Revista de Edificación. **RE** • Nº 12 • **Septiembre 1992**

Estudio sobre la incidencia de un cambio de armaduras en un edificio en construcción

ENRIQUE MORALES MÉNDEZ, DR. ARQUITECTO
JOSÉ ANGEL LOPEZ HERNANDO, INGENIERO DE CAMINOS

INDICE GENERAL

1. *Antecedentes*
2. *Objeto*
3. *Incidencia del cambio*
4. *Cuantificación*
5. *Solución propuesta*
6. *Solución propuesta: Alternativa 2*
7. *Solución adoptada*

1. ANTECEDENTES

Durante el control de la ejecución de los forjados de un edificio, realizados con losas nervadas en dos direcciones aligeradas con bloques de hormigón, la Dirección de Obra apreció que se habían colocado algunas armaduras tipo **AEH 400N** en lugar de las de **AEH 500N** prescritas en Proyecto.

La sustitución tuvo lugar en algunos forjados y tan solo en zonas muy determinadas, puesto que se debió a la entrada en obra de una partida equivocada.

La estructura se había calculado de acuerdo con lo establecido en la **Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa y armado**, en su versión **EH-82**.

2. OBJETO

El trabajo tuvo por objeto, de acuerdo con los datos que se poseían:

- Determinar las consecuencias que el cambio del tipo de acero en algunas barras podía tener en el comportamiento de la estructura.
- Definir la solución a adoptar para que las condiciones volvieran a ser similares a las de Proyecto.

3. INCIDENCIA DEL CAMBIO

El problema se centraba en que en algunas barras de refuerzo de forjado se había sustituido el tipo de acero proyectado, **AEH 500N**, por otro de menor límite elástico, **AEH 400N**.

Según los datos de que disponíamos, el cambio se había realizado solamente en algunos redondos Ø20 que afectaban a la armadura longitudinal, tanto a positivos como a negativos, de algunos nervios. Y afectaba también a las armaduras de punzonamiento de algunos capiteles, formada por parejas Ø16 y Ø12 según planos y por parejas Ø16 y Ø14 según el constructor. No afectaba sin embargo al resto de la armadura transversal, de cortante y torsión.

El límite elástico (mínima tensión capaz de producir en el acero una deformación remanente del 2 por 1000) del tipo **AEH 400N** es de 4100 kg/cm^2 y el del tipo **AEH 500N** es de 5100 kg/cm^2.

El comportamiento de ambos tipos de acero es sensiblemente idéntico cuando trabajan por debajo del límite elástico del **AEH 400N**, puesto que tienen el mismo módulo de elasticidad. Por encima de ese límite, mientras que el **AEH 500N** sigue manteniendo su deformación elástica hasta los 5100 kg/cm^2, el **AEH 400N** entra en la zona de fluencia.

Esto significa que en una sección cuyas solicitaciones hicieran trabajar a la armadura a una tensión

próxima a la del límite elástico de proyecto (5100 kg/cm²), si se sustituyera el acero **AEH 500N** por el **AEH 400N** se estaría solicitando a éste dentro de su zona de fluencia. Si se alcanzara el límite de rotura del acero la estructura se rompería por esa sección. En una estructura fuertemente hiperestática como es el emparrillado de los forjados bidireccionales, lo normal es que no se llegue a tal extremo: al entrar en zona de fluencia aumentan las deformaciones sin que la tensión absorbida por el acero se eleve sensiblemente por encima de su límite elástico. Con ello se forman zonas plastificadas (rótulas plásticas) produciéndose una redistribución de tensiones en el resto de la estructura. Es decir, la estructura no se colapsa sino que se adapta. Sin embargo las consecuencias no son inocuas:

- La estructura trabaja de una forma diferente a como ha sido proyectada y calculada.
- Disminuye el nivel general de seguridad de la estructura, pues la redistribución plástica implica el aumento de solicitaciones sobre otras secciones que resisten a costa de sus márgenes de seguridad.
- Aumentan las deformaciones en los elementos con secciones plastificadas, hasta extremos que pueden resultar inadmisibles por sus consecuencias: agrietamiento de solerías, techos, cerramientos, tabiquería, etc. (figura 1).

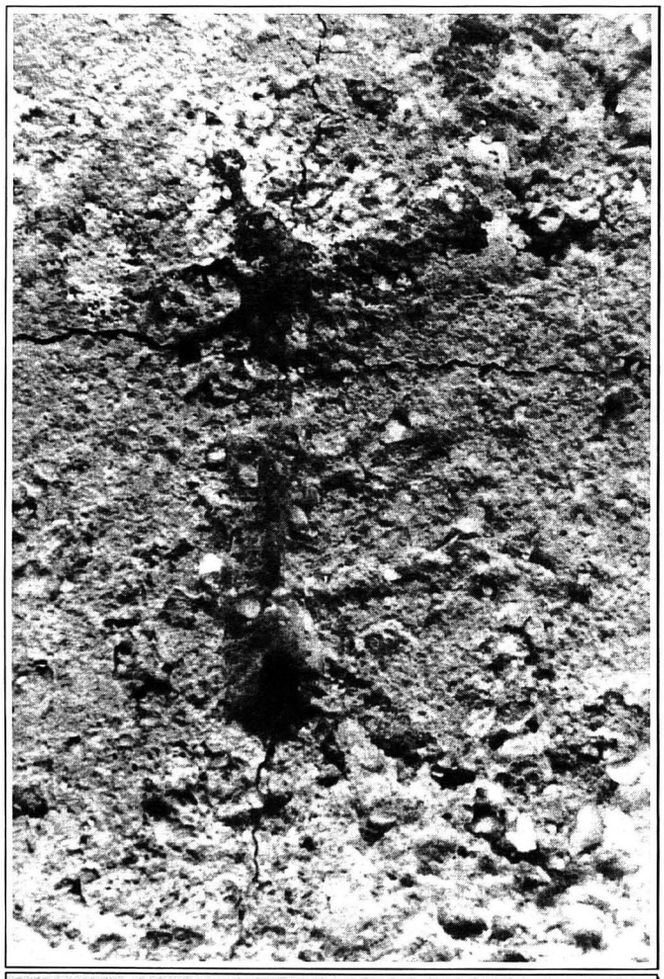

Figura 1

En el caso concreto que nos ocupa los límites elásticos de los aceros proyectado y colocado no eran lejanos. Por tanto, teniendo en cuenta los coeficientes de seguridad con que se opera, en la realidad el acero iba a trabajar por debajo del límite elástico del **AEH 400N**. Esto quiere decir que no era fácil que llegaran a producirse los efectos antes dichos.

Sin embargo, no cabe duda de que se estaba recortando el margen de seguridad de la estructura. Los coeficientes de seguridad empleados tenían la misión de proporcionar una cobertura razonable frente a:

- las desviaciones respecto de los valores calculados para las solicitaciones y para las características de los materiales empleados.
- la aparición de agentes imponderables, no evaluables o imprevisibles.

En suma, los coeficientes de seguridad daban una cobertura frente a los elementos no controlables durante el proyecto o la obra.

Debido a ello, a que estos elementos incontrolables siempre existen y que en base a su probabilidad de aparición y cuantía estaban determinados los coeficientes de seguridad, parecía inadmisible aceptar una merma consciente de los mismos, en un caso como el presente. Máxime sin llevar a cabo una investigación exhaustiva sobre la obra realizada, que permitiera cuantificar el grado de ajuste de todos los parámetros que intervenían en el cálculo a los valores teóricos que se habían considerado en él.

Así pues, consideramos que la posible merma en el nivel de seguridad de la obra era motivo suficiente para adoptar las acciones necesarias para que la estructura trabajara de la forma proyectada y con el nivel de seguridad previsto.

4. CUANTIFICACION

Tras las consideraciones generales anteriores era preciso una aproximación cuantitativa que permitiera hacerse idea de la importancia del problema y de la envergadura de las actuaciones para solucionarlo.

En una sección dada, la capacidad mecánica de la armadura viene dada por (utilizando la nomenclatura de la Instrucción **EH-82** y **EH-91**):

- Armadura de tracción:

$$U_{s1} = f_{yd}\, A_{s1}$$

- Armadura de compresión:

$$U_{s2} = f_{yc,d}\, A_{s2}$$

donde:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

$$f_{yc,d} = f_{yk} / \gamma_s \leq 4000 \text{ kg/cm}^2$$

Para el acero **AEH 500N**:

$$U_{s1} = (5100 / 1{,}15)\ A_{s1} = 4435\ A_{s1} \text{ kg}$$
$$U_{s2} = 4000\ A_{s2} \text{ kg}$$

Si se sustituye el acero **AEH 500N** por **AEH 400N** sin aumento de sección:

$$U'_{s1} = (4100 / 1{,}15)\ A_{s1} = 3565\ A_{s1} \text{ kg}$$
$$U'_{s2} = (4100 / 1{,}15)\ A_{s2} = 3565\ A_{s2} \text{ kg}$$

Por tanto la pérdida unitaria de capacidad mecánica que supone la sustitución será:
- a tracción:

$$1 - (U'_{s1} / U_{s1}) = 1 - (3565\ A_{s1} / 4435\ A_{s1}) = 0{,}20$$

- a compresión:

$$1 - (U'_{s2} / U_{s2}) = 1 - (3565\ A_{s2} / 4000\ A_{s2}) = 0{,}11$$

De acuerdo con los datos, las barras objeto de sustitución en armaduras longitudinales habían sido Ø20 en unas determinadas zonas. Examinados los planos se observó que en las distintas secciones afectadas las armaduras sustituidas eran:
- de 1 Ø20 a 5 Ø20 (armadura superior).
- de 1 Ø20 a 3 Ø20 (armadura inferior).

Las capacidades mecánicas que corresponderían, según proyecto, a estas armaduras, y las pérdidas al sustituirse el acero por **AEH 400 N** se expresan en el **cuadro 1**. Las pérdidas de capacidad mecánica se han calculado suponiendo que la armadura superior es de refuerzo a negativos y la inferior de refuerzo a positivos. Por tanto toda ella trabajando a tracción (lo que queda del lado de la seguridad).

Para volver a las condiciones de proyecto era necesario añadir esas capacidades mecánicas a las zonas afectadas.

Nuevamente de acuerdo con los datos, la armadura de cortante colocada en los capiteles para refuerzo a punzonamiento, que se había visto afectada por el cambio del tipo de acero, estaba formada por 2 Ø16 en capa superior y 2 Ø14 (como más desfavorable que 2 Ø12) en capa inferior, en cada una de las dos direcciones del forjado.

Capacidad mecánica AEH 500N		Perdidas de capacidad con AEH 400N	
1 Ø20	13933 kg	1 Ø20	2787 kg
2 Ø20	27866 kg	2 Ø20	5573 kg
3 Ø20	41799 kg	3 Ø20	8360 kg
4 Ø20	55732 kg	4 Ø20	11146 kg
5 Ø20	69665 kg	5 Ø20	13933 kg

Cuadro 1

De acuerdo con la Instrucción (**EH-82** y **EH-91**, **Artículo 39**), el límite elástico del acero no se considerará superior a 4200 kg/cm² cuando trabaja en armaduras de cortante. Aceptamos este supuesto ya que la estructura se calculó de acuerdo con la Instrucción **EH-82**.

La capacidad mecánica de la armadura viene dada por:

$$U_{s\alpha} = f_{y\alpha,d}\ A_{s\alpha}$$

donde:

$$f_{y\alpha,d} = f_{yk} / \gamma_s \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Para el acero **AEH 500N**:

$$U_{s\alpha} = 4200\ A_{s\alpha} \text{ kg}$$

Para el acero **AEH 400N**:

$$U'_{s\alpha} = (4100 / 1{,}15)\ A_{s\alpha} = 3565\ A_{s\alpha} \text{ kg}$$

Por tanto la pérdida unitaria de capacidad mecánica que supone la sustitución será:

$$1 - (U'_{s\alpha} / U_{s\alpha}) = 1 - (3565\ A_{s\alpha} / 4200\ A_{s\alpha}) = 0{,}15$$

Las capacidades mecánicas que corresponderían a las armaduras de punzonamiento según proyecto serían:

Inferior: 2 Ø14.....12936 kg
Superior: 2 Ø16.....16884 kg

Al haberse sustituido el acero por **AEH 400N** las pérdidas de capacidad mecánica son:

Inferior: 2 Ø14.....1940 kg
Superior: 2 Ø16.....2533 kg

Análogamente a lo indicado anteriormente, para volver a las condiciones de proyecto era necesario añadir esas capacidades mecánicas a las zonas afectadas.

5. SOLUCION PROPUESTA: ALTERNATIVA 1

Consistía en reponer la capacidad mecánica de proyecto complementando la armadura con las barras necesarias de acero tipo **AEH 500N**.

Ante la eventualidad de que el cambio de tipo de acero se extendiera a otras zonas que hubieran pasado desapercibidas, se recomendaba la colocación de una malla extendida a toda la superficie.

Esta malla proporcionaría la capacidad mecánica que faltaba en las armaduras de punzona-

miento y una parte prudencial de la capacidad mecánica que faltaba en las armaduras de flexión. El resto se completaría con barras de refuerzo en las zonas afectadas.

Era preciso distinguir entre las soluciones a adoptar en la cara superior y en la inferior del forjado.

5.1 Cara superior del forjado

Se colocaría una parrilla de redondos Ø8 formando cuadrícula de 20 cm de lado, o malla electrosoldada de referencia: **ME 20x20 A Ø8 - 8 AEH 500 T**

Esta cuadrícula aportaría una capacidad mecánica de unos 8917 kg por nervio. Sin embargo esta malla debía absorber también la pérdida de cuantía mecánica a punzonamiento en los nervios que incidían en pilares en cuyos capiteles se había producido cambio del tipo de acero.

Por facilidad de ejecución se preveía que la malla no atravesase los pilares sino que se cosiera perimetralmente a ellos a lo largo de todo su contorno con grapas. Por lo tanto en los nervios que incidían sobre pilares, en la contribución de la malla tanto a punzonamiento como a negativos, había que considerar solamente los redondos adyacentes a cada pilar y no los que quedaban interrumpidos por él. Por cada nervio la contribución sería la correspondiente a dos redondos: 4459 kg. Descontando la aportación de la malla en esas condiciones a punzonamiento, su contribución neta a la armadura lineal sería de: 4459 – 2533 = 1926 kg en los nervios que incidían sobre pilar. Y de 8917 kg en los nervios que no incidían sobre pilar.

En las zonas afectadas cuya capacidad mecánica suplementada con la de la malla no alcanzaba aún a la de proyecto se complementaba la malla con el anclaje de redondos Ø16, también de acero **AEH 500 N**, que proporcionaban una capacidad mecánica de 8917 kg cada uno.

Así pues los refuerzos en la cara superior del forjado serían:

• En las zonas afectadas en que se había cambiado hasta 3 Ø20 en nervios que no incidían sobre el pilar: **malla Ø8 a 20x20 en toda la superficie**

• En las zonas afectadas en que se habían cambiado más de 3 Ø20 en nervios que no incidían sobre pilar: **malla Ø8 a 20x20 en toda la superficie y 1 Ø16** (o eventualmente más, según el cálculo expuesto) **a lo largo del eje del nervio en la zona afectada.**

• En las zonas afectadas en que se habían cambiado de 1 a 5 Ø20 en nervios que incidían sobre pilar: **malla Ø8 a 20x20 en toda la superficie y 2 Ø16** (o eventualmente más, según el cálculo expuesto, si se hubieran cambiado más de 5 Ø20) **a lo largo del nervio en la zona afectada.** Estos redondos se colocarían adyacentes a las caras del pilar en lugar de centrados en el eje del nervio.

• En las zonas presuntamente no afectadas: **malla Ø8 a 20x20 en toda la superficie.**

Para la colocación de los refuerzos consistentes en redondos Ø16 se abrirían régolas longitudinales en el hormigón a lo largo de los nervios hasta dejar al descubierto los cercos o armadura transversal, a fin de sujetar las barras de refuerzo a ellos, preferiblemente mediante grapas y solamente en caso extremo mediante soldadura.

La **malla Ø8 a 20x20** se colocaría sobre la rasante superior del forjado sujeta con grapas, y adherida al hormigón existente mediante un adhesivo epoxi en puntos distribuidos al tresbolillo (mínimo 2 puntos por m^2).

Sobre todo ello se verterían 3 cm de espesor de mortero tixotrópico autonivelante de alta adherencia, capaz de recibir encima la solería.

Antes de la colocación de los refuerzos se prepararía la superficie del hormigón con chorro de arena o de agua a alta presión (según pruebas, a criterio de la Dirección de Obra) para mejorar la adherencia con el mortero nuevo.

5.2 Cara inferior del forjado

La armadura se reforzaría de la misma manera que la cara superior. Se colocaría una parrilla de redondos Ø8 formando cuadrícula de 20 cm de lado, o malla electrosoldada de referencia: **ME 20x20 A Ø8 - 8AEH 500 T**

Esta cuadrícula aportaría una capacidad mecánica de unos 8917 kg por nervio. Sin embargo esta malla debía absorber también la pérdida de cuantía mecánica a punzonamiento en los nervios que incidían en pilares, en cuyos capiteles se había producido cambio del tipo de acero.

Por facilidad de ejecución se preveía que la malla no atravesase los pilares sino que se cosiera perimetralmente a ellos a lo largo de todo su contorno con grapas. Por lo tanto en los nervios que incidían sobre pilares, en la contribución de la malla a punzonamiento había que considerar solamente los redondos adyacentes a cada pilar y no los que quedaban interrumpidos por él. E incluso era aconsejable hacer lo mismo en su contribución a positivos so pena de quedarse corto en algún caso en las longitudes de anclaje. Por cada nervio la contribución sería la correspondiente a dos redondos: 4459 kg. Descontando la aportación de la malla en esas condiciones a punzonamiento, su contribución neta a la armadura lineal sería de 4459 – 1940 = 2519 kg en los nervios que incidían sobre pilar. Y de 8917 kg en los nervios que no incidían sobre pilar.

En las zonas afectadas cuya capacidad mecánica suplementada con la de la malla no alcanzaba

aún a la de proyecto se complementaría la malla con el anclaje de redondos Ø16, también de acero **AEH 500 N**, que proporcionaban una capacidad mecánica de 8917 kg cada uno.

Así pues los refuerzos en la cara inferior del forjado serían:

• En las zonas afectadas en que se habían cambiado hasta 3 Ø20 en nervios que no incidían sobre pilar: **malla Ø8 a 20x20 en toda la superficie.**

• En las zonas afectadas en que se habían cambiado más de 3 Ø20 en nervios que no incidían sobre pilar: **malla Ø8 a 20x20 en toda la superficie y 1 Ø16** (o eventualmente más, según el cálculo expuesto) **a lo largo del eje del nervio en la zona afectada.**

• En las zonas afectadas en que se habían cambiado de 1 a 5 Ø20 en nervios que incidían sobre pilar: **malla Ø8 a 20x20 en toda la superficie y 2 Ø16** (o eventualmente más, según el cálculo expuesto, si se hubieran cambiado más de 5 Ø20) **a lo largo del nervio en la zona afectada**. Estos redondos se colocarían a lo largo del eje del nervio. Se cortarían al llegar al pilar, por tratarse de armadura a positivos, si su longitud de anclaje en cada caso lo permitiera. En caso contrario se rematarían en patilla, cosida ésta con grapas al pilar.

• En las zonas presuntamente no afectadas: **malla Ø8 a 20x20 en toda la superficie.**

Para la colocación de los refuerzos consistentes en redondos Ø16 se abrirían régolas longitudinales en el hormigón a lo largo del nervio hasta dejar al descubierto los cercos o armadura transversal, a fin de sujetar la barra de refuerzo a ellos preferiblemente mediante grapas y solamente en caso extremo mediante soldadura.

La malla Ø8 a 20 x 20 se colocaría colgada de la cara inferior de los nervios mediante clavos tipo **TB 27 S12** de **HILTI** o similares. A esta malla se cosería un mallazo de triple torsión formado con alambre de acero de 1 mm de diámetro para prevenir la fisuración.

Sobre el conjunto se proyectarían de 4 a 5 cm de espesor de gunita, de 400 kg/m^3 de cemento **II-S/35** y árido de granulometría 0 - 8 mm, con una emulsión acrílica como aditivo para mejorar la adherencia.

Antes de la colocación de los refuerzos se realizaría la preparación de la superficie como se ha indicado para la cara superior del forjado.

6. SOLUCION PROPUESTA: ALTERNATIVA 2

En esta alternativa se trataba de intervenir lo menos posible en la cara inferior del forjado ya que los trabajos en ella resultaban más caros, difíciles y de menor garantía.

Ello se lograba a costa de recrecer el forjado por la parte superior lo que podía incidir en la cota de la solería.

La solución se basaba en el aumento de capacidad resistente de la sección recrecida cuando trabaja solicitada por momentos positivos, el refuerzo de la armadura de momentos negativos y el tratamiento particularizado de las zonas afectadas por el cambio del tipo de acero con riesgo de punzonamiento.

6.1 Momentos positivos

Cuando actúa un momento positivo, en el supuesto de flexión simple, admisible en este caso, la parte superior de la sección está trabajando a compresión y la armadura inferior a tracción de manera que el par que aparece equivale al momento actuante.

Supongamos en primer lugar que la sección está dimensionada para trabajar sin armadura de compresión. Aceptamos la validez del diagrama rectangular admitido por la Instrucción (**EH-82** y **EH-91**).

En tal caso la resultante del área comprimida del hormigón ***R*** es igual al valor de la tracción a que se ve sometida la armadura inferior. La profundidad de la fibra neutra, que determina el área comprimida, es tal que la distancia ***e***, que llamamos excentricidad, entre la resultante de compresiones y el baricentro de la armadura de tracción (armadura inferior) satisface:

$$M = e \times R$$

siendo ***M*** el momento actuante.

Vimos en el apartado 4 anterior que la pérdida de capacidad mecánica debida al cambio en el tipo de acero es del 20% como máximo.

Por lo tanto la sección trabajaría en condiciones análogas para un momento actuante ***M'*** tal que:

$$M' = e' \times 0{,}8\ R$$

donde ***e'*** sería la nueva excentricidad.

Se podría encontrar una sección de mayor canto en la cual se cumpliera la relación anterior para un momento ***M'*** igual al primitivo ***M***:

$$M' = M = e'' \times 0{,}8\ R$$

Es decir, buscaríamos una sección del mismo ancho que la que teníamos pero cuyo canto fuera tal que, para una solicitación ***M*** que hiciera trabajar a la sección de proyecto con un par $e \times R$, respondiera con un par $e'' \times 0{,}8\ R$.

De este modo, esa sección buscada, con la armadura de acero **AEH 400N** colocado por error, trabajaría con el mismo nivel de seguridad que la sec-

ción de proyecto con la armadura **AEH 500N** que debería haberse colocado.

Por tanto:

$$e \times R = e'' \times 0{,}8\ R$$

donde ***e*** es la excentricidad en la sección de proyecto; ***R*** es la resultante de compresiones y la tracción sobre la armadura en la sección de proyecto; ***e''*** es la excentricidad en la sección ampliada que buscamos; y **0,8** ***R*** es la resultante de compresiones y la tracción sobre la armadura en la sección ampliada. En el caso, como hemos dicho, de verse solicitadas ambas secciones por un mismo momento positivo.

Es inmediato que:

$$e'' = 1{,}25\ e$$

Vamos a acotar los valores de ***e''*** en nuestro caso:

La profundidad de la fibra neutra puede oscilar entre los valores teóricos extremos de cero y el canto útil ***d.***

• Para el caso de profundidad de la fibra neutra nulo la excentricidad es también nula:

$$e = 0$$

y resulta

$$e'' = 0$$

• Para el caso extremo de profundidad de la fibra neutra igual al canto útil la zona comprimida alcanzaría la armadura inferior de tracción. La resultante de compresiones en este caso estaría situada a una profundidad igual a la mitad del canto útil y la excentricidad tendría precisamente ese valor:

$$e = d / 2$$

Como el canto de proyecto del forjado es de 28 cm, suponiendo un recubrimiento de 3 cm, el canto útil es de:

$$d = (28 - 3) = 25 \text{ cm}$$

Luego:

$$e = d / 2 = 25 / 2 = 12{,}5 \text{ cm}$$

y la excentricidad de la sección ampliada buscada sería:

$$e'' = 1{,}25 \text{ x } 12{,}5 = 15{,}63 \text{ cm}$$

Es decir, el incremento de excentricidad sería de:

$$e = e'' - e = 15{,}63 - 12{,}5 = 3{,}13 \text{ cm}$$

Ahora bien, en las dimensiones que nos movemos se puede considerar sin error significativo que el área comprimida en ambas secciones es la misma y por tanto la de la profundidad de la fibra neutra. El canto útil y la excentricidad aumentan en la misma magnitud que el aumento de canto de la sección ampliada respecto de la existente.

Por lo tanto se concluye que la sección ampliada buscada debía tener 3,13 cm más de canto que la existente. Adoptamos pues un suplemento de canto de 4 cm

Resumiendo, al ampliar la sección superior en 4 cm el forjado trabajaría a momentos positivos, con armaduras de acero **AEH 400N**, con el mismo nivel de seguridad que el forjado proyectado con acero **AEH 500N**.

De este modo sería innecesario actuar en la cara inferior del forjado por este concepto.

En el caso de que la sección solicitada por momentos positivos precisara de la contribución de armadura de compresión seguiría siendo válido en líneas generales lo dicho hasta aquí con la salvedad de que parte de la compresión sería absorbida por la armadura superior.

No desarrollamos en detalle este caso puesto que la posible disminución de capacidad mecánica de la armadura de compresión se ha evaluado en el apartado 4 anterior como si se tratara de armadura de tracción a negativos. Por tanto la pérdida de capacidad mecánica de las armaduras superiores trabajando a compresión podría reponerse con armadura suplementaria, como se indica en el apartado siguiente.

Figura 2

6.2 Momentos negativos

El recrecimiento de la sección por la parte superior no contribuye a la capacidad mecánica de la armadura superior cuando trabaja a momentos negativos puesto que en tal caso el canto útil sigue siendo el mismo y el recrecimiento solamente supo-

ne mayor recubrimiento.

Por lo tanto la pérdida de capacidad mecánica por el cambio del tipo de acero habría que paliarlo en este caso mediante el refuerzo de la armadura en la medida que se cuantificó en el apartado 4 anterior.

En esta solución se podría optar por el refuerzo de las barras Ø20 que habían sufrido el cambio en el tipo de acero, con barras Ø16 solapadas a aquéllas tras la apertura de régolas, como se indicó en la alternativa anterior. Todo ello complementado con la misma malla que se indicó entonces.

Sin embargo pensamos que sería más lógico aprovechar el recrecimiento de la sección en 4 cm para colocar la malla de reparto en la parte superior del mismo, lo que tendría ventajas adicionales de tipo resistente como se indicará. Además dimensionando la malla para sumunistrar toda la capacidad mecánica perdida en el caso pésimo se conseguiría evitar la apertura de regolas en el forjado existente. El trabajo resultaba mucho más sencillo con un coste adicional en acero pequeño.

La capacidad mecánica perdida en el caso pésimo era de 13933 kg por nervio, como se indicó en el apartado 4. Esto suponía una pérdida por metro de 13933 / 0,70 = 19904 kg.

Esta armadura, colocada adecuadamente en el recrecimiento, trabajaba con una respuesta superior en un 20% a la anteriormente colocada. La justificación es paralela a la desarrollada en el caso de positivos que se acaba de exponer. Por tanto la capacidad mecánica que debía tener la malla a colocar era de 19904 / 1,20 = 16587 kg por metro.

Esta capacidad mecánica se lograría mediante una malla electrosoldada de referencia:**ME 15 x 15 A Ø8,5 - 8,5 AEH 500T**

Este tipo de refuerzo cubría el caso particular de armaduras superiores de compresión a positivos de forma sobreabundante puesto que las tratamos como de tracción, cuya pérdida de capacidad es del 20%. Se vió que la pérdida de capacidad a compresión es del 11%.

El caso de secciones trabajando a negativos con armadura de compresión no parecía darse en esta estructura, al menos en las zonas que habían sufrido el cambio de tipo de acero. Aún así, también quedaba en cierta medida cubierto en esta solución, ya que la armadura de refuerzo de negativos, que se colocaba en la parte superior del recrecimiento de la sección, tenía un valor significativo frente a la armadura de negativos anterior. Eso implica que el baricentro de la armadura superior sube y el canto útil aumenta respecto del anterior y con él la profundidad de la fibra neutra, descargando a la eventual armadura de compresión.

6.3 Punzonamiento

En la alternativa anterior el refuerzo a punzonamiento se confiaba a las respectivas mallas de refuerzo que se extendían por la cara superior y por la inferior del forjado.

En la presente solución no estaba previsto colocar malla en la cara inferior. Siendo ésta la cara por la que comienza la línea de rotura no parecía adecuado un refuerzo por la superior exclusivamente.

Por lo tanto se repondría la capacidad mecánica perdida mediante estribos cerrados, lo que constituye una solución mucho más ortodoxa.

Se vió en el apartado 4 anterior que la pérdida de capacidad mecánica de la armadura a punzonamiento era del 15%, que suponía 2533 kg en el caso más desfavorable. Dicha capacidad podía conseguirse mediante un estribo Ø10.

Aun cuando, a la luz de los datos de que se disponía, parecía que la pérdida de capacidad mecánica en armaduras de punzonamiento no afectaba a los estribos verticales existentes sino solamente a las barras horizontales, la solución aquí descrita preveía reforzar con estribos cerrados, con sus correspondientes ramas verticales por tanto, por resultar más constructivo, más seguro y no más caro.

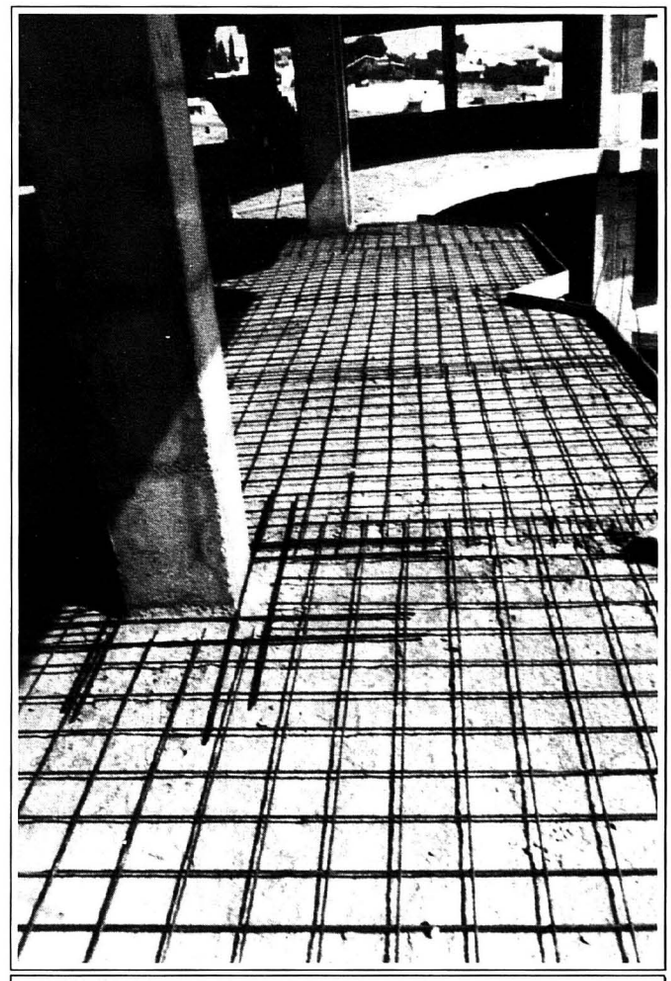

Figura 3

6.4 Ejecución de la solución

De acuerdo con lo expuesto hasta aquí, se indican a continuación los tratamientos a ejecutar.

En primer lugar se colocaría la armadura de refuerzo a punzonamiento en los capiteles de los pilares que lo requerían.

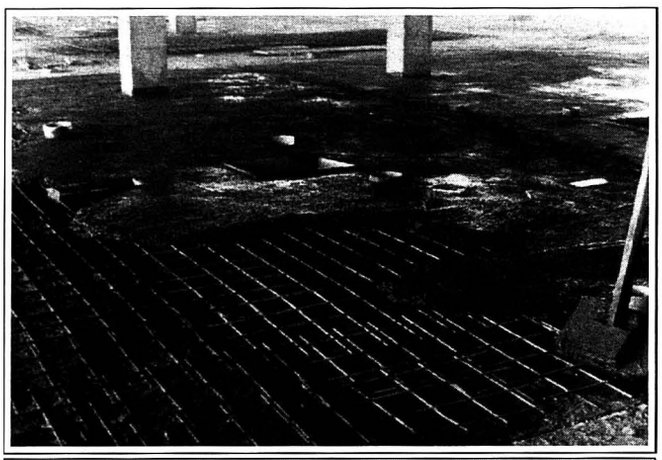

Figura 4

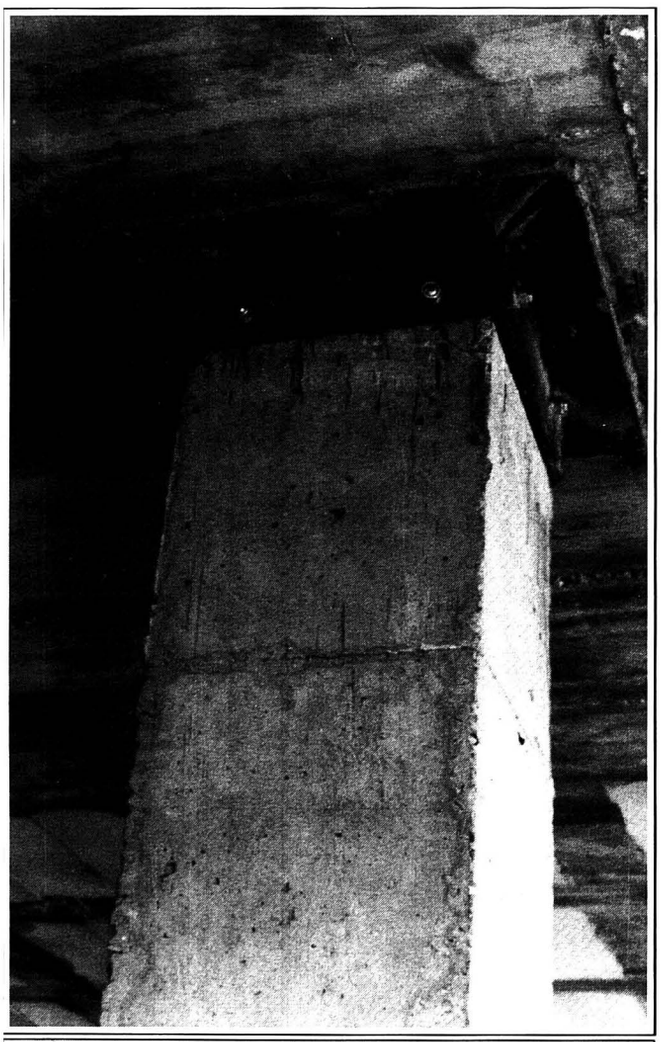

Figura 5

Para ello se perforaría el capitel con cuatro taladros por pilar. Los taladros serían verticales de 12 mm de diámetro. En planta, los taladros se situarían en las diagonales de la sección del pilar, uno en cada esquina y separados de éstas unos 5 cm. Esta disposición haría coincidir los taladros con las zonas del capitel más despejadas de ferralla.

En la cara inferior del forjado se abrirían cuatro régolas según las alineaciones definidas por los cuatro taladros y uniendo éstos.

Se abrirían por tanto dos parejas de regolas formando un cuadrado de lados paralelos a las caras del pilar y separados de éstas en unos 5 cm.

Las regolas tendrían una longitud tal que rebasarín la posición de los taladros en 50 cm hacia el exterior del pilar; y la profundidad necesaria para descubrir la armadura longitudinal inferior del forjado, correspondiente a la dirección perpendicular a cada regola.

En cada una de esas régolas y extendida en toda su longitud se alojaría una barra Ø10 de acero **AEH 500N** unida a las armadura descubiertas, preferiblemente mediante atado y solo en caso extremo mediante soldadura. En las zonas sin armadura

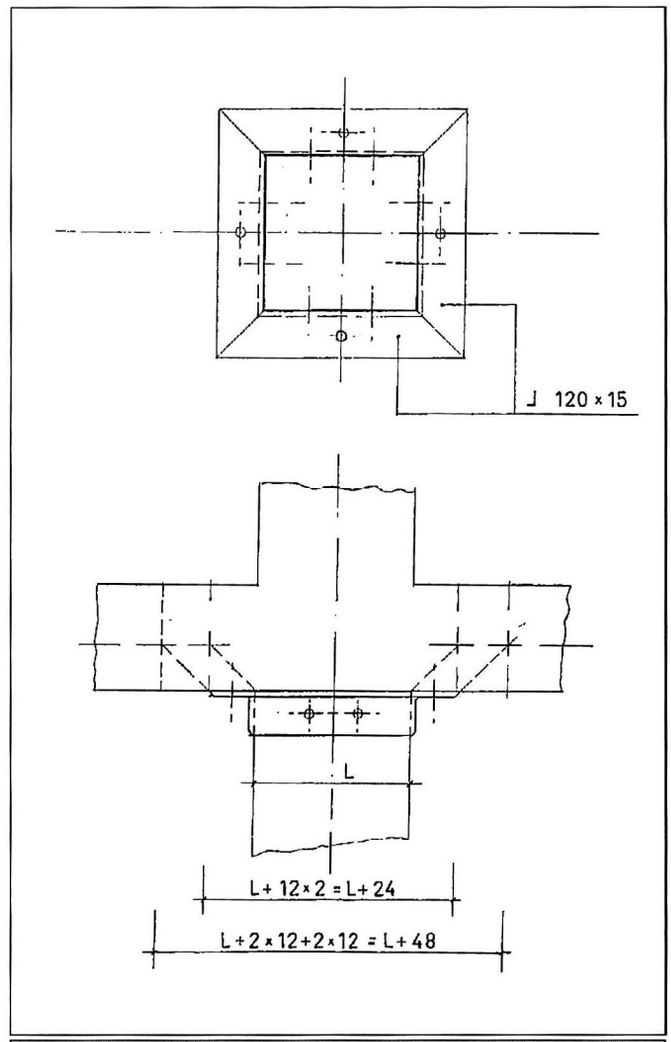

Figura 6

se sujetarían al hormigón con grapas.

Por cada uno de los cuatro taladros perforados se pasaría una barra Ø10 de acero **AEH 500N**. El extremo inferior de cada una de estas barras verticales se doblaría en patilla con 30 cm de prolongación recta que se cosería a una de las barras horizontales colocadas en las regolas como se ha descrito en el párrafo anterior.

El extremo superior de las barras verticales se doblaría en patilla del mismo modo que el inferior y se cosería a la malla de refuerzo de la capa superior del forjado que se detalla más adelante. Las direcciones de las patillas serían tales que las barras verticales, una vez atadas arriba y abajo, definieran dos estribos cerrados paralelos entre si en caras opuestas del pilar.

Terminada la operación, se sellarían los taladros inyectando lechada de cemento.

El hormigón que se había picado en las regolas se restituiría con un mortero tixotrópico de alta adherencia de manera que las armaduras Ø10 horizontales colocadas en la cara inferior del forjado quedaran protegidas con un recubrimiento mínimo de 2 cm. Este recubrimiento se debía conseguir aunque las régolas tuvieran menos profundidad y el mortero no quedase enrasado con la cara inferior del hormigón del capitel.

En la cara superior del forjado se podía optar por:

a) Abrir régolas para suplementar con un redondo Ø16 las zonas afectadas con más de 2 Ø20 y colocar en toda la superficie una malla electrosoldada de referencia **ME 20 x 20 A Ø8 - 8 AEH 500T.**

b) Simplemente colocar en toda la superficie una malla electrosoldada de referencia **ME 15 x 15 A Ø8,5 - 8,5 AEH 500 T**

La opción **a** era del mismo tipo que la indicada en la primera alternativa (ver el apartado 5 anterior). La opción **b** evitaba la necesidad de abrir regolas en la cara superior y de colocar en ella barras de refuerzo.

Cualquiera de las dos opciones era válida, aunque consideramos preferible la segunda por sencillez y seguridad, a pesar de que suponía un mayor coste de la malla.

Previamente se realizaría una limpieza de la superficie superior del forjado con chorro de agua a alta presión, según pruebas a criterio de la Dirección de Obra (figura 2).

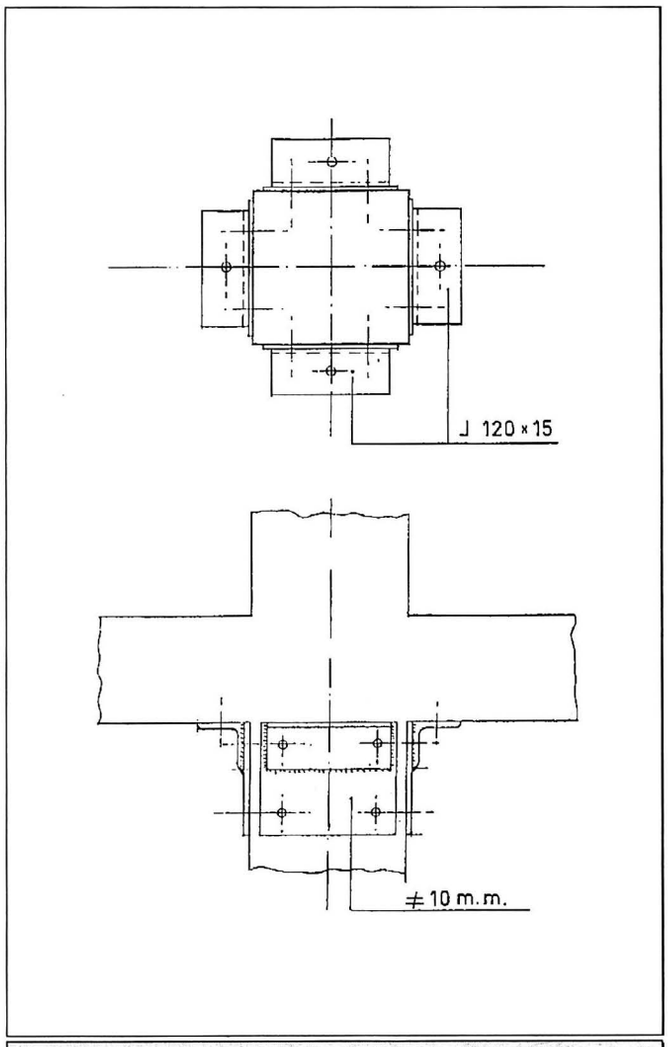

Figura 7

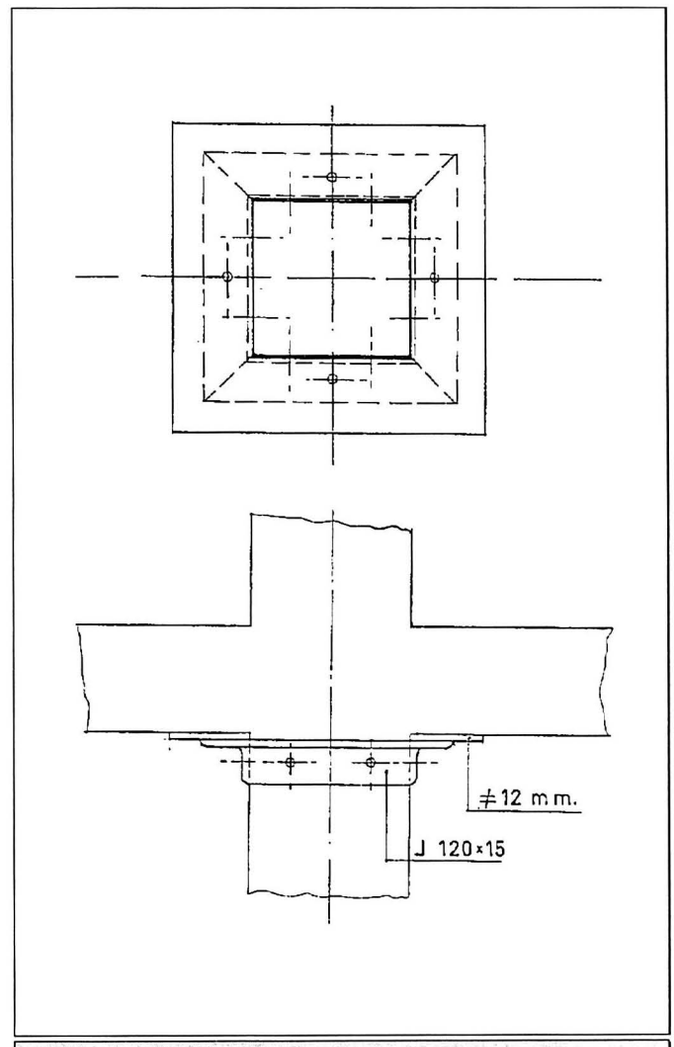

Figura 8

A continuación la malla se extendería a toda la superficie del forjado y se colocaría sobre la superficie del mismo, separada 2,5 cm mediante los oportunos separadores, cuidando de que en ningún caso fueran de madera o de cualquier otro material que pudiera deteriorarse y disminuir la capacidad mecánica del hormigón (figura 3).

Por último se vertería sobre el conjunto una capa de 4 cm de espesor mínimo de hormigón **H-175** del mismo tipo que el utlizado en la capa de compresión del forjado existente.

Como puente de unión entre el hormigón viejo y el nuevo se vertería previamente una capa de mortero de cemento **II-S/35** y arena bien lavada y de buena granulometría (0 – 4 mm) mezclados en relación 1:1 en volumen. Como líquido de amasado de este mortero se utilizaría una dilución a base de un volumen de látex por cada volumen de agua.

Una vez vertido el mortero se vertería, en fresco, el hormigón de la capa de recrecido de 4 cm antedicho (figura 4). Este hormigón sería aditivado con un plastificante en el agua de amasado, para reducir la necesidad de vibrado y aumentar su estanqueidad y resistencia mecánica. Sería aditivado también con fibras de vidrio dispersas en la masa para evitar la fisuración por retracción que, de otro modo, sería peligrosa en una capa de tan pequeño espesor.

7. SOLUCION ADOPTADA

La solución adoptada fue la descrita en la alternativa **2**, con la excepción de que el refuerzo a punzonamiento confiado a la creación de estribos en los capiteles que así lo precisaban fue sustituido por un refuerzo externo en la parte inferior de dichos capiteles constituido por angulares de acero 120 x 15, conforme a los croquis adjuntados (figuras 5, 6, 7 y 8).

Esta solución, propuesta por la propia empresa que llevó a cabo la reparación, tenía la ventaja de su fácil ejecución y el inconveniente de que a largo plazo el refuerzo metálico externo puede degradarse ya que carece de protección frente a la agresión del medio ambiente, sin que sea fácil su adecuado mantenimiento.