	$V_p/V_{p0}$		Estimator F		Type of dispersion
	Mean	Std dev.	Degrees of freedom	F	
0 (outermost)	0.995	0.065	9	0.581	Random
1 (intermediate)	1.018	0.035	13	0.034	Random
2 (innermost)	1.036	0.039	4	0.546	Random
0 + 1 + 2	1.018	0.033	14	0.0003	Random

It will be noted that whilst concrete compactness declined from inward out, the results varied only slightly.

Figure 29 shows the  $V_p/V_{p0}$  ratio in the samples tested: the horizontal segments of the curves correspond to the lengths of the different sample sections. The three curves at the top of the graph represent three specimens taken from damaged storeys.



**Figura 29. Variación relativa de la velocidad de pulsación con la profundidad**  
**Figure 29. Relative variation in pulse velocity with depth**

#### 4.4. Interpretation of test results

##### 4.4.1. Strength - velocity regression analysis

Figure 30 contains a graphic illustration of the results of regression analysis run on the values found for specimens extracted from undamaged zones.

The chief regression parameters are as follows: (units:  $N/mm^2$  and  $km/s$ )

- Regression curve:  $f_c = 0.1817 V_p^4 - 10.79$ .
- Standard error, coefficient of  $V_p^4$ : 0.056.
- Standard error of the independent term: 14.55.
- Value of the F statistic: 10.55 for 8 degrees of freedom. Non-random distribution.

**CUADRO N° 5**  
**VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD DE PULSACIÓN CON LA PROFUNDIDAD EN HORMIGÓN SANO**

Muestra	$V_p/V_{p0}$		Estimador F		Calificación de de la dispersion
	Media	Desv. típica	Grados de libertad	F	
0 (exterior)	0,995	0,065	9	0,581	Aleatoria
1 (intermedia)	1,018	0,035	13	0,034	Aleatoria
2 (interna)	1,036	0,039	4	0,546	Aleatoria
0 + 1 + 2	1,018	0,033	14	0,0003	Aleatoria

Puede apreciarse levemente el efecto de la menor compacidad del hormigón al acercarse a la superficie y que la variación entre resultados es, en cualquier caso, pequeña.

En la Figura 29 hemos representado la relación  $V_p/V_{p0}$  en las muestras ensayadas, correspondiendo los tramos horizontales a las longitudes de las diferentes lajas. Los tres diagramas que se destacan en la parte superior del gráfico corresponden a tres probetas obtenidas en plantas dañadas.

#### 4.4. Interpretación de resultados de ensayo

##### 4.4.1. Análisis de regresión resistencias – velocidades.

El resultado obtenido en el análisis de regresión con los resultados obtenidos de probetas extraídas en zonas no dañadas se expresa gráficamente en la Figura 30.

Los parámetros fundamentales de la regresión son los siguientes: (uds: N/mm<sup>2</sup> y km/s)

- Curva de regresión:  $f_c = 0,1817 V_p^4 - 10,79$ .
- Error típico del coeficiente de  $V_p^4$ : 0,056.
- Error típico del término independiente: 14,55.
- Valor del estadístico F: 10,55 para 8 grados de libertad. Distribución no aleatoria.
- Error típico de la regresión: 4,72.
- Coeficiente de correlación: 0,754.

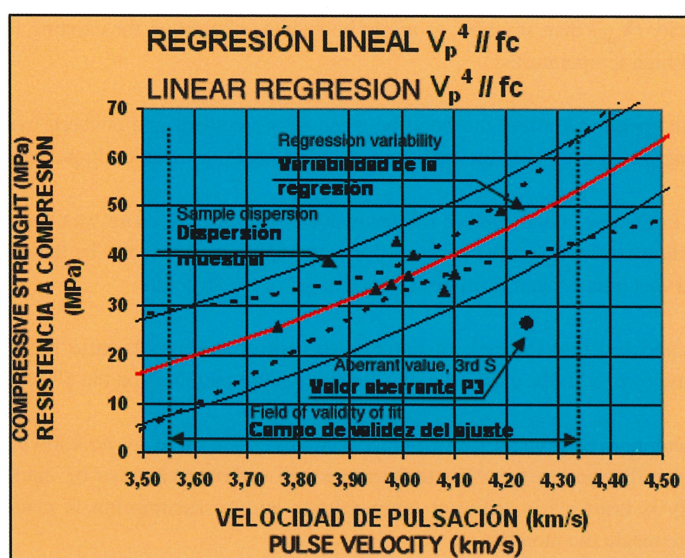


Figura 30. Estudio de regresión velocidad/resistencia  
 Figure 30. Pulse velocity/strength regression analysis

- Standard error of the regression: 4.72.
- Correlation coefficient: 0.754.

In the process of analyzing and discarding aberrant values conducted prior to running the regression, an anomaly was detected in the values obtained in one of the samples, as can be seen in the above-mentioned graph, where an inordinately high propagation velocity value was found for the concrete strength obtained.

This anomaly is believed to be due, in all likelihood, to the fact that the pulse was propagated essentially by a stirrup close to the test zone. This sample was consequently eliminated before running the regression analysis.

#### **4.4.2. Determination of maximum depth of concrete affected**

As a general rule, the chief factor considered when evaluating the residual safety of a reinforced concrete structure is the concrete-reinforcement bond, which is severely damaged during a fire and particularly during the cooling phase.

The procedure most commonly used to study this factor is the analysis of the results of ultrasonic testing of presumably damaged members. This is because the ultrasonic propagation velocity through the concrete is acutely impacted by temperatures of over 200 or 300 °C, i.e., the temperature at which the risk of differential expansion between the reinforcement bars and the concrete climbs to inadmissible values and the bond between the two is broken as the structure cools.

The main disadvantage to this procedure is that interpretation of the results is highly complex. Calibration tests must inescapably be conducted on control samples taken from different areas of the structure to evaluate the initial condition of the concrete and determine the propagation velocity in the undamaged material, taking account of the impact that the differences in area of placement, consolidation or composition of the concrete may have on the dispersion of the results.

Moreover, a precise evaluation of the thickness of the area of concrete damaged would call for a knowledge of the pulse velocity distribution in the layer affected by the high temperatures, which is unobtainable in practice.

The usual procedure to overcome these difficulties is to assume that the velocities are linearly distributed in the damaged area, an assumption that obviously affords a larger safety margin, inasmuch as propagation velocity rises rapidly with depth. With this approach, given the velocity in the undamaged core and the dimensions of the member in question, all it takes to determine the maximum depth at which temperatures capable of damaging bonds were reached is to define a reference velocity on the surface of the concrete.

The results of the thermal treatment tests, illustrated in Figure 31, clearly show the close fit between residual strength ( $f_{c\theta}$ ) and performance at high temperatures of concrete made with siliceous aggregate as recommended by Eurocode EN 1992-1-2.

The effect is higher, for pulse velocity ( $V_{p\theta}$ ) than strength, as might be expected based on the existing literature on the behaviour of the former parameter in the presence of high temperatures.

The greatest depth at which high temperatures affect the bond between reinforcement and concrete was estimated on the basis of the results of the ultrasonic test assuming, in keeping with the traditional method, that the variation in pulse velocity was linear.

The propagation velocity recorded in the tests conducted in the areas not impacted by the fire was used as the reference velocity in the undamaged concrete, while the reference velocity on the surface of the member was defined to be the minimum value deduced from the laboratory tests on thermally treated specimens taken from undamaged areas of the structure.

The values obtained foreseeably showed that the risk of damage to reinforcement-concrete bonds due to the intense heat was inadmissibly high throughout the structure, with the exception of a few individual members on the 5<sup>th</sup> storey.

Estimating the effect on concrete compressive strength is even more complex, since there are no known non-destructive testing methods able to provide direct information on this parameter. Nonetheless, a rough estimate can also be made from the results of ultrasonic testing, if the propagation velocity is known for different temperatures and an assumption is made about the distribution of the temperatures reached by the concrete inside the member.

El análisis de purga de valores aberrantes efectuado previamente al establecimiento de la regresión detectó la existencia de una anomalía en los valores obtenidos en una de las muestras, tal y como puede verse en el gráfico anterior, con la existencia de una velocidad de propagación desmesuradamente alta para la resistencia obtenida en el hormigón.

En nuestra opinión esta anomalía es debida, con gran probabilidad, a que el impulso se haya propagado fundamentalmente por un estribo próximo a la zona de ensayo. Por esta razón, esta muestra fue eliminada en el establecimiento de la regresión

#### 4.4.2. Determinación del espesor de hormigón afectado

El aspecto condicionante para evaluar la seguridad residual de una estructura de hormigón armado tras un incendio es, por regla general, la adherencia de las armaduras, que queda gravemente dañada durante el fuego y, especialmente, durante la fase de enfriamiento.

Para estudiar este aspecto el procedimiento más usado es el análisis de los resultados de una prospección ultrasónica sobre los elementos presuntamente dañados. Ello es debido a que la velocidad de propagación de ultrasonidos a través de la masa de hormigón se ve fuertemente afectada para temperaturas de más de 200 a 300 °C, temperatura que coincide con aquella en que comienza a ser inadmisibile el riesgo de que la dilatación diferencial entre las armaduras y el hormigón produzca fenómenos de rotura de adherencia durante el enfriamiento de la estructura.

El inconveniente principal de este procedimiento es que la interpretación de resultados es delicada. Para evaluar el estado inicial del hormigón, es preciso realizar ineludiblemente ensayos de tarado sobre muestras en vacío en diferentes zonas de la estructura, con el fin de determinar la velocidad de propagación en el hormigón sano de la estructura y tener en cuenta la dispersión de resultados por zona de hormigonado, diferencias de compactación o diferencias de composición del hormigón.

Además, para realizar una evaluación precisa del espesor de la zona de hormigón afectada sería necesario conocer la distribución de velocidades de pulsación en la capa afectada por las altas temperaturas, lo que resulta irrealizable en la práctica.

Para solventar la dificultad indicada, el procedimiento usual es admitir que la ley de distribución de velocidades en la zona afectada es lineal, lo que, obviamente, está del lado de la seguridad, pues la velocidad de propagación real se incrementa rápidamente con la profundidad. Con ello basta con definir una velocidad de referencia en la superficie del hormigón para determinar, conociendo la velocidad en el núcleo no afectado y las dimensiones del elemento, la profundidad en que se han podido alcanzar temperaturas capaces de dañar la adherencia.

Los ensayos realizados en horno, cuyos resultados se expresan gráficamente en la Figura 31 muestran una tendencia a un notable ajuste de la variación de la resistencia residual ( $f_{c,r}$ ) con la curva de comportamiento a altas temperaturas de los hormigones de áridos silíceos preconizada por el Eurocódigo EN 1992-1-2.

Con respecto a las velocidades de pulsación ( $V_{p0}$ ), se aprecia que el efecto es porcentualmente más acusado que en la resistencia, como era esperable de acuerdo con la bibliografía existente sobre el comportamiento de este parámetro frente a altas temperaturas.

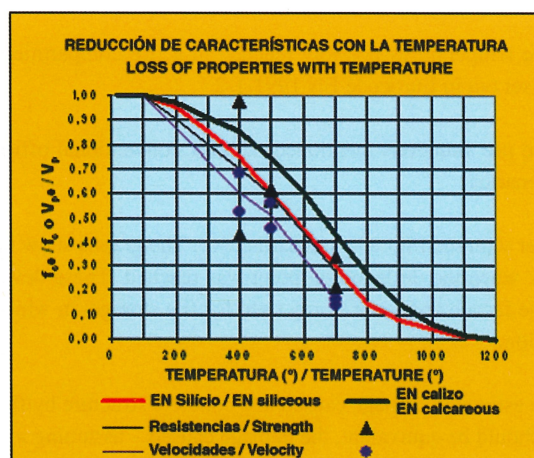


Figura 31. Influencia de la temperatura en la resistencia y la velocidad de pulsación

Figure 31. Impact of temperature on strength and pulse velocity

---

It should also be assumed, again for enhanced safety, that the bearing capacity of the concrete on the outer ring of the structural members exposed to temperatures of 500 °C declined irrecoverably.

The drawback in this case is that the temperatures reached inside the member depend on the heating process and this, as discussed below, is highly sensitive to the dual effect of ventilation, i.e., cooling the gas and supplying the oxidizer.

This problem was circumvented by a trial and error method involving the use of the data on the maximum depth affected by the fire as found with the tests run on the core specimens taken from damaged areas. The results were observed to provide a good fit to the theoretical model for curtain wall fracture in a scenario in which 30% of the surface area of the facade is open, as discussed in the following section.

Based on this hypothesis about behaviour, isotherms were determined for standard column sections, from which it was concluded that the analysis could be conducted would ensure sufficient safety where the variation in the ultrasonic propagation velocity was assumed to be divided into three zones:

- A first zone, to a depth equal to 2.5% of the total depth affected – defined to be the depth where temperatures were estimated to have reached 100 °C -, where temperatures of over 800 °C were reached and the pulse velocity was assumed to be constant at 7% of the velocity corresponding to the undamaged concrete reference temperature established.
- A second zone where the pulse velocity varies with the temperature reached. Be it said that the results obtained in the laboratory tests, while concurring very well with the findings published in the literature consulted for temperatures of 700 °C, established pulse velocities up to 35% higher for temperatures of 400 and 500 °C. The values of pulse velocity variation were therefore corrected as proposed in such literature were therefore corrected to adapt them to the values obtained in this case, because assuming lower velocities in the damaged area would have led to perilously unsafe estimates of the total depth affected.
- An inner zone where the temperature did not reach 100 °C and the reference pulse velocity underwent no perceptible change.

Based on these considerations, the propagation times through the piece can be readily integrated as a function solely of the thickness of the area affected. Consequently, the location of the 500 °C isotherm can be defined by comparing the results obtained to the propagation time values actually measured during the tests.

Figure 32 shows the estimates of the maximum depth at which the compressive strength of the concrete was irreversibly impacted.

## 5. DISCUSSION

Estimating the temperatures reached during the fire is no simple task, given the sequence of events, the different fire loads on the various storeys – depending on file storage density – and the behaviour of the curtain wall, which collapsed totally in some areas and only partially in others.

A conventional estimate was made of the temperatures possibly reached in a fire compartment with characteristics comparable to the building in question, applying the criteria set out in Eurocode EN 1991-1-2.

The estimate was run for the two extreme use situations mentioned, i.e., for conventional offices only or for storing non-compact files only, and for two curtain wall collapse scenarios.

The results are given in Figure 33, together with the ISO 834 standard curve. The graphs show that temperatures declined when the glass in the curtain wall broke and rose steeply when the deflagration point was reached. These developments are particularly visible for the scenario envisaging collapse of 65% of the facade area on a storey used for file storage, in which case the supply of oxygen is sufficient to cause intense and generalized deflagration.

According to the Radogna criterion on the estimated damage caused to a concrete structure by fire, based on the assumption that the areas under the parametric and ISO834 curves should be equivalent, the damage caused – assuming a collapse of 65% of the curtain wall area - would be equivalent to 55 minutes of exposure to standard fire for conventional offices only and 133 minutes of exposure to standard fire for file storage.



La estimación de la profundidad alcanzada por altas temperaturas en la adherencia de las armaduras al hormigón, ha sido efectuada a partir de los resultados de la prospección ultrasónica por el método tradicional de considerar variación lineal de las velocidades de pulsación.

Como velocidad de referencia en el hormigón sano hemos considerado la velocidad de propagación media que hemos registrado en los ensayos efectuados en las zonas no afectadas por el fuego y como velocidad de referencia en la cara externa del elemento, la mínima deducida a partir de los ensayos efectuados en Laboratorio sobre probetas extraídas de zonas no dañadas de la estructura y tratadas térmicamente en horno.

Los valores obtenidos indicaban, como era previsible, que el riesgo de que la adherencia de las armaduras hubiera quedado dañada por las temperaturas alcanzadas era inadmisibles en toda la estructura, salvo en algunos elementos aislados de la planta 5.

Con respecto al efecto producido en la resistencia a compresión del hormigón, la estimación de la profundidad afectada es aún más complicada, pues no se conocen métodos de ensayo no destructivo que puedan dar una información directa sobre este parámetro. Sin embargo, es posible también realizar una estimación aproximada a partir de los resultados de la prospección ultrasónica, conociendo la velocidad de propagación a diferentes temperaturas y haciendo una hipótesis sobre la distribución de las temperaturas alcanzadas por el hormigón en el interior de la pieza.

Admitimos también, del lado de la seguridad, que el hormigón ha debido sufrir una pérdida generalizada de su capacidad resistente de forma irrecuperable en la corona exterior de los elementos estructurales que haya alcanzado los 500 °C.

El inconveniente en este caso está en que las temperaturas alcanzadas en el interior de la pieza son función del proceso de calentamiento, y éste, veremos posteriormente, es muy sensible al grado de ventilación, tanto por lo que supone de enfriamiento del gas como en lo que supone de aporte de comburente.

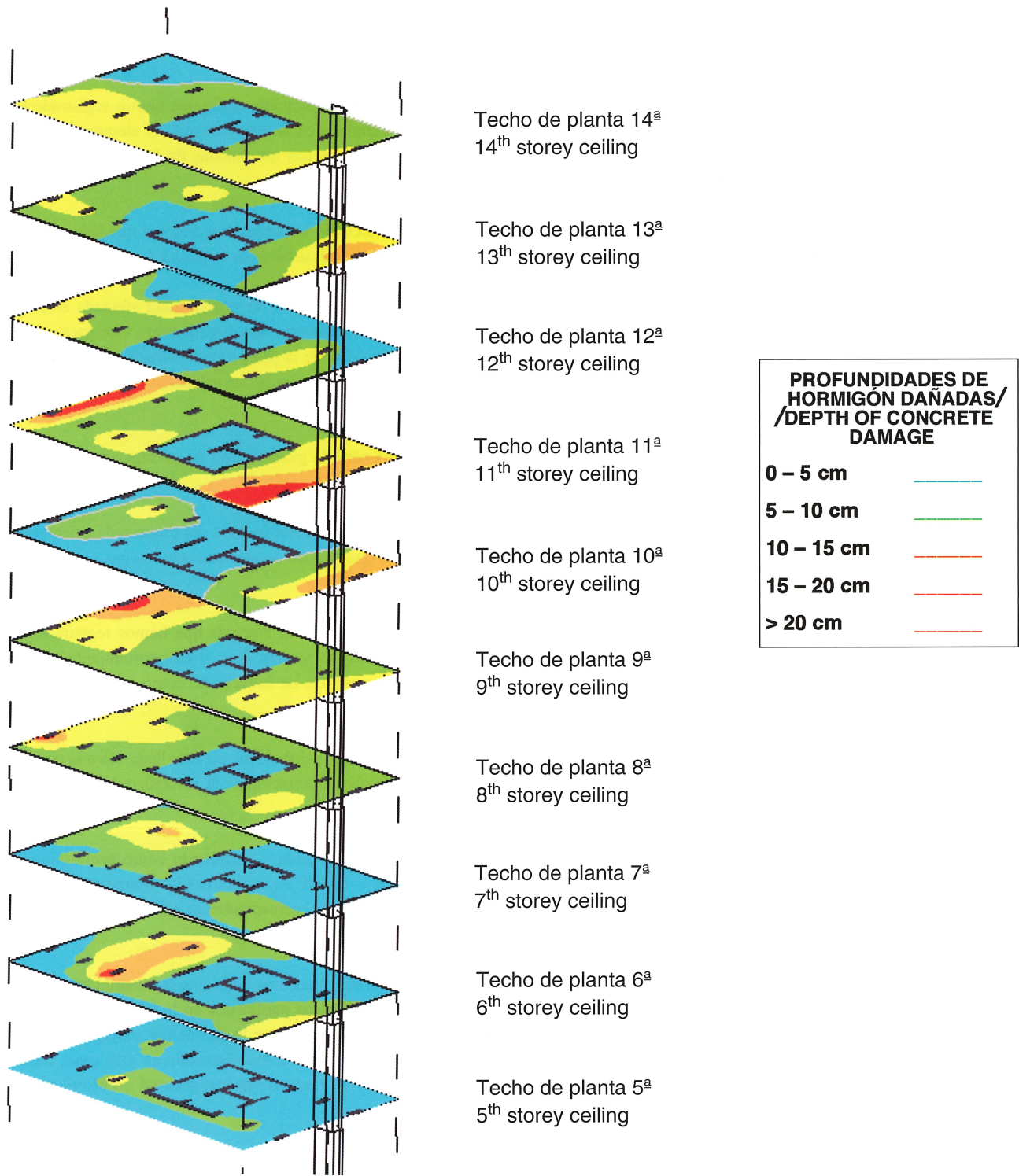
Para solventar este problema hemos procedido por tanteos a partir de los datos de profundidad afectada que hemos registrado en los testigos ensayados obtenidos de zonas dañadas, y hemos observado que los resultados se ajustan bien al comportamiento teórico de fractura del muro cortina en forma de que se produzca una abertura del 30% de la superficie de la fachada, como comentaremos en el apartado siguiente.

A partir de esta hipótesis de comportamiento, hemos determinado las isotermas en la sección tipo de los pilares, llegando a la conclusión de que el análisis puede efectuarse con suficientes garantías de seguridad admitiendo que la variación de la velocidad de propagación de los ultrasonidos se distribuye en tres zonas:

- Una primera zona, de una profundidad equivalente al 2,5% de la profundidad total afectada – definiendo como profundidad total afectada aquella en que se estima que se han alcanzado temperaturas superiores a 100 °C –, en la cual las temperaturas han sido superiores a 800 °C, y la velocidad de pulsación se supone constante e igual al 7% de la correspondiente a la temperatura adoptada como de referencia en el hormigón sano.
- Una segunda zona en que la velocidad de pulsación varía con la temperatura alcanzada. Hacemos notar que los resultados que hemos obtenido en los ensayos efectuados en Laboratorio, aunque coinciden notablemente con los publicados en la bibliografía consultada para 700 °C, suponen velocidades de pulsación hasta un 35% superiores para 400 °C y 500 °C, por lo que hemos corregido los valores de variación de la velocidad de pulsación propuestos en dicha bibliografía para adaptarlos a los obtenidos en este caso, dado que admitir menores velocidades en la zona dañada supondría efectuar estimaciones del lado de la inseguridad en el cálculo de la profundidad total afectada.
- Una zona central, en que la temperatura no ha llegado a alcanzar los 100 °C y la velocidad de pulsación de referencia no se ha visto alterada sensiblemente.

A partir de estas consideraciones, es inmediato efectuar la integración de los tiempos de recorrido a lo largo de la pieza, que resulta función exclusivamente del espesor de la zona afectada, y comparando el resultado obtenido con el valor de tiempo de recorrido realmente medido en los ensayos efectuados, determinar la ubicación de la isoterma de 500 °C.

En la Figura 32 representamos los valores obtenidos en la estimación realizada de la profundidad de la capa de hormigón en la que la resistencia a compresión ha podido verse afectada de forma irreversible.



**Figura 32. Profundidades estimadas de la capa de hormigón equivalente dañada en el techo de las plantas inferiores**  
**Figure 32. Estimated depths of equivalent concrete damage in lower storey ceilings**

If 30% of the facade is assumed to collapse, the above figures soar to 96 minutes of exposure for offices and 250 minutes for file storage, findings that concur more closely with the damage actually observed in the structure.

## 5. COMENTARIOS

La estimación de las temperaturas alcanzadas a lo largo del desarrollo del incendio presenta una considerable dificultad, dadas las características de su desarrollo, la diferente carga de fuego en las distintas plantas – en función de la densidad de archivos – y el comportamiento del muro cortina que, según las zonas, puede colapsar total o parcialmente.

Hemos realizado una estimación convencional de las posibles temperaturas alcanzadas en un sector de fuego de características análogas a las de una planta del edificio incendiado, aplicando los criterios del Eurocódigo EN 1991-1-2.

La estimación ha sido efectuada para las dos situaciones extremas, de toda la planta dedicada a oficinas convencionales y toda la planta dedicada a archivos no compactos, y en dos hipótesis de colapso del muro cortina.

Los resultados se representan en la Figura N° 33, en relación con la curva normalizada ISO 834. En los gráficos se aprecia el enfriamiento producido por la rotura del vidrio del muro cortina y el importante incremento de temperatura al alcanzarse el punto de deflagración, especialmente notable en la planta de archivos en la hipótesis de que el colapso afecte al 65 % de la superficie de la fachada, en que el aporte de oxígeno es suficiente para producir una deflagración intensa y generalizada.

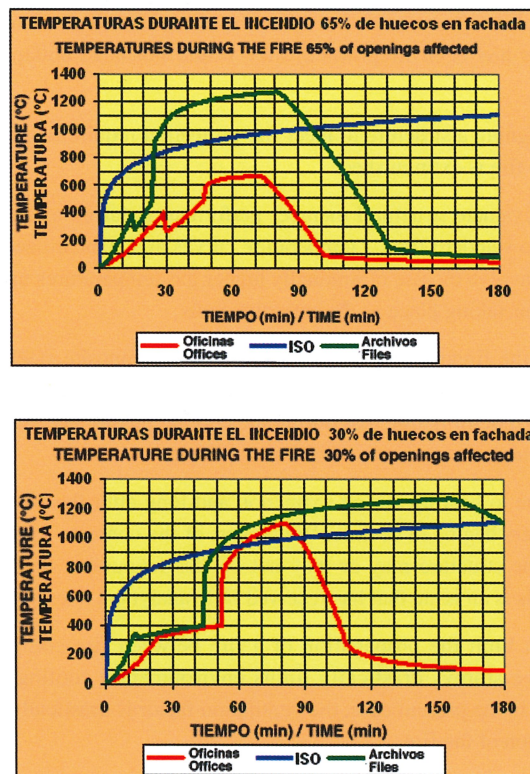


Figura 33. Temperaturas teóricas en un sector de incendio  
Figure 33. Theoretical temperatures in a fire compartment

Admitiendo el criterio de Radogna sobre la estimación del daño producido por el fuego a una estructura de hormigón, basado en la equivalencia de áreas de la curva paramétrica y de la curva ISO834, obtenemos que el daño producido sería equivalente, en el caso de admitir un colapso del 65% de la superficie del muro cortina, a 55 minutos de exposición al fuego normalizado en la hipótesis de que toda la planta estuviera dedicada a oficinas convencionales y a 133 minutos de exposición al fuego normalizado en la hipótesis de que toda la planta estuviera dedicada a archivos.

En el caso de que el colapso supusiera el 30% de la superficie de la fachada, las cifras anteriores se elevan drásticamente, hasta los 96 minutos en el caso de planta de oficinas y los 250 minutos en el caso de planta de archivos, lo que concuerda más razonablemente con los daños que efectivamente presenta la estructura.

## 6. CONCLUSIONS

On the grounds of the tests and studies conducted by INTEMAC it was possible to:

- Deploy the most suitable means to demolish the building, substantiate the residual bearing capacity of the structure, determining that it would be able to accommodate the equipment used, and identify the high risk areas – a term that in this case may appear to be scarcely significant, since the entire operation could be regarded to be highly risky - where the demolition teams would have to proceed with utmost precaution.
- Design additional safety measures to work safely in the most hazardous areas and thereby minimize the risk of accident.
- Design and verify a method based on non-destructive tests to estimate the maximum depth at which the damage to the concrete would affect its bearing strength.
- Conduct research, still underway, to evaluate the suitability of the standard governing fire resistance requirements.

The following chief lessons were learnt from the study performed:

- The Windsor building concrete structure performed extraordinarily well in a severe fire and clearly much better than would have been expected had the existing legislation for concrete structures been strictly applied. The need for due fireproofing of steel members to guarantee their performance in the event of fire was reconfirmed. Given the performance of these members on the storeys that had been fireproofed, it is highly plausible, although it can obviously not be asserted with absolute certainty, that if the fire had broken out after the structure on the upper storeys had been fireproofed, they would not have collapsed and the accident would very likely wreaked substantially less destruction.
- There is a clear difference between designing a structure to meet fire protection requirements and appraising the bearing strength of a structure that has burned down, after the fire is extinguished.

The existing legislation is designed to evaluate structural member performance during a fire taking account, among other details, of fire-fighter safety. Both the references to standard time – temperature curves and standardized validation tests for precast members or construction and/or protection systems involve the use of gradually higher gas temperatures up to a specified maximum. Consequently, these results fail to consider developments taking place as the structure cools.

- It is absolutely essential to ensure that the fireproofing on the steel parts in composite steel and concrete structures is installed and maintained with the same care as on structures made only of steel, since the wide gap between the cooling rates for steel and concrete elements translates into highly differential deformation that during the cooling phase may cause support piece anchors to break – such as in the present case – or generate very high stress on mixed beam couplings.
- In concrete structures, members continue to heat up during extinction and long after the gas reaches its maximum temperature, even though the temperature on the outer layers begins to decline. Whilst part of the concrete recovers a substantial fraction of its strength during cooling, the final condition of the structure may or may not be less favourable than when the gas temperature was highest, depending on each specific case. And this is an issue that has received little analytical attention to date.
- Scrupulous upkeep of the systems that limit the propagation of a fire between fire compartments is absolutely imperative. The existence of fire on several consecutive storeys drastically limits environmental cooling by a supply of outside air. Where the inflowing air is very hot and rarefied, as in the present case, the ventilation factor is drastically reduced, resulting in an increase in both the maximum temperature and the duration of the fire.

## 7. ACKNOWLEDGEMENTS

The Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC) and INDAG, S.A. wish to thank the demolition works awardee, CONSTRUCCIONES ORTIZ S.A., for the trust deposited in them, which made the research described in this paper possible. Particular thanks go to the Company's engineers José Antonio García de Miguel, José Ignacio Fandiño, Silvia López Cavero and Miguel Ángel García Montserrat for ensuring the safety of all the on site personnel.

Finally, the authors express their gratitude to Madrid's Municipal Engineering Services and especially to Emilio García de Burgos, architect and site manager for the demolition works, for their assistance and co-operation, which greatly facilitated the tasks performed in and around the building.

## 6. CONCLUSIONES

Los ensayos y estudios realizados por INTEMAC han permitido:

- Utilizar los medios más adecuados para proceder a la demolición, justificando que la capacidad residual de la estructura permitía emplear los equipos utilizados, y previniendo las zonas de alto riesgo – aunque en este caso dicho término pueda parecer un contrasentido, pues toda la operación podría considerarse como de alto riesgo – para poder actuar sobre ellas con las máximas precauciones.
- Diseñar las medidas de seguridad adicionales para actuar con suficientes garantías en las zonas más conflictivas y minimizar así el riesgo de accidentes.
- Diseñar y comprobar un método de estimación mediante ensayos no destructivos de la profundidad alcanzada por la capa de hormigón dañada por el fuego en su capacidad resistente.
- También se han realizado, y se están aún efectuando, diversas investigaciones para valorar la bondad de la normativa que regula la resistencia al fuego.

Entre las enseñanzas que hemos obtenido del estudio realizado queremos destacar las siguientes:

- El comportamiento de la estructura de hormigón del edificio Windsor al enfrentarse a un incendio severo ha sido extraordinariamente positivo, y claramente más favorable del que hubiera sido esperable por aplicación estricta de la normativa vigente para estructuras de hormigón. En cuanto a los elementos metálicos ha quedado manifiesta, una vez más, la necesidad de un correcto ignifugado para garantizar su comportamiento en situación de incendio.  
Aunque no es posible, evidentemente, asegurarlo con rotundidad, consideramos muy verosímil, dado el correcto comportamiento de estos elementos en las plantas en que ya se encontraban ignifugados, que si el incendio se hubiera producido una vez que se hubiera terminado de colocar la protección de la estructura contra el fuego en las plantas superiores, no se hubiera ocasionado el colapso de estas plantas, y las consecuencias del siniestro hubieran sido, con gran probabilidad, claramente menos destructivas.
- Existe una neta diferencia entre el diseño de una estructura para el cumplimiento de las exigencias de seguridad contra incendios y la pérdida de la capacidad de esa estructura una vez extinguido el incendio.  
La normativa actual está diseñada para evaluar el comportamiento de los elementos estructurales durante el incendio, teniendo en cuenta, entre otros detalles, la seguridad de los equipos de extinción. Tanto las referencias a las curvas normalizadas de tiempo – temperatura como los ensayos de validación normalizados para elementos prefabricados o sistemas de construcción y/o protección se realizan con temperaturas crecientes, hasta la máxima temperatura del gas prevista. Sus resultados no tienen en cuenta, por ello, los fenómenos que se presentan durante la fase de enfriamiento de la estructura.
- Es absolutamente fundamental asegurar el correcto ignifugado de las piezas metálicas de las estructuras mixtas y su mantenimiento, con el mismo cuidado que si se tratara de estructuras totalmente metálicas, pues la muy diferente velocidad de enfriamiento entre los elementos metálicos y de hormigón se traduce en deformaciones diferenciales muy importantes entre ambos, que pueden producir, durante la fase de enfriamiento, la rotura de los anclajes de las piezas de apoyo – como hemos verificado en nuestro caso – o la presencia de sollicitaciones de gran importancia en los conectores de las vigas mixtas.
- En las estructuras de hormigón, el calentamiento hacia el interior de la pieza prosigue durante la fase de extinción, hasta mucho después del instante de la máxima temperatura del gas, aunque comience a disminuir la temperatura de las capas exteriores. Aunque durante la fase de enfriamiento parte del hormigón va a recuperar una fracción importante de su capacidad, dependerá de cada caso particular si la situación final va a ser o no más desfavorable que la existente en el momento de máxima temperatura del gas, y este aspecto está actualmente poco analizado.
- Es absolutamente imprescindible cuidar los sistemas que limitan la propagación del fuego entre sectores de incendio. La existencia de varias plantas consecutivas incendiadas limita drásticamente el enfriamiento del ambiente por aporte de aire exterior, pues el aire aportado entra a alta temperatura y viene enrarecido, por lo que el efecto del factor de ventilación disminuye dramáticamente, como hemos comprobado en nuestro caso. El resultado es un incremento tanto de la temperatura máxima como del tiempo de duración del incendio.

## 7. AGRADECIMIENTOS

El Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC) e INDAG, S.A. desean agradecer a la empresa adjudicataria de las obras de demolición, CONSTRUCCIONES ORTIZ S.A. la confianza depositada, que ha permitido realizar las investigaciones descritas en esta publicación, y en particular a los técnicos de dicha Empresa D. José Antonio García de Miguel, D. José Ignacio Fandiño, D<sup>a</sup>. Silvia López Cavero y D. Miguel Ángel García Montserrat, que velaron por la seguridad de todo el personal interviniente en estos trabajos.

Asimismo, deseamos agradecer a los Servicios Técnicos del Excelentísimo Ayuntamiento de Madrid, en especial a D. Emilio García de Burgos, Arquitecto Director Facultativo de las Obras de demolición, las facilidades proporcionadas en todo momento para la ejecución de las tareas realizadas en el edificio siniestrado.



## CUADERNOS INTEMAC

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

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

Precio de la suscripción Año 2005: 27 €



## ULTIMOS TITULOS PUBLICADOS

### Cuaderno N° 57

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

Autores: **CLAUDIA PATRICIA GARAVITO; J. CALAVERA RUIZ.**

### Cuaderno N° 58

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

Autores: **P. VALDÉS FDEZ. DE ALARCÓN; E. LÓPEZ-CANTÍ CASAS.**

## CUADERNOS DE PROXIMA APARICION

### Cuaderno N° 59

“Pruebas de carga de recepción de las estructuras de la circunvalación de Madrid M-50 y las radiales R-3 y R-5”.

Autor: **J. LEY URZAIZ.**

### Cuaderno N° 60

“Recintos y huecos para instalaciones en edificios de viviendas”.

Autores: **G. MARTÍ ESTÉVEZ; F. VALENCIANO CARLES.**

Consulte lista completa de la Colección

## MONOGRAFÍAS INTEMAC

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

### MONOGRAFÍA INTEMAC N° 5

“Mantenimiento y reparación de paramentos de hormigón”.

Autores: **R. Barrios Corpa, C. Beteta Cejudo, E. Díaz Heredia, Prof. J. Fernández Gómez, J. M<sup>a</sup>. Rodríguez Romero.**

Precio de la Monografía 33 €

### MONOGRAFÍA INTEMAC N° 6

“Patología, técnicas de intervención y limpieza de fábricas de ladrillo”.

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

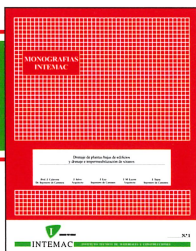
Precio de la Monografía 33 €

### MONOGRAFÍA INTEMAC N° 7

“Estructuras de madera”.

Autores: **J. M<sup>a</sup>. Izquierdo y Bernaldo de Quirós.**

Precio de la Monografía 33 €



## NOTAS DE INFORMACIÓN TÉCNICA NIT

En INTEMAC se producen, con frecuencia, notas de información sobre temas que pensamos que no solamente tienen una utilidad interna sino que pueden resultar interesantes para muchos Técnicos de la Construcción.

### NOTAS DE INFORMACIÓN TÉCNICA NIT 1 (05)

“Estudio experimental sobre la influencia de distintos procedimientos de curado inicial en obra, en la resistencia a compresión de probetas de hormigón”.

Autores: **J. Calavera Ruiz, J. Fernández Gómez, G. González Isabel, J. Ley Urzaiz**

Edición bilingüe (español e inglés) en color.

Precio 11 €



### NOTAS DE INFORMACIÓN TÉCNICA NIT 2 (05)

“El Incendio del Edificio Windsor de Madrid. Investigación del comportamiento al fuego y de la capacidad resistente residual de la estructura tras el incendio”.

Autores: **J. Calavera Ruiz, E. González Valle, J. Díaz Lozano, J. L. Cano Muñoz, J. Fernández Gómez, J. M<sup>a</sup>. Izquierdo y Bernaldo de Quirós, J. Ley Urzaiz.**

Edición bilingüe (español e inglés) en color.

Precio 15,5 €

## VÍDEOS TÉCNICOS

### Muestreo de hormigón fresco. Fabricación y ensayo de probetas de hormigón.

N° 2001 (1-1)

Contempla de forma completa y detallada el proceso de toma de muestras de hormigón fresco en obra, la medida de la consistencia con el Cono de Abrams, fabricación de probetas, curado en obra, transporte al laboratorio, curado en cámara, refrentado y ensayo a compresión.

Esta nueva versión del vídeo 8801 (1), introduce las modificaciones de EHE y un sistema de estudio de la distribución de presiones de la prensa sobre la probeta así como los aspectos particulares del ensayo de hormigones de alta resistencia. 30 minutos - 25 €



### Fabricación y control de calidad de barras y mallas para hormigón armado.

N° 2002 (1-2)

Muestra el proceso de laminación en fábrica de las barras y alambres, la fabricación de mallas y los ensayos de tracción, doblado, arrancamiento de nudos y determinación de las características geométricas del corrugado y el ensayo de Beam-test para la determinación de las características de adherencia. 30 minutos - 25 €



### Compresión centrada en hormigón armado.

N° 2002 (1-4)

Contempla la rotura de siete pilares a escala real, variando resistencias de hormigón desde 25 N/mm<sup>2</sup> a 100N/mm<sup>2</sup>, las cuantías de armaduras, la separación de estribos y la velocidad de carga conectando todo ello con las fórmulas de cálculo. 35 minutos - 25 €



### Flexión simple en hormigón armado.

N° 2002 (1-3)

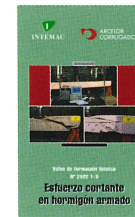
Incluye el ensayo a rotura de cinco vigas a escala real, con diferentes cuantías y diferentes desarrollos de adherencia conectando todo ello con las fórmulas de cálculo. 35 minutos - 25 €



### Esfuerzo cortante en hormigón armado.

N° 2002 (1-5)

Muestra el ensayo a rotura de cinco vigas a escala real, con diferentes formas de rotura por corte (Tracción diagonal, corte flexión, compresión diagonal, etc.) conectando todo ello con las fórmulas de cálculo. 25 minutos - 25 €

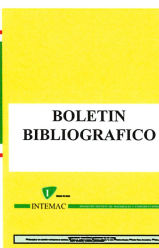


## BOLETÍN BIBLIOGRÁFICO

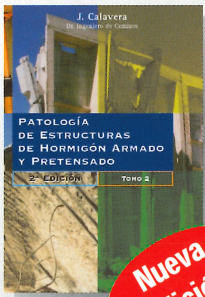
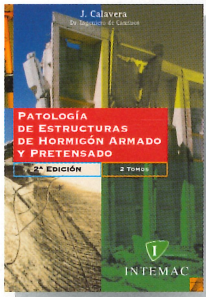
INTEMAC viene realizando desde su fundación un BOLETIN BIBLIOGRAFICO para uso interno, que ofrece, en una lectura rápida, un panorama general de todas las publicaciones técnicas disponibles. Desde 1991, esta publicación bimestral, ha sido puesta a disposición del público.

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) 152 €



# PUBLICACIONES

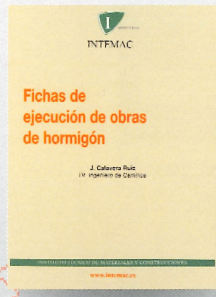


**Nueva edición**

## Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado 2ª edición (2 tomos)

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 120 €



**Nueva publicación**

## Fichas de ejecución de obras de hormigón

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 30 €



**Nueva publicación**

## Ejecución y control de estructuras de hormigón

J. Calavera, P. Alaejos Gutiérrez,  
J. Fernández Gómez, E. González Valle,  
F. Rodríguez García

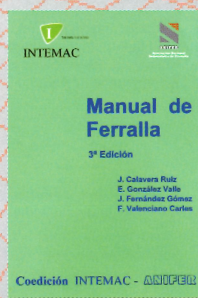
Precio: 100 €



## Manual para la redacción de informes técnicos en construcción

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 72 €



## Manual de Ferralla 3ª edición

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

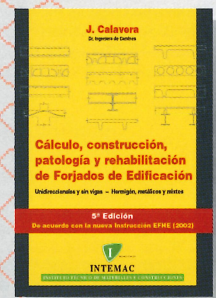
Precio: 38 €



## Proyecto de estructuras de hormigón con armaduras industrializadas

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

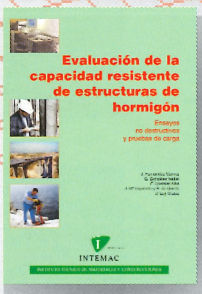
Precio: 47 €



## Cálculo, construcción, patología y rehabilitación de forjados de edificación 5ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 100 €



## Evaluación de la capacidad resistente de estructuras de hormigón

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

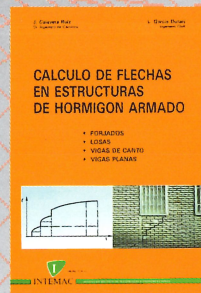
Precio: 58 €



## Muros de contención y muros de sótano 3ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

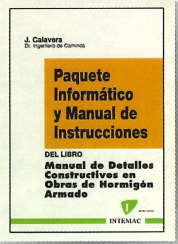
Precio: 71 €



## Cálculo de flechas en estructuras de hormigón armado

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

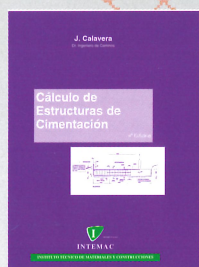
Precio: 50 €



## Manual de detalles constructivos en obras del hormigón armado

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

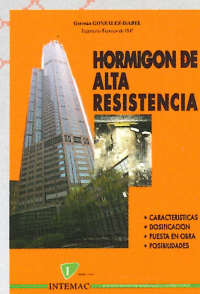
Libro: 112 € - Paquete informático: 198 €



## Cálculo de estructuras de cimentación 4ª edición

J. Calavera (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 71 €



## Hormigón de alta resistencia

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

Precio: 44 €



## Tecnología y propiedades mecánicas de hormigón

A. Delibes (Dr. Ingeniero de Caminos)

Precio: 54 €



INTEMAC

Mario Roso de Luna, 29, Ed. 12 - 28022 MADRID

TEL.: 91 327 74 00 • FAX: 91 327 74 20

e-mail: intemac@intemac.es

www.intemac.es