

“REFUERZO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO HISTÓRICO DE HORMIGÓN ARMADO CONSTRUIDO EN 1916”

Prof. J. Calavera Ruiz
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Presidente de INTEMAC
Catedrático de Edificación y Prefabricación de
la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales
y Puertos de Madrid

A continuación vamos a examinar el proceso de rehabilitación de un edificio de hormigón armado –como veremos no solo de una estructura- ejecutada en España entre los años 1913 a 1915 y cuya rehabilitación se ha iniciado al final de la década de 1980.

El edificio está situado en Ribadeo, un pequeño pueblo del norte de Galicia, tal como se indica en la Figura 1.

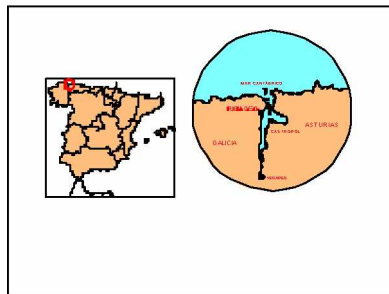


Figura 1

El pueblo está situado en la costa del Mar Cantábrico, en la Ría de Ribadeo que separa las Comunidades de Galicia y Asturias.

Una vista general del edificio puede apreciarse en la Figura 2. Para quien no conozca en detalle el edificio, el aspecto es el de un edificio de piedra, típico de principios del siglo XX.

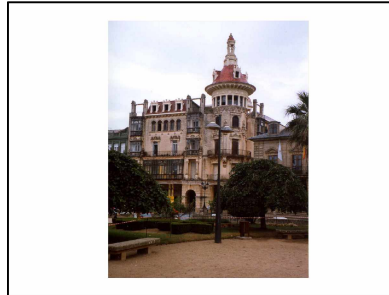


Figura 2

Realmente se trata de un edificio de hormigón y todo lo que se aprecia, tanto la estructura en sí como todos los adornos y floreado de la fachada, las columnas y las tres figuras femeninas de cariátides que soportan la cúpula superior, son íntegramente de hormigón armado. Existen precedentes de este tipo de edificios correspondientes a la transición de la piedra al hormigón y por tanto realizados a principios del siglo XX, en varios emplazamientos en Europa y también en Estados Unidos, pero es el único caso que conocemos en España.

El edificio tal como se indica en la Figura 3, se construyó entre 1912 y 1915, que fue la fecha de terminación, siendo el Arquitecto Julián García Núñez y el Ingeniero Angel Arbex, que después de algunas investigaciones hemos comprobado que era Ingeniero Militar.



Figura 3

El edificio tiene una complejidad grande para su construcción en aquella época, en un pueblo pequeño como es Ribadeo y realmente es un regalo hecho por los hermanos Pedro María y Juan Moreno, que fueron emigrantes españoles a Argentina, donde hicieron una gran fortuna y mandaron construir este edificio, cuyos pisos fueron, vendidos algunos, y otros alquilados.

Realmente se trata de un edificio importante en el casco histórico de Ribadeo y son especialmente llamativas las tejas lanceoladas de cerámica vidriada de las distintas cubiertas del edificio.

El edificio en sí y no solamente su estructura, empezó a mostrar síntomas de deterioro y de corrosión de las armaduras aproximadamente hacia 1960, si bien estos síntomas eran muy incipientes en esa época. Puede por lo tanto calificarse de un edificio de calidad realmente alta, pues durante casi cincuenta años de su vida no mostró síntomas de deterioro. A partir de 1960 se iniciaron como decimos tales síntomas y a partir de 1975 los síntomas eran ya alarmantes.

La situación era especialmente compleja, ya que siendo un edificio muy valorado y muy querido, tanto por el pueblo de Ribadeo como por el propio Ayuntamiento y la Junta de Galicia, se trataba de un edificio propiedad de particulares, con la propiedad fraccionada entre muchas personas y algunos de los pisos estaban alquilados con rentas muy bajas, con lo que cualquier actuación de rehabilitación de tipo privado era prácticamente imposible, y cualquier actuación de tipo oficial estaba muy condicionada por el carácter privado del edificio.

En el año 1987 INTEMAC se ofreció desinteresadamente a realizar un Informe de situación de la estructura del edificio y también de sus partes no estructurales.

La investigación realizada consistió en un levantamiento completo de los planos del edificio, de los cuales se carecía, en una inspección visual detallada, en una recopilación de todos los daños existentes, y en particular en una toma de muestras y el correspondiente estudio en laboratorio del hormigón de la estructura, y del acero empleado, así como en un levantamiento mediante sondas magnéticas y pequeñas calas para comprobar la armadura en los distintos elementos.

La planta del edificio se indica en la Figura 4 y corresponde básicamente a una estructura de hormigón de vigas, pilares y losas macizas de hormigón, éstas de cantos muy reducidos, del orden de 12 cm, como era tradicional en aquella época. Las fachadas son de hormigón con los adornos florales que se aprecian en la Fotografía nº 1, trasdosadas con una mampostería a base de ladrillo.

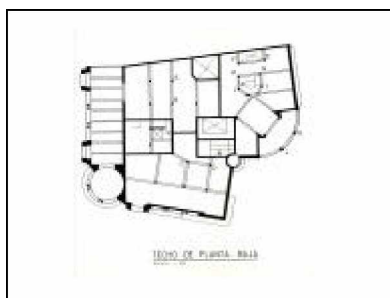


Figura 4

En la Tabla nº 1 se resumen las características esenciales del hormigón determinadas mediante testigos extraídos de diversos puntos de la estructura. Las resistencias oscilaban de 4,8 a 26,3 MPa, con un valor característico de 9,8 MPa. Una anomalía importante del hormigón es que su peso específico rara vez superaba el valor 2,15, lo cual indicaba un proceso de compactación extraordinariamente defectuoso, que se apreciaba en muchos de los testigos a través de una estructura con coqueas abundantes.

TABLA nº 1

ENSAYO A COMPRESIÓN	Fecha de entrada: 15/10/97					PRENSA EMPLEADA					Operador: D.Ortega	
	Fecha de ensayo: 17/10/97					Amsler Universal			Escala: 50 t		Revisado: J.A.Rueda	
	Designación de las probetas	Edad de ensayo (Días)	Esbeltez de la probeta	Peso específico (kg/dm ³)	Carga de rotura (t)	Factor de corrección por esbeltez	Tensión de rotura (kg/cm ²)	Factor de corrección adicional	Tensión de rotura resultante (kg/cm ²)	Defectos de la probeta	OBSERVACIONES	
G	-	1,26	2,29	40,4	0,94	236	1,111	263	-			
M	-	1,40	2,31	35,9	0,95	212	1,111	236	A			
N	-	1,14	2,29	28,0	0,91	159	1,111	176	-			
E'	-	1,23	2,32	24,8	0,93	144	1,111	160	A			
E'	-	1,62	2,19	7,1	0,97	43	1,111	48	A, B			
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			

En la Tabla nº 2 se indica que el contenido de cemento, dentro de la imprecisión de los métodos para determinar esta característica, era de 260 k/m³. El hormigón había sido realizado con áridos procedentes casi con toda seguridad del río Eo y por lo tanto, la grava y la arena eran de buena calidad. Este es un aspecto importante pues como se indica en la Tabla nº 1 aunque el hormigón tenía una porosidad del 21%, la proporción de sulfatos no rebasaba el 4,4% y la proporción de cloruros no rebasaba el 0,19%, todo ello expresado en porcentaje del contenido de cemento. En la zona se emplearon en esa

época y también durante muchos años después, arenas de mar, lo que hubiera conducido, de ser usadas en el edificio, a contenidos de cloruros mucho más altos.

TABLA nº 2
RESUMEN DE RESULTADOS
ENSAYOS FÍSICO-QUÍMICOS SOBRE EL HORMIGÓN

ZONA MUESTREADA	TESTIGOS N ^{OS}	CONTENIDO DE CEMENTO (kg/m ³) (*)	POROSIDAD (%)	CONTENIDO DE SULFATOS, SO ₃ (%)	CONTENIDO DE CLORUROS, CL (%)	PROFUNDIDAD DE CARBONATACIÓN (cm)
P ^a Sótano	2 y 3	225	18,4	4,42	0,08	-
P ^a Baja	6	290	21,7	2,69	0,19	-
P ^a Segunda	1,4	260	16,5	3,96	0.03	4

(*) Los contenidos de cemento deben juzgarse como una estimación

Admitiendo la frontera habitual de 0,4%, los cloruros no presentaron un aspecto importante en el hormigón.

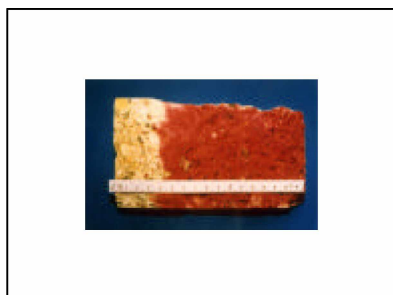


Figura 5

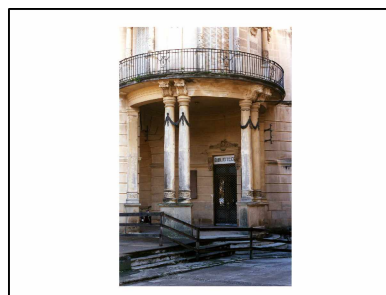


Figura 6

Sí lo representó la porosidad a través de un aumento de la profundidad de carbonatación que ya en 1987 era de 40 mm, según puede observarse en la Figura 5.

En la Figura 6 se aprecian las columnas situadas en la planta baja que soportan parte de una rotonda, arquitectónicamente muy destacada del edificio. Estas columnas también fueron realizadas a partir de piezas prefabricadas que se rellenaban posteriormente de hormigón. Como el resto de la estructura, en la época de la intervención presentaban ya fisuras importantes, que se detallan en la Figura 6.



Figura 7



Figura 8

El estado general de la construcción puede apreciarse en algunos detalles de voladizos que se indican en las Figuras 7 y 8. En el estado de una rotonda posterior indicado en la Figura 9 y en los aspectos, realmente de prerrotura, indicados en las Figuras 10 a 15, que corresponden a pilares situados en distintas plantas del sótano, planta baja y planta primera.

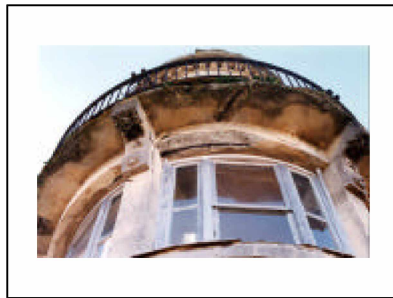


Figura 9



Figura 10



Figura 11



Figura 12



Figura 13

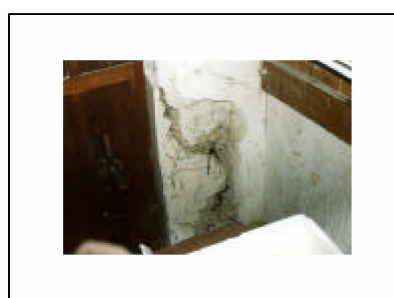


Figura 14

Un aspecto notable es que, ni las vigas tenían estribos, ni los pilares tenían cercos. El realizar vigas sin estribos fue una situación permitida por la normativa de casi todos los países hasta la mitad del siglo XX en que se establecieron estribos mínimos, en vigas, especialmente por razones de anclaje de la armadura de flexión.



Figura 15

Muy diferente es la situación en cuanto a los cercos de los pilares, pues la práctica general fue disponerlos siempre. Sin embargo existe un precedente de la norma primera norteamericana, que permitía, en el año 1912, realizar pilares sin cercos, si bien estableciendo para ese caso una fórmula de cálculo más prudente. Ignoramos qué normativa siguió el Ingeniero Angel Arbex, para el cálculo de la estructura, pues no se conserva información de este tipo, pero es muy probable que estuviese siguiendo la normativa norteamericana.

Debe indicarse que las primeras fábricas de cementos se establecieron en España en 1901, es decir doce años antes de construirse esta obra.

En el resto de esta comunicación se pasa revista al refuerzo de la estructura vertical, es decir de los pilares del edificio, la cual afortunadamente ya está realizada, pues su situación era de grave riesgo.

Las consignaciones que las autoridades públicas de Galicia vienen dedicando para la rehabilitación de este edificio no han permitido todavía más que actuar sobre dicha estructura vertical y sobre las cubiertas. Su deterioro naturalmente se va acentuando en aquellos elementos no rehabilitados.

En la Figura 16 puede verse una viga curva de la zona posterior del edificio según el estado en 1987. En ella se aprecia ya una fisura importante y se aprecia también el gran recubrimiento de las armaduras cosa que ya se apreciaba también en los pilares de las Figuras de 10 a 15.



Figura 16



Figura 17

En la Figura 17 se puede ver la misma viga en el año 2003. La situación naturalmente ha ido empeorando considerablemente.

El acero de la estructura consistía en barras lisas y el estudio experimental de las muestras sacadas de la obra condujo a los valores indicados en la Tabla nº 3.

TABLA nº 3
RESUMEN DE RESULTADOS. ENSAYOS DE TRACCIÓN

MUESTRA Nº	DIÁMETRO NOMINAL (mm)	LÍMITE ELÁSTICO REAL (*) (kp/cm ²)	TENSIÓN DE ROTURA REAL (*) (kp/cm ²)	ALARGAMIENTO EN ROTURA (%)	MÓDULO DE ESLASTICIDAD (t/cm ²)
1	20	2181	2875	-	2180
2	20	2259	3195	17,7	2090
3	20	2411	3012	-	2190
4	12	2324	2324	14,2	2180
5	12	2700	3607	27,3	2060
6	12	2076	2666	18,0	2060
7	12	2034	2616	12,0	2150

(*) No se han tenido en cuenta el límite elástico y la tensión de rotura nominales, dada la pérdida de sección que presentan las muestras. Los valores de límite elástico y tensión se han referido, por tanto, a los correspondientes a la sección media real de las muestras.

No existía en aquella época normativa alguna sobre estructuras de hormigón armado en España y es difícil determinar cuál podría ser la procedencia del acero. Sus características son en general algo inferiores a las que luego fueron normales en los redondos lisos.

Se realizó un estudio completo de seguridad de toda la estructura, tanto por métodos semiprobabilistas como por métodos deterministas.

Hablando de valores deterministas de los coeficientes de seguridad se encontraron valores que oscilaban desde 1 (prerrotura) hasta valores superiores a 4, estos últimos en general correspondientes a pilares de las plantas superiores que estaban sobredimensionados por razones de escuadrías mínimas.

En algunos casos la evaluación de la capacidad resistente y de la seguridad determinista de algunos elementos estructurales, especialmente de varios pilares, era sumamente dudosa ya que según hemos visto en las Figuras 10 a 15 algunos estaban en un estado claramente de prerrotura.

Probablemente la situación real de estos pilares era de agotamiento y una gran parte de las cargas se estaba transmitiendo por los tabiques, que eran de ladrillo cerámico macizo que transmitían sus cargas directamente a unas "suelas" de hormigón en masa, de anchos del orden de 25 cm y alturas de 12 - 15 cm, que eran unos pequeños cimientos corridos de la tabiquería. Esta era la única explicación posible de que el edificio continuase en pie y una de las primeras recomendaciones que se incluyeron en el Informe entregado al Ayuntamiento, consistió en recomendar la prohibición de que se hiciese ninguna obra de remodelación del edificio, en especial que no se suprimiesen tabiques.

El refuerzo de los pilares hubo de ser muy generalizado en las plantas sótano, baja, primera y parte de la segunda, y consistió en un encamisado de hormigón. Este sistema ha sido ya utilizado en múltiples procesos de rehabilitación y refuerzo emprendidos por INTEMAC. En las Figuras 18 a 22 se indica el esquema básico del procedimiento. Consiste en picar superficialmente la superficie de los pilares, simplemente para dejarle con una rugosidad que se determina en cada caso, y a continuación se dispone un encofrado para proceder a un encamisado del pilar con hormigón, generalmente de resistencia del orden de 35 MP y con un espesor de camisa que habitualmente es de 10 cm y en casos sumamente excepcionales hemos reducido a 7 cm. La razón de este espesor mínimo es que aunque el hormigonado se haga con personal especializado y bajo un control de calidad intenso, el hormigonado es difícil en tales circunstancias.

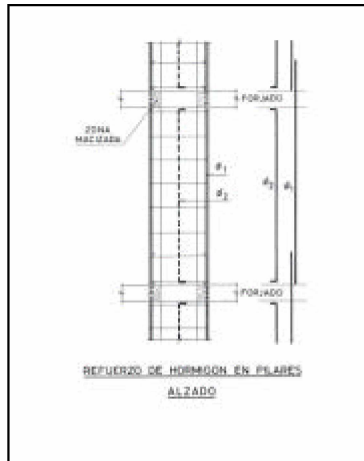


Figura 18

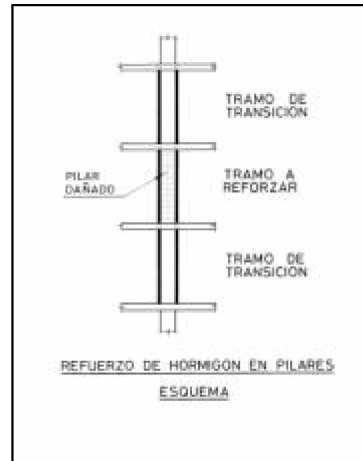


Figura 19

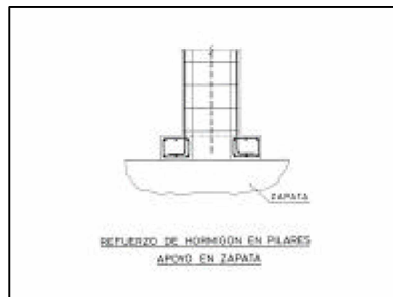


Figura 20

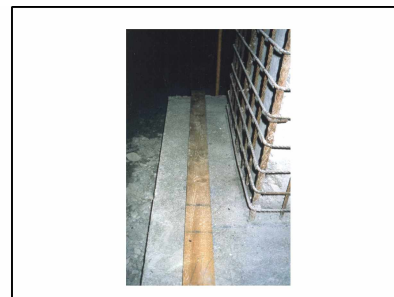


Figura 21



Figura 22

En las Figuras 23 y 24 puede verse la colocación del encofrado metálico para el hormigonado de la mayor parte de la altura del pilar. La parte superior del pilar no es posible hormigonarla desde la planta en que está situado y dada la necesidad de continuar la armadura vertical a través de las sucesivas losas de pisos, se realizan unos taladros en la losa mediante sonda de diamante de forma que permiten al mismo tiempo que solapar las armaduras de unas plantas a otras, realizar el hormigonado de la parte alta de los pilares desde la planta superior, asegurando una cierta presión hidráulica del hormigón para garantizar el contacto de la parte alta del encamisado con la cara inferior de la losa y eventualmente de las vigas.



Figura 23



Figura 24

En la Figura 25 se indicó el esquema de armado. Es importante para la facilidad del montaje de la armadura que los estribos se realicen mediante dos formas en U con el correspondiente solape.

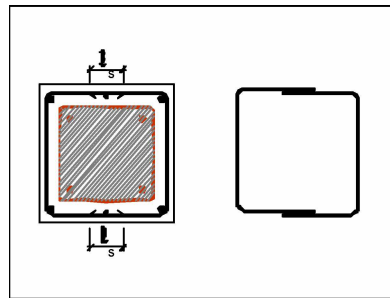


Figura 25

Se emplean hormigones con una dosificación intencionadamente alta de cemento y de relación A/C y con el empleo de fluidificantes de forma que se facilite la colocación del hormigón y al mismo tiempo se produzca una retracción que es beneficiosa para el fenómeno que se está estudiando. En la Figura 26 se indica como las cargas del pilar al llegar a una zona donde éste tiene hormigón defectuoso se encauzan a través de la camisa pudiendo eventualmente, si el defecto está en una sola planta, encauzarse de nuevo en las plantas inferiores hacia el pilar original.

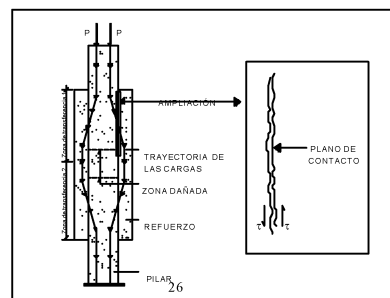


Figura 26

El sistema exige longitudes de encamisado que rara vez sobrepasan el metro pero por razones de tipo práctico y de simplificación arquitectónica generalmente los encamisados se realizan por plantas completas.



Figura 27

La Figura 27 presenta una vista general de una de las zonas de la planta baja del edificio una vez realizado el refuerzo de los pilares.

En teoría puede aceptarse una colaboración del pilar de baja resistencia con el encamisado basándose en que la plasticidad del hormigón permite que el pilar compuesto tenga una resistencia igual a la suma de los dos pilares concéntricos.

Véase a estos efectos la referencia bibliográfica (1).

Sin embargo en la práctica habitual, por las razones constructivas de limitar el espesor del encamisado a no menos de 7 cm y más frecuente a 10 cm, éste es por sí mismo suficiente para absorber la totalidad de las cargas con lo que aunque por supuesto se produzca, no se cuenta con ninguna colaboración del pilar de baja resistencia.

Un punto esencial es cómo se transmiten las fuerzas a través de la superficie de contacto del pilar de baja resistencia con el encamisado. Una indicación general se proporciona en la Figura 28. En una primera fase, la más común en la práctica habitual, se produce simplemente un fenómeno de adherencia pura entre ambos hormigones, que puede estar beneficiado por una retracción alta del encamisado.

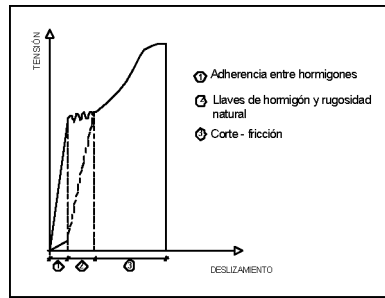


Figura 28

A continuación de eso, se entra en una fase de utilización de las llaves del hormigón de rugosidad artificial producida en la superficie del pilar a reforzar y finalmente, si existe la armadura transversal necesaria, que no se dispone siempre, se entra en un funcionamiento de corte-fricción que aumenta la capacidad de transferencia a costa de corrimientos mayores pero que generalmente son compatibles con la utilización de este tipo de refuerzos.

En la Figura 29, tomada de la tesis del Dr. Benjamín Navarrete (2), se indica como el esfuerzo de confinamiento de los estribos produce una compresión en la superficie de contacto entre el pilar de baja resistencia y el encamisado que se concentra apreciablemente en las esquinas.

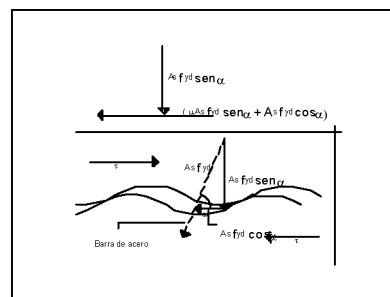


Figura 29

Los ensayos de INTEMAC sobre estos fenómenos se han desarrollado a lo largo de casi 30 años en distintos aspectos destinados a analizar el comportamiento de la unión de dos hormigones de diferente característica y edad. En la Fotografía 30 se indican ensayos para estudiar la influencia de la falta de limpieza en la unión, es decir del polvo interpuesto en la capacidad de transferencia de cargas entre ambos hormigones. (Referencia bibliográfica (3)).



Figura 30

En la Figura 31 se indica el análisis de la influencia de la posición de la armadura respecto a la tensión rasante en el hormigón, tema que fue investigado por el Dr. Andrés Solas (Referencia bibliográfica (4)).

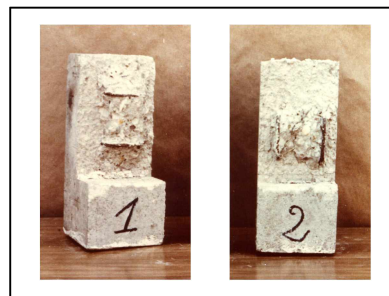


Figura 31

Finalmente en la Figura 32 se indican ensayos de la tesis doctoral del Prof. E. González-Valle (Referencia bibliográfica (5)).



Figura 32

Con esta información previa, el Dr. Navarrete realizó en la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid su tesis doctoral, cuyos ensayos fueron financiados por una beca de INTEMAC y realizados en su Laboratorio Central de Madrid. La tesis modelizó la unión del pilar y la camisa de acuerdo como se indica en la Figura 33 y estudió diferentes

resistencias de hormigón, diferentes longitudes de contacto entre diferentes longitudes del encamisado y diferentes cuantías de armadura transversal.

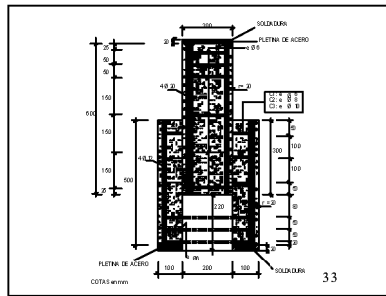


Figura 33

En la Figura 34 se indica un método para definir estadísticamente un valor representativo de la rugosidad de la superficie producida en el pilar de baja resistencia.



Figura 34

Las Figuras 35 y 36 indican las formas de ejecución de las distintas probetas de ensayo en la tesis de B. Navarrete.



Figura 35



Figura 36

Las Figuras 37 y 38 indican la disposición general de la prensa de pilares empleada para la investigación. El contacto entre superficies y las armaduras fueron instrumentadas con diversos procedimientos, fundamentalmente transductores de inducción y strain-gauges,

que se leían a través de un equipo de adquisición de datos que permite explorar simultáneamente 100 puntos de la estructura con una velocidad de doscientas mil lecturas por segundo.



Figura 37



Figura 38

En la Figura 39 se indica un agotamiento típico del contacto camisa-pilar.



Figura 39

La tesis de Benjamín Navarrete condujo a establecer con claridad que las tensiones tangenciales máximas que podían obtenerse, con bajos niveles de confinamiento transversal, es decir prácticamente debidos a una transmisión de tensiones por adherencia, dependen fuertemente de la longitud de adherencia, que se ensayó entre valores de 30 y 120 cm.

Obsérvese que para longitudes cortas la tensión de rotura tangencial era de $4,25 \text{ N/mm}^2$ y para longitudes muy largas, como 120 cm, era de $2,13 \text{ N/mm}^2$, valores muy superiores a los que en general son necesarios en este tipo de refuerzos. (Figura 40).

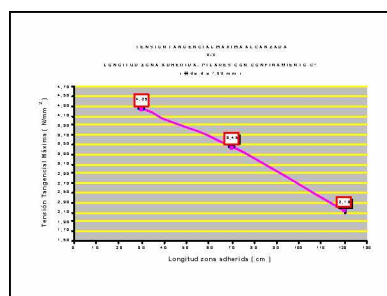


Figura 40

Más importante es la Figura 41 que representa las cargas máximas alcanzadas en la transferencia pilar-encamisado, en kN, puesto que en ella se aprecia claramente que a partir de longitudes del orden de los 80 cm la capacidad se estabiliza, por supuesto en valores muy altos, pero demuestra claramente que el disponer longitudes de encamisado mayores puede tener interés por razones de tipo práctico de formas arquitectónicas en el refuerzo pero no tiene ninguna ventaja desde el punto de vista puramente estructural.

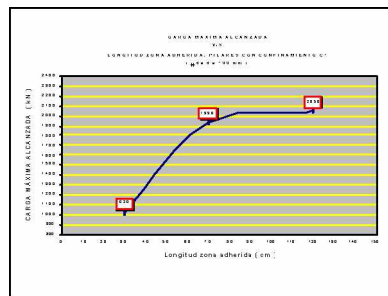


Figura 41

Los resultados obtenidos son extraordinariamente útiles pues permiten racionalizar el proyecto de este tipo de refuerzos, incluso en los casos en que no se moviliza el fenómeno de corte-fricción, cosa que no es necesaria en la inmensa mayoría de los casos en la práctica.

El fallo de todos los conjuntos ensayados fue claramente dúctil por lo que en principio debe pensarse que un coeficiente del orden de 2,25 sería suficiente para el trabajo en la práctica.

Existen naturalmente otros procedimientos de refuerzo de pilares de muy diversos tipos. Sin embargo nuestro interés por este procedimiento se debió a que es de ejecución muy simple, puede hacerse con personal no excesivamente adiestrado, siempre que se le especialice debidamente para su misión y permite una ejecución muy rápida del refuerzo.

BIBLIOGRAFÍA

- (1) CALAVERA, J.; APARICIO, G.; DELIBES, A.; GONZÁLEZ ISABEL, G.; *El relleno de taladros producidos por la extracción de probetas-testigo y su influencia de los pilares de hormigón Armado*. Informes de la Construcción, nº 268. Madrid. 1975.
- (2) NAVARRETE, B.; *Estudio experimental de la transferencia de carga en pilares de hormigón reforzados con encamisado del mismo material, para distintos grados de*

confinamiento otorgados por la armadura transversal del refuerzo y diferentes longitudes de contacto. Tesis doctoral realizada bajo la dirección del Prof. J. Calavera, en la Cátedra de Edificación y Prefabricación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.

- (3) CALAVERA, J.; GONZÁLEZ VALLE, E.; DELIBES, A.; IZQUIERDO, J.M.; *Ensayos de corte en la superficie de contacto entre hormigones de piezas prefabricadas y hormigones vertidos in situ*. Revista E.I. – Estudios e Investigaciones. Nº 2. Abril 1976.
- (4) SOLAS, A.; *Armaduras de cosido entre hormigones prefabricados y ejecutados “in situ”*. Tesis doctoral realizada bajo la dirección del Prof. J. Calavera, en la Cátedra de Edificación y Prefabricación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
- (5) GONZÁLEZ VALLE, E.; *Estudio experimental del comportamiento de juntas entre hormigones “in situ” y prefabricados con distintos tratamientos en la unión*. Tesis doctoral realizada bajo la dirección del Prof. J. Calavera, en la Cátedra de Edificación y Prefabricación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.