

**Análisis de la normativa de hormigón
armado en España y la influencia de los
investigadores españoles desde 1939 a
1973. Aplicación de la técnica constructiva
en la ciudad de Valencia**

EMPAR MARCO SERRANO

EDITORIAL
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



Esta editorial es miembro de la UNE, lo que garantiza la difusión y comercialización de sus publicaciones a nivel nacional e internacional.

© Empara Marco Serrano

Primera edición, 2013

© de la presente edición:

Editorial Universitat Politècnica de València

www.editorial.upv.es

ISBN: 978-84-9048-040-3 (versión impresa)

Queda prohibida la reproducción, distribución, comercialización, transformación, y en general, cualquier otra forma de explotación, por cualquier procedimiento, de todo o parte de los contenidos de esta obra sin autorización expresa y por escrito de sus autores.

Análisis de la normativa de hormigón armado en España y la influencia de los investigadores españoles desde 1939 a 1973. Aplicación de la técnica constructiva en la ciudad de Valencia

TESIS DOCTORAL

Autora: D^a. Empar Marco Serrano
Director: D. Manuel Valcuende Payá

Tomo II: Anexos y anejos

Departamento de Construcciones Arquitectónicas



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

Valencia, septiembre de 2012

ÍNDICE

Objetivo y Resumen	7
1. Objetivo de la investigación.	7
2. Resumen	11
3. Introducción	14
Capítulo I. Origen del hormigón armado	17
1. Antecedentes históricos de la técnica del hormigón	17
1.1. Aparición del cemento artificial y de su industria	18
1.2. Primeras construcciones con hormigón	23
1.3. Difusión del hormigón armado	30
2. Antecedentes del hormigón armado en España. Finales del siglo XIX	43
2.1. Del cemento natural al cemento Portland en España	47
2.2. Primeras construcciones con hormigón en masa	48
2.3. Primeros usos del hormigón armado	51
3. Divulgación del hormigón armado en España	51
3.1. Primera década del S. XX	53
3.2. Segunda década del siglo XX: consolidación	74
3.3. La Generación del 27	89
4. Primeras experiencias con hormigón armado en la ciudad de Valencia	97
4.1. Contexto social y urbanístico.	97
4.2. Primeras estructuras de hormigón armado en Valencia	102
Capítulo II. Normativa	111
1. Las primeras normas sobre hormigón armado	111
1.1. El nacimiento de la normativa	111
1.2. Los grandes referentes europeos: la norma francesa de 1906 y la norma alemana de 1907.	115
2. Los primeros intentos de normativa española	134

3.	La primera norma española.	139
3.1.	Normativa del Ministerio de Obras Públicas y de la Dirección General de Arquitectura.	139
3.2.	Dimensionamiento	145
3.3.	Ejecución y control	175
4.	Las nuevas Instrucciones: HA-61, HA-68 y EH-73.	202
4.1.	Dimensionamiento	206
4.2.	Ejecución y control.	231
 Capítulo III. Plan experimental y resultados.		249
1.	Descripción del procedimiento	249
2.	Plan experimental.	251
2.1.	Determinación de datos globales en el periodo 1941-1973.	251
2.2.	Determinación del tamaño de la muestra.	259
2.3.	Elección y recopilación de información de la muestra.	263
2.4.	Selección de variables útiles y accesibles para el análisis	265
2.5.	Generación y organización de datos.	266
3.	Resultados de la investigación.	279
 Capítulo IV. Caracterización de los edificios residenciales construidos en la ciudad de Valencia de 1941 a 1973.		287
1.	Localización de los edificios de hormigón armado.	287
2.	Cálculo y ejecución de las estructuras de hormigón armado entre 1941 y 1973.	296
2.1.	Proyectos redactados entre 1941 y 1961	296
2.2.	Proyectos redactados entre 1962 y 1968	399
2.3.	Proyectos redactados Entre 1969 y 1973.	472
 Capítulo V. Conclusiones.		545
 Bibliografía		551
Anexos y anejos		573

Agradecimientos:

A mis padres y hermanas por la inestimable ayuda brindada.

A Miquel por el apoyo moral.

A mis compañeros de clase Víctor y Luis.

A los arquitectos en activo que tan amablemente me han cedido información de sus proyectos.

A las empresas de Intemac y SEG por dejarme bucear en sus depósitos de información.

A mi director de tesis por la paciencia ofrecida para mostrarme los entresijos de la investigación.

OBJETIVO Y RESUMEN

1. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN.

Justificación

A principios de la década de los noventa la inversión en el sector inmobiliario que se destinaba a rehabilitación era del 30%. Según la tesis Doctoral de José María Fran (*Fran, 1991*), se auguraba el incremento de este porcentaje frente al de obra nueva, como consecuencia de la crisis. Actualmente se destina, aproximadamente, un 50 % de inversión inmobiliaria a la rehabilitación (*Figura 1*). La situación actual es muy similar a lo que acontecía hace veinte años. Actualmente los esfuerzos gubernamentales abogan por la rehabilitación sostenible enfocada al ahorro energético principalmente¹; es decir, actuaciones que afectan a las fachadas y cubierta del edificio en la mayoría de los casos. No obstante, antes de solucionar los problemas derivados del control energético, es necesario garantizar la estabilidad de la estructura que, en definitiva, es el soporte fundamental de fachadas y cubierta.

¹ Como por ejemplo el proyecto europeo Tabula, que pretende crear una estructura armonizada para las tipologías constructivas de edificios de vivienda. El objetivo clave del citado proyecto es desarrollar una herramienta que sirva como base de datos para el análisis de edificios a nivel energético.

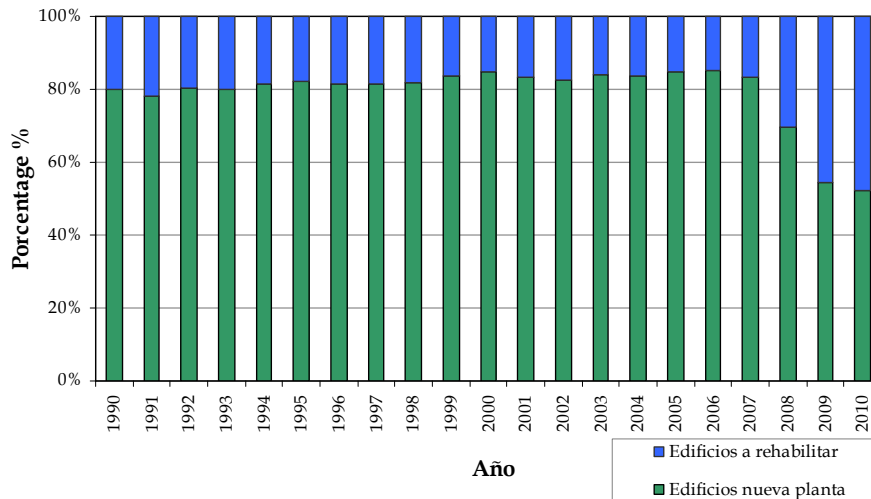


Figura 1. Inversión inmobiliaria en obra nueva y obra de rehabilitación (INE, 2010)

Durante las décadas de los cincuenta, sesenta y setenta el parque inmobiliario en España aumentó considerablemente. La demanda hizo que la construcción fuese rápida y en ocasiones escapara al cumplimiento de las pocas normativas vigentes. Gran parte de esta edificación se encuentra en zonas urbanas donde la ocupación sigue siendo considerable y, por tanto, sería apropiado revisar el estado de sus estructuras como garantía de una salud integral del edificio.

Según el Código Técnico de la Edificación, la evaluación estructural de edificios existentes se merece un trato diferenciado de los edificios de nueva construcción (*Anejo D del DB- Seguridad Estructural*), ya que *“las exigencias actuales generalmente son más estrictas que las vigentes en el momento en que se proyectó el edificio”* (CTE-Anejo D-DB-SE, D.1.2).

Los criterios que se describen en el Anejo D del DB-SE son aplicables a la evaluación estructural de cualquier tipo de edificio existente, siempre y cuando se cumplan una de estas dos condiciones:

- _ se ha concebido, dimensionado y construido de acuerdo con las reglas en vigor en el momento de su realización;
- _ se ha construido de acuerdo con la buena práctica, la experiencia histórica y la práctica profesional aceptada.

Por tanto, es necesario conocer el nivel de cumplimiento de las normas vigentes en el momento de ejecución de los edificios para poder aplicar los criterios que se recogen en el anejo D. La evaluación de la capacidad portante de la estructura, descrita en este anejo, se puede llevar a cabo desde un punto de vista cuantitativo o cualitativo.

Para llevar a cabo el análisis cuantitativo, es relevante, en primer lugar, recopilar toda la información disponible sobre el proyecto original de ejecución. No obstante, en el análisis cualitativo, la recopilación de dicha información es aún más significativa, para poder compararla con los requisitos de la normativa vigente en la época de su construcción. Según el apartado D.6.1 del Anejo D del DB-DE, para el análisis cualitativo de la capacidad portante se supone que un edificio que ha sido dimensionado y construido de acuerdo con las reglas antiguas tendrá una capacidad portante adecuada cuando se cumplen además ciertas condiciones. Por lo tanto, la condición previa para la evaluación cualitativa según dicho apartado es que se cumpla las reglas antiguas.

Cuantitativa o cualitativamente analizar el estado de las estructuras es tarea previa y necesaria para poder garantizar un diagnóstico estructural favorable y seguro en las edificaciones donde se pretende mediante la rehabilitación mantener la ocupación como vivienda.

Por consiguiente, el presente trabajo de investigación interesa en cuanto que recopila información analítica sobre estructuras de hormigón armado de proyectos materializados durante un periodo de considerable expansión urbanística, en el que las viviendas pueden ser actualmente objeto de revisión o rehabilitación. Los capítulos que configuran esta tesis contienen documentación útil para poder valorar la situación de las estructuras de los edificios consultados.

Objetivo

Por las razones argumentadas en el apartado anterior, el objetivo principal de la presente investigación es:

- _ Analizar el grado de cumplimiento de las normativas de hormigón armado en edificios residenciales ubicados en los 16 distritos de la ciudad de Valencia, desde la aparición de la primera norma para edificación en 1941 hasta la aprobación en 1973 de la primera Instrucción que incorpora de forma exhaustiva aspectos relacionados con el control de calidad de los materiales y del proceso de ejecución, la EH-73.

El objetivo principal se desglosa en los siguientes objetivos parciales:

- _ Dimensionamiento en condiciones de agotamiento de pilares y vigas, analizando los siguientes parámetros:
 - _ Propiedades mecánicas de los materiales y coeficientes de seguridad
 - _ Cargas y solicitaciones
 - _ Dimensionamiento a flexión
 - _ Dimensionamiento a esfuerzo cortante
 - _ Anclaje y empalmes
- _ Ejecución y control, analizando los siguientes parámetros:
 - _ Materiales
 - _ Dosificación
 - _ Fabricación y puesta en obra
 - _ Control

2. RESUMEN

Resumen

El objetivo del presente trabajo es medir el grado de cumplimiento de las normativas vigentes sobre hormigón armado en los edificios construidos desde 1941 a 1973 en la ciudad de Valencia.

Como paso previo, se expone la situación precedente a la redacción de la primera normativa francesa sobre hormigón armado de 1906. A continuación se establece una comparación entre la primera normativa alemana y francesa con el propósito de examinar su influencia en la redacción de las normativas españolas de 1939, para la obra pública, y la norma de 1941, para edificación. Este apartado se complementa con el estudio comparativo de las normativas vigentes durante el periodo analizado, haciendo mención especial a la instrucción sobre hormigón armado de 1961 publicada por el Instituto Eduardo Torroja.

Conocidas las normativas, para conseguir el objetivo propuesto se han consultado un total de 400 proyectos originales del Archivo Histórico Municipal del Ayuntamiento de Valencia, más otros 90 proyectos de rehabilitación, y, además, se ha entrevistado a 12 personas expertas en el arte de la construcción.

Como conclusión, se observa que el cumplimiento de la normativa de 1941 empieza a tomarse en consideración a finales de la década de los cincuenta. Respecto a la normativa de 1961 comienza a considerarse en la redacción de los proyectos hacia la mitad de la década de los sesenta. Por último, la Instrucción de 1968 fue de más rápida aceptación y cumplimiento. A partir de los setenta se encuentran proyectos con claras referencias a la nueva instrucción.

Resum

L'objectiu d'aquest treball és mesurar el grau d'acompliment de les normatives vigents sobre formigó armat als edificis construïts des de 1941 a 1973 a la ciutat de València.

En primer lloc, s'exposa la situació precedent a la redacció de la primera normativa francesa sobre formigó armat de 1906. A continuació s'estableix una comparació entre la primera normativa alemanya i francesa amb el propòsit d'examinar la seva influència a la redacció de les normatives espanyoles de 1939, per a l'obra pública, i la norma de 1941, per a edificació. Aquest apartat es complementa amb l'estudi comparatiu de les normatives vigents durant el període analitzat, fent especial menció a la instrucció sobre formigó armat de 1961 publicada per l'institut Eduardo Torroja.

Conegudes les normatives, per a aconseguir l'objectiu proposat s'han consultat un total de 400 projectes originals de l'Arxiu Històric Municipal de l'Ajuntament de València, més altres 90 projectes de rehabilitació, i, a més, s'ha entrevistat a 12 persones expertes en l'art de la construcció.

Com a conclusió, s'observa que l'acompliment de la normativa de 1941 comença a prendre's en consideració a finals de la dècada dels cinquanta. Respecte a la normativa de 1961 comença a considerar-ne a la redacció dels projectes cap meitat de la dècada dels seixanta. Per últim, la Instrucció de 1968 fou de més ràpida acceptació i compliment. A partir dels setanta es troben projectes amb clares referències a la nova instrucció.

Abstract.

The aim of this doctoral thesis is to evaluate the level of compliance of the reinforced concrete current rules in buildings constructed between 1941 and 1973 in the city of Valencia.

At the beginning, this research presents the previous situation of the first French reinforced concrete rule from 1906. Then it establishes a comparison between both the first German and French regulations in order to examine their influence on the preparation of the Spanish rule from 1939 for public works, and the rule from 1941 for construction. This section is complemented with the comparative study of the in force regulations during the analyzed period, with a special reference to the concrete instruction from 1961 edited by the Eduardo Torroja Institute.

Once the rules have been studied, 400 original architectural projects from the Municipal Archives of the city of Valencia as well as 90 restoration projects have been consulted, and 12 experts on the art of construction have been interviewed.

As a conclusion, it seems that the fulfillment of the 1941 rule begins to be considered to the late fifties. Regarding the 1961 concrete instruction, this is taken into account for the drafting of the architectural projects to the middle of the sixties. And finally, the regulation from 1968 was of a faster acceptance and compliance. From the seventies onwards it is usual to find projects with clear references to the new rule.

3. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación es la consecuencia de un plan inicial motivado por el interés de conocer el estado de los edificios construidos durante la etapa de mayor expansión urbanística, así como en qué medida se cumplía la normativa vigente.

El resultado de la investigación se hace constar en cinco capítulos.

El primer capítulo describe los antecedentes históricos del hormigón armado. El apartado primero se centra en las primeras experiencias a nivel internacional, con base teórica y base práctica que finaliza con la regularización del dimensionamiento y ejecución de la técnica del hormigón armado. Concluye este apartado con referencias a la publicación de la primera normativa francesa.

En el segundo apartado de este primer capítulo se pretende focalizar la atención en los primeros usos de este material en España, donde se evidencia el escaso uso del nuevo material por los técnicos responsables de la construcción de edificios destinados a viviendas y la gran acogida de los técnicos dedicados a la obra civil hasta el año 1936.

El tercer apartado trata sobre la divulgación en España del hormigón armado, distinguiendo tres subapartados que coinciden con las tres fases recorridas por el material antes de adquirir la madurez que permitió la redacción de la primera normativa nacional sobre hormigón armado.

Por último, en el primer capítulo se describe las primeras construcciones con hormigón armado en la ciudad de Valencia, comentando el contexto social y urbanístico donde se enclavan.

En el segundo capítulo se comparan los dos grandes referentes europeos sobre la normativa de hormigón armado, la norma francesa de 1906 y la norma alemana de 1907, que sirvieron de base para la redacción de la primera normativa española. Así mismo se fija cuál fue el origen y los motivos que dieron lugar a la primera Instrucción española sobre hormigón armado de obligado cumplimiento

para las obras públicas, aprobada en 1939 y, la de obligado cumplimiento para las obras de edificación de 1941. En el último apartado se analizan y comparan las nuevas instrucciones HA-61, HA-68 y EH-73.

En el contenido del capítulo tercero se encuentra especificado el plan experimental del presente trabajo. En él se describe tanto el procedimiento como los criterios que se han seguido para determinar la muestra elegida, las fuentes consultadas y los resultados obtenidos.

Se han consultado un total de 400 proyectos originales del Archivo Histórico Municipal del Ayuntamiento de Valencia, más otros 90 proyectos de rehabilitación. Se han efectuado entrevistas a ingenieros, arquitectos y otros profesionales, hasta un total de 12 personas expertas en el arte de la construcción.

El cuarto capítulo contiene la discusión de los resultados obtenidos.

A tenor de las consultas y entrevistas realizadas se exponen, analizan y comparan los datos obtenidos de los proyectos seleccionados como muestra representativa de los edificios construidos en los 16 distritos de Valencia, y que corresponden a tres determinados periodos selectivos de construcción, en función de la entrada en vigor de cambios normativos relacionados con el uso del hormigón armado.

En el último capítulo, quinto, se recoge, sucintamente, las conclusiones a las que se ha llegado en el presente estudio después de analizar las observaciones y establecer comparaciones entre los datos cuantitativos y cualitativos obtenidos de la muestra seleccionada.

CAPÍTULO I

ORIGEN DEL HORMIGÓN ARMADO

En la elaboración del hormigón armado se puede distinguir dos aspectos: la técnica de construcción y los materiales componentes. En lo que respecta al origen de la técnica se remonta al tradicional sistema de construcción del tapial, y en cuanto al material se vincula a la aparición del cemento hidráulico.

1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS DE LA TÉCNICA DEL HORMIGÓN

Los romanos fueron una de las primeras civilizaciones que difundió, a gran escala, el uso de lo que se podría llamar el antecesor del hormigón. A partir del siglo II a. C. comenzaron a utilizar el *Opus caementicium*, material compuesto por piedra pequeña o trozos de ladrillo o teja, aglomerante y agua, que les permitió construir nuevas tipologías arquitectónicas, como los grandes edificios para espectáculos públicos (teatros, anfiteatros y circos).

Este hormigón fabricado por los romanos se formaba disponiendo por separado tongadas sucesivas de mortero y áridos. No se apisonaban las tongadas sino que se empleaba en cimentaciones o núcleos de muros de gran dimensión.

Con la caída del Imperio Romano el hormigón cayó en desuso y los constructores no repararon en él hasta el siglo XVIII. Durante la Edad Media el material para las grandes construcciones fue la piedra y el ladrillo. No obstante, en

gran parte de España y de Francia, se conservó la construcción tradicional del *tapial*. Consistía en levantar muros apisonados con tierra arcillosa mezclada con piedra pequeña y algo de cal, vertida previamente sobre un encofrado de tableros de madera que se iba deslizando a medida que progresaba la construcción. Al menos en cuanto a técnica de ejecución se puede considerar el antecesor del hormigón. En nuestro país durante la ocupación islámica encontró un gran desarrollo incluso en obras de grandes dimensiones, también en las tierras cristianas, sobretodo para la construcción de viviendas (*Burgos, 2009*). En Francia tuvo su principal foco en la región de Lyon donde esta técnica recibía el nombre de *pisé*.

Con motivo de la convocatoria del concurso de la Academia de Amiens en 1785, el maestro de obras de Lyon, François Cointeraux, presentó un tipo de construcción que ofrecía una evolución en la técnica del *pisé* como construcción simple y económica para prevenir los incendios.

La solución propuesta por Cointeraux permitía construir paredes y techos partiendo de la técnica del *tapial*. Consistía en hacer bloques del mismo material previamente prensados en el suelo con los que formar la bóveda, en lugar de apisonar in situ. Ganó el concurso e incluso llevó su *Nouveau pisé* hasta París, pero la revolución francesa truncó su evolución. Aunque no se desanimó y en 1791 publicó las posibilidades del *Nouveau pisé* en sus Cuadernos de la Escuela de Arquitectura Rural (*Brugos, 2009*).

1.1. APARICIÓN DEL CEMENTO ARTIFICIAL Y DE SU INDUSTRIA

La aparición del hormigón tal y como lo conocemos actualmente, material formado por áridos, agua y conglomerante de cemento, tiene una estrecha relación con la evolución del cemento artificial cuyo nacimiento se sitúa alrededor de mitad siglo XIX. No obstante, el concepto de hormigón, entendido como material aglomerado de diferentes materiales, tiene su origen muchos siglos antes, en

civilizaciones tan antiguas como la mesopotámica y la egipcia, aunque en éstas el principal aglomerante utilizado era la arcilla. Con este aglomerante se conseguía masas plásticas capaces de endurecer por simple secado, aunque este endurecimiento era muy débil y de carácter reversible. Recientemente se han descubierto restos arqueológicos que demuestran que ya eran utilizados en la prehistoria el yeso y la cal. Esta cal era la llamada cal aérea que comparte con el yeso la propiedad de endurecer al aire, no pudiendo endurecer bajo el agua; es decir, no posee propiedades hidráulicas. Además el producto resultante no es resistente al agua. El endurecimiento se produce por carbonatación, siendo dicha reacción muy lenta, pudiendo durar muchos meses.

En Egipto era común utilizar el yeso como material conglomerante. No fue hasta la llegada de Tolomeo, unos 300 a.C., cuando se introdujo el uso de la cal como material para la fabricación de mortero.

Los romanos fueron los responsables del gran desarrollo del uso del hormigón, pero no fueron los primeros en utilizarlo, recientes investigaciones demuestran que fueron los primeros los Fenicios con morteros de cal y residuos procedentes de piezas de arcilla cocida, y los Griegos con morteros de cal con roca volcánica de la isla de Santorini. Como aglomerante los romanos utilizaban la cal viva obtenida de la calcinación de piedra caliza. Pero, si por algo destacó el hormigón romano fue por la utilización del polvo de la piedra volcánica procedente del Vesubio. Ya en época de Vitrubio se conocían las especiales propiedades que este polvo le confería al material para fraguar bajo el agua.

Tras la caída del imperio romano se produce un cierto retroceso y durante la Edad Media se consideraba como caliza impura, no apta para la fabricación de cal, la que contenía arcilla. De hecho se consideraba que la cal de mayor pureza y blancura era la que daba lugar a los conglomerantes más resistentes (*Burgos, 2009*).

En el siglo XVIII comenzaron a estudiarse las cales, en busca de un conglomerante hidráulico capaz de fraguar bajo el agua y resistir la erosión de ésta.

En algunas zonas, para las construcciones de obras en el mar, se conservó la tradición del *opus caementicium* para el empleo de morteros y hormigones,

confundiendo y entremezclándolos con la técnica del tapial, incluso utilizando la misma puzolana de los romanos, que se comercializaba en toda Europa, o utilizando polvo de tejas machacadas que conferían al cemento la propiedad de fraguar bajo el agua (*Burgos, 2009*).

No obstante, hasta mediados del siglo XVIII, las cales impuras no se consideraban adecuadas para la fabricación de cal. Fue en Inglaterra donde se observaron las ventajas de las cales con contenido de arcilla, la llamada cal hidráulica, que eran semejante a los conglomerantes fabricados con piedra del volcán de Puzzoli o polvo de teja machacada.

Los principios de las investigaciones sobre las propiedades de las cales, aéreas y hidráulicas, fueron poco científicos, buscando en los morteros romanos incluso explicaciones esotéricas.

En cambio el ingeniero inglés John Smeaton, que estudió con métodos científicos los conglomerantes hidráulicos, inició la cadena de investigaciones que darían lugar al descubrimiento del cemento artificial. El primer trabajo que realizó fue en 1755, para la construcción del tercer faro de Eddystone. La situación que sufría el faro constantemente asediado por los oleajes le impulsó a investigar sobre el conglomerante hidráulico más adecuado. Del análisis y ensayo de todos los tipos de conglomerantes, cales aéreas e hidráulicas, que pudo conseguir dedujo que el mortero que mejor respondía era el formado a partir de una mezcla de piedra caliza y puzolana.

En 1796 el empresario inglés, James Parker, patentó una cal hidráulica a la que llamó "cemento romano". Este conglomerante, que lo había obtenido de la piedra de la isla de Sheppy, tuvo muy buena acogida en toda Gran Bretaña (*Smeaton, 1850*).

Pocos años después, en 1812, el ingeniero de Puentes y caminos Joseph Louis Vicat, durante la construcción del puente sobre el río Dordogne en Souillac y tras una parada forzosa por la complicada situación política del país, se dedicó a estudiar las canteras de caliza de los alrededores. Buscaba una cal que pudiera utilizar en la cimentación de su puente. Amplió los tipos de cales analizadas,

identificando los componentes de cada una de ellas y clasificándolas según su hidráulica. Consiguió al fin poder enunciar el principio de la fabricación del conglomerante hidráulico artificial, que se obtiene a partir de la calcinación de una mezcla de piedra caliza que contenga una cierta proporción de arcilla íntimamente mezclada (Vicat, 1818).

El resto de su vida se dedicó a la investigación del cemento hidráulico, desarrolló los primeros procedimientos científicos de ensayo, diseñando incluso algunos equipos de trabajos, como por ejemplo, el destinado a medir la dureza de morteros o conglomerantes hidráulicos (Figura I. 1)

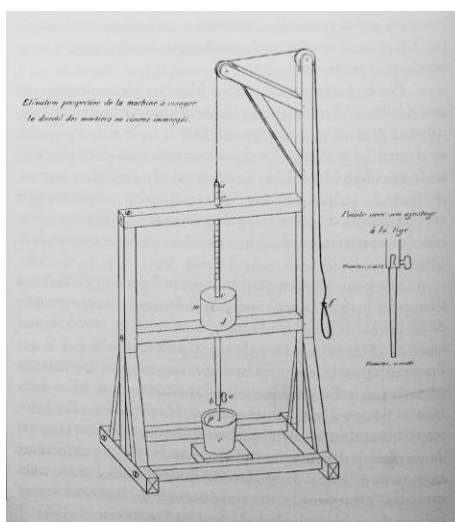


Figura I. 1. Máquina ensayo a compresión para cementos.

(Vicat, 1818)

El siguiente paso era conseguir la fabricación industrial del cemento artificial. El inglés Joseph Aspdin, en 1824, en plena Revolución Industrial, consiguió fabricar el primer cemento artificial. Lo llamó "cemento portland" por su similitud al color de la piedra típica que se encontraba en la ciudad de Portland. No obstante, su proceso de fabricación no estaba suficientemente depurado. Así que debería aparecer la figura del inglés Isaac Charles Johnson que en 1844 estudió la influencia de los diferentes grados de cocción de la mezcla, descubriendo que se tenía que alcanzar la vitrificación parcial de los componentes esenciales, cal y arcilla rica en sílice. Esta mezcla calcinada a una temperatura de 1400 °C constituía

el clinker. Con esto dejaba sentado los principios de la fabricación del cemento artificial.

Mientras tanto en Francia seguían apostando por las cales y cementos naturales, animados por las investigaciones de Vicat. En la década de los treinta, apareció la figura de Joseph Auguste Pavin de Lafarge que se dedicó a explotar antiguas caleras que eran una herencia familiar. En 1835, fue su hijo, León, con formación académica quién le dio el impulso necesario a la compañía para que se empleara en la construcción de las grandes obras portuarias del Mediterráneo². Se convertiría en la cementera más importante de Francia (*Burgos, 2009*). En 1869 empezó a fabricar cemento portland, obtenido a partir de los residuos de fabricación del cemento natural; se le conoció con el nombre de cemento portland-Lafarge del Teil.

En el resto de Europa se incorporaron paulatinamente, a partir de mitad de siglo, las fábricas de cementos. En Alemania las empresas de Hermann Bleitbreu y la fábrica de JH Hagenah pronto alcanzaron un buen ritmo de producción. Producían suficiente cantidad de cemento para abastecer Alemania y para la exportación (*Martínez, 1903*).

Hasta finales del siglo XIX el cemento se hacía mezclando la caliza y la arcilla con agua para formar una pasta húmeda, que se metía en el horno. Pero este proceso exigía enormes costes de cocción en los hornos verticales, de escaso rendimiento y con grandes pérdidas de calor, además de obtener un producto poco homogéneo. Hubo un primer intento para solucionar este problema y mejorar la cocción por parte del alemán Dietzch, en 1882. Su solución aportaba un nuevo tipo de horno vertical, que constaba de un crisol y un calentador unidos por una bóveda. Sería el utilizado en la mayoría de las fábricas alemanas (*Barutell, 1903*).

Un avance significativo respecto a la fabricación del hormigón fue obra del técnico inglés Frederich Ransome (*Burgos, 2009*). Propuso el horno rotatorio de eje

² Se empleó en el puerto de Cannes, Toulon, Marsella. A partir de ese momento experimentará un notable crecimiento.

horizontal (*Ransome, 1866*), con una pequeña inclinación. Este método conseguía una calcinación perfecta sin excesos de combustible para calentar el horno. Las tortas secas de arcilla y caliza se introducían y se iban calcinando de forma regular mientras avanzaban girando. De esta forma se ahorraba mucho más tiempo y reducían las pérdidas de calor. En 1885 se implantó por primera vez en Inglaterra, para fabricar cemento por la vía seca. No obstante no tendría demasiado éxito porque su alimentación con gasógeno no estaba suficientemente perfeccionada. Aún se necesitaría que desde los Estados Unidos, unos años más tarde, se complementara la tecnología necesaria para la sustitución del gasógeno por petróleo. A este adelanto contribuyeron el español Navarro y el francés Giron, contratados por la fábrica norteamericana que lo implantó, Atlas de Pensylvania. Ahora sí el procedimiento para la fabricación del cemento con hornos rotatorios por vía seca ya estaba listo para expandirse por todo el mundo (*Burgos, 2009*).

Hacia 1900, el mismo ingeniero químico, Giron, tuvo la idea de añadir yeso durante la molienda del clinker para controlar el fraguado y endurecimiento del cemento, quedando como la última innovación química producida hasta el momento en el proceso de elaboración del cemento portland.

1.2. PRIMERAS CONSTRUCCIONES CON HORMIGÓN

En el primer tercio del siglo XIX los nuevos cementos y cales hidráulicas despertaron un creciente interés. En Gran Bretaña y Francia empezó a extenderse el uso de la mezcla de cementos y áridos. En un primer momento el mortero se empleó básicamente para el estucado y para fabricar bloques de piedra artificial que sustituyera a la natural y a los ladrillos. Por ejemplo, los estucados de la Capilla Real de Buckingham Palace son de cemento artificial. También se empleó el cemento portland para las molduras y para fabricar bloques para los muros en la casa de John White en Swanscombe. A mediados de siglo, el empresario Alderman Waterlow creó una sociedad dedicada a construir casas económicas para familias

modestas. Se levantaron varios grupos de casas con esta “*piedra artificial sumamente dura, resistente y ligera, compuesta de cok duro y triturado, bálago y otras varias sustancias porosas y calcinadas, mezcladas con cemento de portland*” (Rebolledo, 1910). Por estas mismas fechas, en Francia, el ingeniero Lebrun concibe un procedimiento integral de construcción con hormigón, con el que construye la vivienda de su hermano. El sistema de construcción era parecido al tapial utilizaba moldes, pero sustituyó la tierra por cal hidráulica (Figura I. 2).

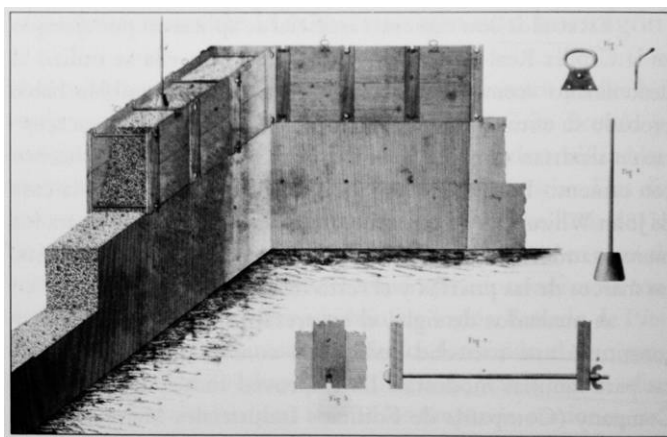


Figura I. 2. Sistema de construcción de muros de hormigón. (Lebrun, 1835)

Nueve años más tarde el hormigón dio el salto a la obra pública, a la construcción de puentes. Tuvo ocasión de demostrar su viabilidad en el puente de Grisoles, en un canal lateral del Garona. Pero las experiencias de Lebrun son muy escasas, a pesar de los esfuerzos por introducir la cal hidráulica.

Donde más éxito tuvo el cemento natural y la cal hidráulica fue en las construcciones afectadas por la erosión del agua. Por ejemplo, se utilizó para impermeabilizar antiguas cimentaciones en los puertos de Dieppe y Le Havre, o en forma de bloques en las obras del puerto de Argel.

El hormigón era considerado por la mayoría de arquitectos como un material propio de la industria y de las obras civiles. En edificación, se utilizaba para la cimentación o cualquier otra zona no visible, ya que se consideraba incompatible con el carácter artístico de la obra arquitectónica.

Hasta la mitad del siglo XIX todos los arquitectos e ingenieros franceses utilizaban hormigones de cales y de cementos naturales, compatibles con el clima de Francia más seco que el de Inglaterra donde el cemento portland había sustituido en las fachadas a la piedra natural.

Costó desplazar la arraigada tradición de los franceses por las cales y cementos naturales. El cambio a los cementos artificiales se produjo en Francia en 1857 cuando Vaudrey valoró las ventajas de mayor resistencia y economía del cemento portland.

1.2.1. HORMIGÓN EN MASA, “BÉTON AGGLOMÉRÉ”

En 1855 el empresario francés François Coignet presentaba la patente de “betón pisé” tras construir una vivienda junto a su fábrica en Saint Denis entre 1853-1854, que le sirvió como reclamo publicitario. La técnica del hormigón pisé se asemejaba a la del tapial, muy típica en su Lyon natal, pero en lugar de tierra apisonada utilizó una especie de hormigón hecho con cal, cenizas de hulla, arena y piedras. Aunque inicialmente el sistema constructivo se orientaba a la construcción de viviendas, pronto pensó en utilizarlo en todo tipo de construcciones como silos, obras hidráulicas, carreteras, ferrocarriles, conducciones de agua o de gas (Coignet, 1856). Este tipo de construcción despertó el interés de tal manera que una comisión de arquitectos llegó a estudiarlo, concluyendo que “a pesar de no ser nueva la aplicación de material de Mr. Coignet, como tampoco los principios en que se funda, ha logrado, sin embargo, una combinación media que no tiene los inconvenientes del tapial ordinario, y que se aproxima por su solidez a las construcciones de mampostería” (Scheidnagel, 1858).

La patente se define de forma muy genérica:

“la aplicación del modo de construir utilizado para el tapial y para el hormigón de cenizas de hulla, el empleo de todos los demás hormigones que no han sido todavía empleados de la misma manera, cualquiera que sea su composición, que estén compuesto de tierra cocida o no cocida o de toda otra

clase de material; que estén hechos a base de cal grasa, de cal hidráulica, de cementos naturales o artificiales de puzolanas u otras; que la construcción de los muros tenga lugar por encima o por debajo del suelo y cualquiera que sea su forma y su empleo”(Coignet, 1855).

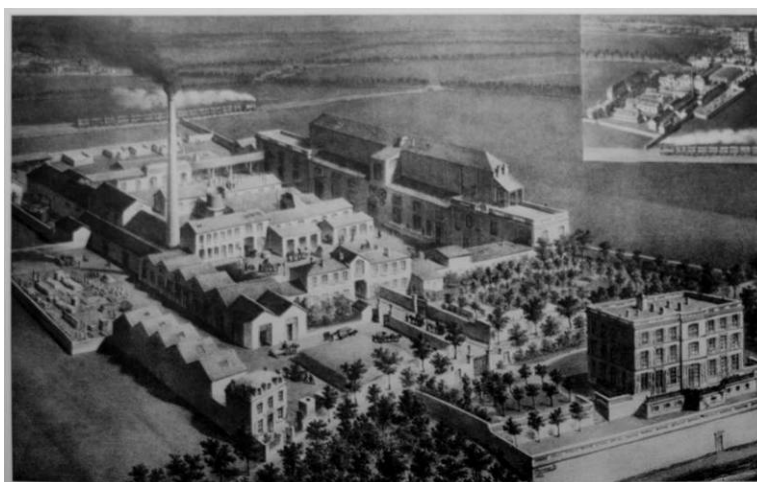


Figura I. 3. Manufacturas de productos químicos y alojamiento de los señores Coignet, (Simonet, 2009)

Posteriormente amplió la definición de su patente introduciendo especificaciones en la composición de los hormigones y definiendo un sistema de forjados de hormigón reforzados con viguetas de hierro. Con este sistema construyó la cubierta plana de su casa en Sant Denis en 1852. Estaba formada por una losa de hormigón de 30 cm de espesor reforzada con viguetas de hierro con sección transversal en doble T embebidas en la losa que las recubría con cinco centímetros. Supuso la primera utilización documentada de refuerzo con tirantes de hierro en construcciones de hormigón. En 1861 tuvo ya la intuición de las múltiples aplicaciones que pudiera tener la combinación del metal y el cemento (Termens, 1940).

La experiencia acumulada le permitió definir completamente el material y su proceso constructivo (Figura I. 3). Todo lo expuso en su tratado *Bétons agglomérés appliqués à l'art de construire* (Hormigones aglomerados aplicados al arte de construir) (Figura I. 4). El cambio de denominación, de *"béton pisé"* a *"béton*

aggloméré”, estuvo forzado por la voluntad de Coignet de mostrar que se trataba de un procedimiento constructivo original confeccionado industrialmente y de gran calidad.

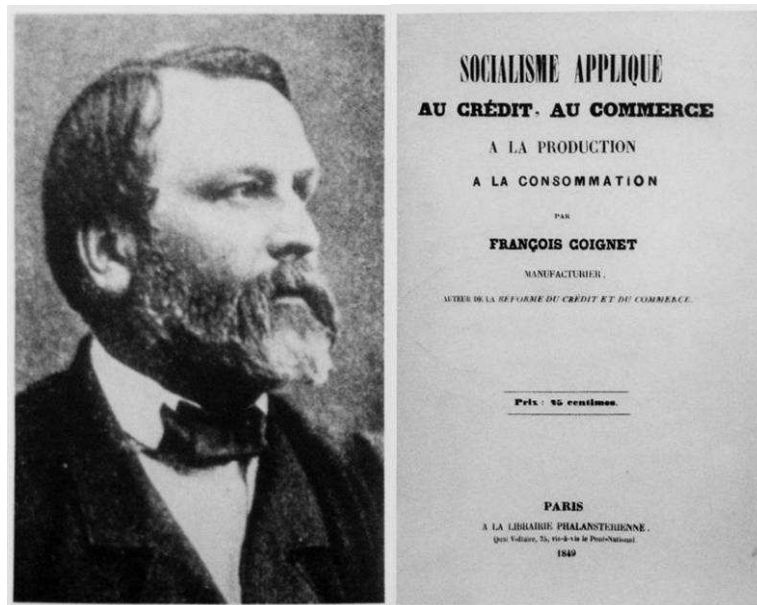


Figura I. 4. Retrato François Coignet y portada de su libro « *Socialisme appliqué au crédit, au commerce, à la production, à la consommation* ».

1.2.2. EL COMIENZO DEL HORMIGÓN ARMADO

Bajo la denominación de “Cemento Armado”³ (Seco de la Garza, 1913) “se comprenden aquellas construcciones que están formadas por un esqueleto de hierro envuelto por una masa de mortero u hormigón de cemento, siempre que éste entre a tomar parte en la resistencia de ellas”.

El hormigón armado es un material particular, fruto de una invención con doble origen: por un lado, está la producción industrial del acero y del cemento y

³ Como cemento armado se entendía también el hormigón armado.

por otro lado, una producción intelectual nacida de la idea de asociar los dos materiales tan diferentes.

Paralelamente al nacimiento del hormigón, se gesta la idea de armarlo, la unión de las varillas de acero al mortero se traslada al hormigón. La técnica de introducir armaduras dentro de la mampostería es tan antigua como la arquitectura gótica y la clásica (VVAA, 2009). Ya por esas fechas se ponían varillas de metal terminadas en forma de Y en las piezas de piedra para evitar que se separasen.

La aparición del hormigón armado no se debe a una única persona, sino que es el resultado de diversas aportaciones que se solapan en el tiempo. Los primeros avances giran en torno a inventores y empresarios que publican sus descubrimientos y desarrollan algunas patentes, quedándose los arquitectos e ingenieros al margen durante los primeros cincuenta años de experimentación. Pero la ventaja del hormigón armado parece intuirse bien desde el punto de vista de su rendimiento. El nuevo material podía competir con los materiales tradicionales y las estructuras metálicas en cuanto a resistencia y resultaban más económicas.

A finales del siglo XVIII ya aparecen diversas propuestas que incorporan armaduras en el mortero. En 1774 Lorient plantea esta posibilidad y en 1792 Loudon recomienda la utilización de un forjado compuesto por un entramado de varillas embebidas en cemento. Esta idea es recogida por Fleuret hacia 1807 y por Raucourt en 1824. En 1844 Fox y Barret patentaron un sistema en el que embebían unas vigas de fundición en un hormigón de cal. Coignet utilizó este principio con su hormigón aglomerado.

La primera experiencia documentada con hormigón armado se remonta a la Exposición de 1855 en París, donde el agricultor francés Joseph Lambot presentó un barco construido con un enrejado metálico envuelto con cemento. La búsqueda de la impermeabilidad para sus maceteros de naranjos le llevó a descubrir los maceteros de cemento y reforzado con alambres en el interior que no se llegaban a corroer. Se le concedió una patente para construir entabladuras de buque con

hormigón armado, el *bateau-ciment*. En el folleto publicitario destacaba su impermeabilidad (Figura I.5). Aunque logró captar la atención de la Marina Francesa, que le pidió la construcción de una boya de prueba, su sistema pasó casi desapercibido (Simonet, 2009).

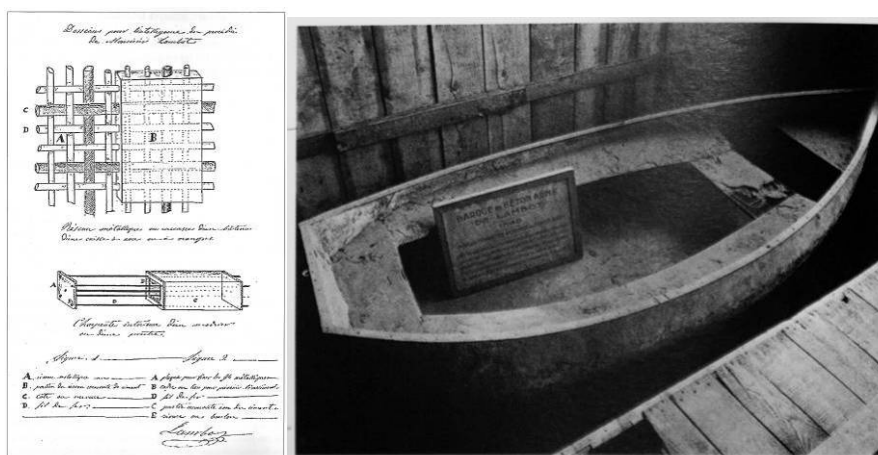


Figura I.5. Barca de Lambot (Simonet, 2009).

En 1867, el jardinero Joseph Monier, con el fin de decorar imitando la piedra natural, experimentó la manera de obtener unos recipientes más duraderos y resistentes al agua. Para ello combinó alambre recubierto de mortero de cemento, consiguiendo unos maceteros más ligeros que sustituyeron a los de madera.

Los forjados de viguetas metálicas con bóvedas tabicadas de ladrillo con los senos rellenos de hormigón eran muy habituales a mitad siglo XIX. W. Boutland Wilkinson detectó que en la zona de momentos negativos del forjado se necesitaban refuerzos y por ello introdujo barras de hierro en esta zona. La aparición de los forjados de Wilkinson coincidió con el lanzamiento del hormigón de Coignet, que despertó mayor interés en Inglaterra que en su nación. Aunque este tipo de forjados se difundieron por Inglaterra bajo diferentes patentes, siempre fueron construidos por pequeñas empresas, que nunca llegaron a asumir una explotación a escala nacional. Fueron los franceses quienes retomarían esta tarea en las últimas décadas del siglo.

A pesar de que los ingleses dejaron que los franceses les invadieran con las patentes del hormigón armado, se debe a Thaddeus Hyatt, abogado y constructor

repatriado en Inglaterra, la primera y original publicación sobre el empleo del hormigón armado (Collins, 1995). El folleto se publicó en Londres en 1877 con el título *“An account of some experiments with Portland-Cement-Concrete combined with iron as a Building Material”*. De las conclusiones que expone en su trabajo destacan la resistencia al fuego y la adherencia entre acero y hormigón. Tras varios ensayos observó que se podía tomar para ambos materiales, a efectos prácticos, el mismo coeficiente de dilatación y la relación entre módulos de elasticidad igual a 20. Estas conclusiones, sumadas a la posibilidad de armar las piezas con planchas o barras en lugar de perfiles embebidos abarataba la construcción. A Hyatt se debe el concepto de la adherencia en el funcionamiento del material. Aunque patentó un sistema con losas premoldeadas, no encontró patrocinadores para proseguir con sus ensayos.

1.3. DIFUSIÓN DEL HORMIGÓN ARMADO

Para conseguir una completa difusión del hormigón armado se deben controlar tres ámbitos: el técnico, el comercial y el publicitario. Como medio de difusión científico y debido a ser *“resultado a la vez de un conocimiento y una habilidad, exige una original forma de trasmisión y difusión, utilizando un lenguaje a veces equívoco, entre lo publicitario y lo científico”* (Simonet, 2009).

Durante las dos últimas décadas del siglo XIX el hormigón armado atravesó varias etapas que fueron consolidando el conocimiento de esta nueva técnica constructiva. En una primera etapa la divulgación con folletos publicitarios tomó especial relevancia. En la segunda etapa se difundió entre el gremio de la construcción y de los ingenieros. Comenzaron a proliferar los diferentes sistemas constructivos patentados, destacando el año 1892 cuando se registran tres sistemas, el de Hennebique, el de Wayss & Freytag y el de Coignet, que tendrán una gran actividad comercial. Cabe destacar que en 1897 se impartió por primera vez un curso sobre hormigón armado en la Escuela de Caminos de París.

La mayor aportación que hacen las patentes sobre el conocimiento del hormigón se encuentra en el interés que despertaron en ingenieros y científicos que, curiosos, buscaron el soporte matemático que sustentaba aquellas osadas construcciones. Estas patentes formaron la base de la teoría que recogerían las primeras reglamentaciones sobre el hormigón armado.

1.3.1.a Patentes

Fue en Francia y en Alemania donde arraigaron con mayor intensidad las numerosas patentes (*Anejo. Tabla Resumen Patentes Europeas*) relacionadas con las estructuras de hormigón armado extendidas rápidamente por toda Europa⁴.

Las patentes de las dos naciones toman distintos caminos hacia el conocimiento del hormigón. Mientras en Alemania, Ways y Freytag escogen el camino de las demostraciones teóricas reforzadas por ensayos, en Francia (Hennebique, Monier o Cottancin) toman el camino del empirismo, basado en el sistema de prueba-error, que se sustenta por la experiencia demostrada en sus construcciones. Aunque también existen algunos técnicos franceses que intentaron demostrar científicamente sus teorías (Coignet, Tedesco, Considère).

La primera patente registrada en Francia se remonta a 1855 (Lambot). En 1887 Monier patentó unas vigas después de haber patentado jardineras, tiestos, tubos, etc. A partir de 1892 se multiplican exponencialmente los sistemas patentados, aunque sólo llegaron a tener una difusión considerable los sistemas propuestos por Wayss y Koenen (más tarde se convertiría en Wayss & Freytag), François Hennebique y Edmond Coignet, que casualmente patentaron sus sistemas

⁴ El desarrollo del hormigón armado en Inglaterra y Estados Unidos siguió una orientación distinta debido al hecho de que Melán propuso reemplazar la armadura compuesta de hierros redondos o planos, por esqueletos u osaturas férreas ensambladas de modo rígido que eran capaces de soportar por sí mismas los encofrados. Este sistema reportó ciertas ventajas constructivas que determinaron el éxito en aquellos países. Encontraban en el hormigón armado un medio práctico de asegurar la incombustibilidad de las casas.

Gran Bretaña, que había capitaneado las construcciones de hormigón armado en el siglo XVII, en el siguiente siglo cedería el protagonismo a compañías extranjeras, sobretudo francesas, que se implantaron rápidamente. Entre Estados Unidos y Europa lógicamente hubo una transmisión de experiencias y conocimientos mutua. Pero aunque prácticamente se vivieron las mismas etapas, los procesos fueron independientes.

en el mismo año. Las variaciones que fueron introduciendo afectaron a la disposición y tipología de las armaduras o sirvieron como aplicación concreta para determinados elementos y obras (vigas, maceteros, postes, depósitos, silos, etc). Este proceso de depuración de cada sistema condujo hacia un punto común que propició la unificación sobre los criterios a seguir para elaborar la legislación sobre teoría y práctica del hormigón armado (*Lima et al, 2001*).

_ Patentes de Base Empírica

La primera patente registrada se remonta a 1855, cuando Lambot patenta su *bateau-ciment*. En 1867 Monier patenta unos cajones maceteros. Diez años después patentó una viga y en 1878 un sistema de construcción en hormigón armado para edificios de viviendas. Para sus sistemas empleó tela metálica recubierta por ambas caras por una capa de mortero de cemento. En verdad, nunca llegó a comprender cómo funcionaban estructuralmente, pero los numerosos ensayos empíricos realizados demostraron que sus construcciones tenían una gran solidez (*Marvía, 1902*).

En un principio, la solución de armado en las losas, con armadura colocada en el centro y recubierta de mortero de cemento, era más racional que en el caso de las vigas. En éstas, necesitó múltiples ensayos de rotura para pasar de soluciones de armado muy confusas y muy armadas (*Figura I. 6*) que no seguían una ley coherente de los esfuerzos, a una solución más acorde con la distribución de esfuerzos. Esta solución del sistema Monier consistía en la unión solidaria de viguetas y losa (*Figura I. 7*). La armadura de las viguetas se componía de dos barras redondas, la más gruesa en la zona de tracción y la de compresión dentro de la losa. Las dos barras estaban unidas con alambre a una tercera varilla sinusoidal, a modo de alma.

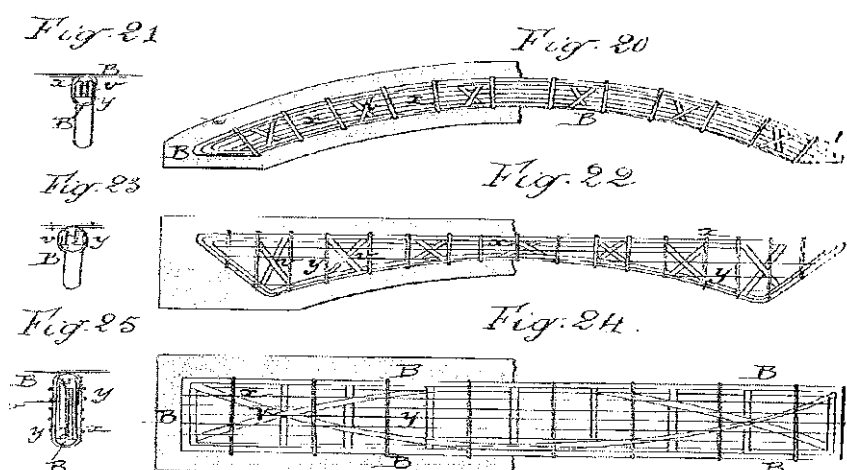


Figura I. 6. Vigas y viguetas para puentes. Patente española Monier.
1884

La armadura de la losa se alojaba en la parte inferior de la misma y estaba formada por dos capas de armaduras paralelas, superpuestas perpendicularmente formando una parrilla. Las de la capa inferior, denominadas varillas de resistencia, estaban espaciadas de 5 a 10 cm con un diámetro adecuado a la carga de servicio. Las de la capa superior, llamadas de reparto, estaban colocadas con la misma separación que las otras y su diámetro oscilaba entre 3 y 6 mm. Todas las varillas estaban atadas con alambre. Esta disposición de la rejilla metálica en la parte inferior de la losa ha pervivido hasta la actualidad.

La difusión alcanzada por el hormigón armado durante los primeros años fue tan exigua que Monier no logró resarcirse de los gastos que la patente obtenida le había ocasionado. A pesar de todo, Monier no abandonó la idea de extender el campo de aplicación del nuevo material y en 1877 y 1878 registró nuevas patentes que sentaron las bases del desarrollo que la construcción en hormigón armado alcanzó después en Francia, Alemania y otros países.

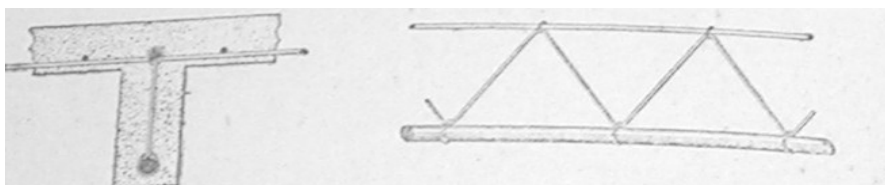


Figura I. 7. Vigas Monier (Ribera, 1905).

El sistema de François Hennebique conseguía construir completamente un edificio con hormigón armado; es más, fue el primero en construir un edificio todo de hormigón armado, desde la cimentación hasta la cubierta. Fue la sede de la empresa que se ubicó en el número 1 de la Rue Danton, en París en 1898. Las vigas estaban formadas por un alma de hormigón que abrazaba el tirante, redondo, traccionado. No introducía barras en la parte superior de las vigas, pero en la parte inferior coloca un número par de barras y dobla una de ellas en los extremos, para absorber los momentos negativos (Figura I. 8). Para unir las barras en tracción y la cabeza comprimida de hormigón utilizaba flejes a modo de estribos. Los pilares se formaban con cuatro barras verticales en las esquinas arriostradas cada 25 - 50 cm por cuatro chapas planas entrelazadas, agujereadas previamente.

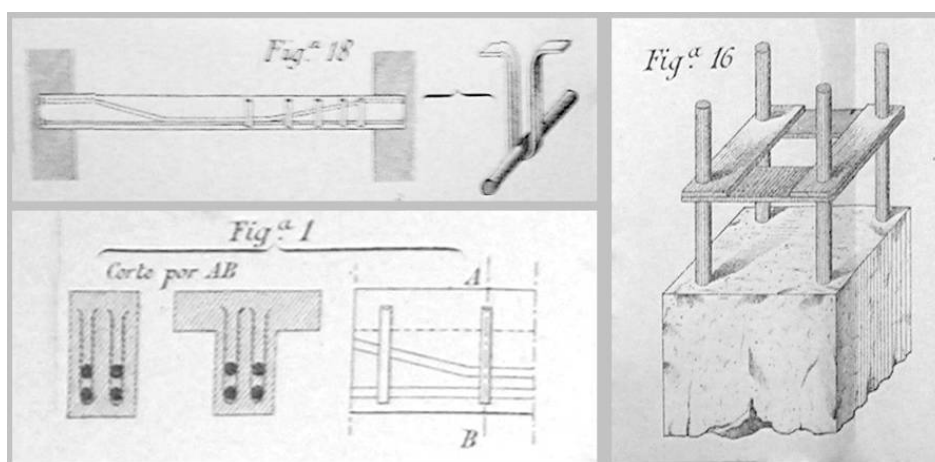


Figura I. 8. Viga y pilar propuestos por Hennebique (Marvó, 1902).

Gracias a él aparecen los primeros estudios empíricos de los esfuerzos de cortante originados en esta clase de estructuras y los primeros intentos de cálculo de los estribos de las armaduras, siendo el estribo su más original aportación.

Consistía en un fleje doblado por los dos extremos y por el centro, en el centro envolvía a la armadura longitudinal inferior y los extremos superiores se quedaban embebidos en la cabeza de hormigón.

La distribución de las armaduras en las vigas respondía bien a los esfuerzos que debía resistir; es decir, colocaba más armadura donde estaban las tracciones y donde el cortante era mayor. La peculiaridad de este sistema residía en que disponía un número par de barras en la parte inferior de las cuales doblaba una de cada par para ir a buscar la parte traccionada de los nudos (*Figura 1. 8*)

Su empresa tuvo una gran difusión por toda Europa y la clave de su éxito reside en la organización en concesionarios locales que tenían libertad para construir a cambio de un porcentaje de los beneficios.

Entre las patentes que se basan en los procesos meramente empíricos destacan un grupo que no confía en la adherencia entre ambos materiales con lo que el hormigón sólo cumple la función de proteger el metal interior. Dentro de este grupo se encuentran las patentes de Melan, Matrai, Cottancin, (*Bassegoda, 1911*) y varias patentes alemanas. La justificación que hacía Cottancin para no tener en cuenta la resistencia del hormigón se debía a que la adherencia era una “*fuerza difícil de calcular, con grandes variaciones [...] y que pierde su intensidad*” (*Tédesco, 1911*). Curiosamente este tipo de construcciones tuvieron mucho éxito en Estados Unidos. Este grupo de patentes poco puede aportar a los conocimientos básicos del hormigón armado, ya que eran estructuras, más o menos complicadas, de acero o hierro, simplemente recubiertas de hormigón.

El otro grupo de patentes reúnen la característica de aportar pequeñas alteraciones a uno de los sistemas originarios (Monier, Hennebique). Alteraciones referidas a la disposición o tipología de las armaduras. Así, por ejemplo, el alemán Rabitz patenta en 1898 un sistema muy similar al de Monier con la única diferencia de girar 45 grados la rejilla de armaduras (*Seco de la Garza, 1913*). A partir de estas patentes se desarrollan nuevas que simplemente aportan pequeñas variaciones referidas a la tipología y disposición de las armaduras.

– Patentes de Base Teórica

El pleno desarrollo del hormigón armado tuvo como punto de partida el sistema de construcciones de hierro y cemento patentado por Monier, aunque fueron los técnicos y empresarios alemanes, quienes compraron los derechos para su explotación, los que lo potenciaron.

En 1885 el ingeniero Gustaf Wayss y el constructor Freytag (Wayss y Freytag) se asociaron fundando la *Aktien Gesellschaft für Beton und Monierbau* (Sociedad Anónima de las Construcciones de Hormigón Monier) difundiendo los derechos de la patente Monier por toda Alemania. En esta empresa estuvieron trabajando el arquitecto e ingeniero Mathias Koenen y el ingeniero Emil Mörsh, ambos decididos a desenmarañar el comportamiento del hormigón armado apoyándose en las fórmulas matemáticas y reforzadas con los convenientes ensayos.

A diferencia de la empresa de Hennebique, que basaba su expansión *en un método de conquista de mercado compitiendo con otras patentes rivales (Coignet, Matrai, etc)*, la empresa dirigida por Wayss y Freytag *apostó por revestir su sistema de construcción con fundamentos teóricos (Simonet, 2009)*. Además, a los teóricos alemanes les interesaba más el comportamiento de la losa, de la bóveda y de la cúpula (*Figura I. 11*) que del sistema porticado por el que apuesta Hennebique (*Burgos, 2009*).

Los primeros constructores de hormigón armado colocaban las barras en la región media de las losas y de las vigas, precisamente donde está la fibra neutra. Pero, en 1886, Koenen puso en evidencia que es el hierro el que absorbe las tracciones y por tanto debe colocarse en las zonas traccionadas⁵. Esta fue una de las principales aportaciones de la empresa, aunque no la única. Wayss y Koenen

⁵ En concreto intenta conjeturar el momento de resistencia de una losa que contiene varillas de hierro en su cara inferior, publicando en 1886 sus primeras hipótesis desde la *Zentralblatt des Bauverwaltung*. Wayss anima la publicación de sus averiguaciones, en un intento por obtener el aval de los ingenieros de la Administración.

estudiaron la adherencia entre acero y hormigón en piezas sometidas a altas temperaturas y dejaron sentados los principios fundamentales del comportamiento estructural del hormigón armado.

Además, también desde esta empresa, en 1902 Mörsh publicó uno de los primeros tratados sobre hormigón armado, del cual cabe destacar su análisis del comportamiento frente a cortante de las vigas, cuyas conclusiones permanecieron en vigencia hasta la década de los ochenta.

A pesar del escaso conocimiento que se tenía del material, las construcciones fueron, desde el primer momento, muy osadas (*Berger y Guillerme, 1902*). Sus aplicaciones más numerosas fueron los puentes. El puente en arco se convirtió en el elemento característico del sistema Monierbau (*Figura I. 9*). Las pasarelas ofrecían desde el primer momento resultados espectaculares por su esbeltez.



Figura I. 9. Pasarela de la exposición de Bremen; arco de hormigón armado de 40m de luz. Construido en 1890 por Koenen.

En edificación desarrollaron gran número de construcciones. La solución que propusieron los técnicos consistía en losas apoyadas en viguetas metálicas. También ingeniaron forjados contruidos con bóvedas apoyadas en viguetas. Inicialmente sus construcciones tenían bastantes elementos metálicos (vigas,

viguetas y pilares) pero, poco a poco, fueron evolucionando hasta formar un conjunto monolítico con todas sus piezas de hormigón armado. Las primeras construcciones donde se aplicó esta tipología fueron las fábricas y los edificios públicos como el Edificio de la Administración Colonial alemana en Camerún, en 1891 (*Figura I. 10*).

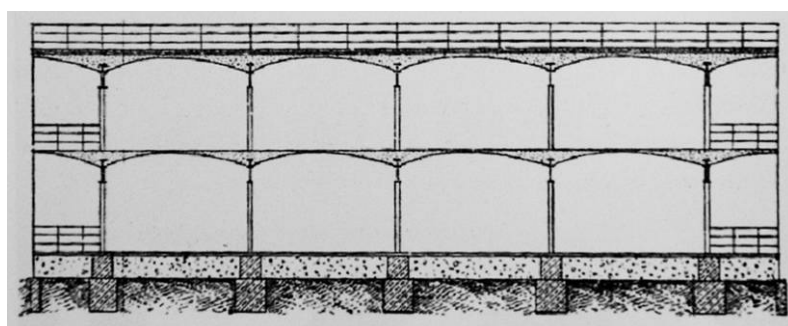


Figura I. 10. Edificio de la Administración Colonial alemana en Camerún, 1891.

Aunque la aportación más destacada en la línea científica provino de manos alemanas, también Francia contribuyó en el avance del conocimiento científico. Como es el caso de Edmound Coignet y Considère, redactores de la primera normativa francesa.

Considère realizó muchos ensayos con la intención de demostrar la validez de la resistencia a tracción del hormigón. Aunque tuvo bastantes seguidores, al final tuvo que claudicar frente a las evidencias de otros expertos como Ritter o los mismos Wayss y Koenen, que despreciaban la pequeña resistencia a tracción para el cálculo en agotamiento. La mayor aportación que hizo Considère, también materializada como patente, fue su pilar zunchado, aunque concibió erróneamente el funcionamiento de las armaduras que lo componían. Colocaba una armadura en hélice que envolvía a un grupo de armaduras longitudinales que según él *“en estos pilares, las barras verticales desempeñan el papel secundario de riostras. La resistencia se obtiene por medio de un redondo en espiral, atado con alambre a dichas riostras. El hormigón comprimido en la parte interior de este enrejado no puede dilatarse lateralmente, porque a ello se opone la espira de hierro”* (Rebolledo, 1910).

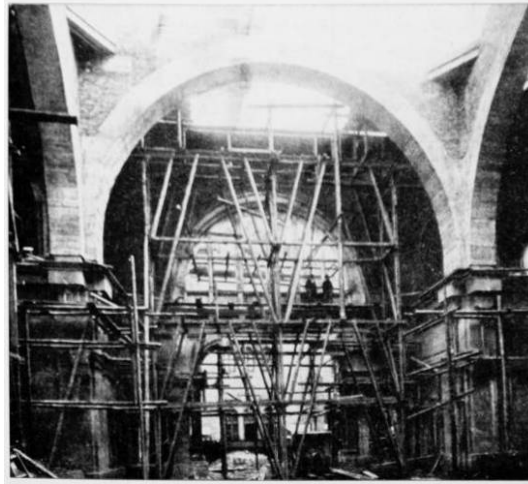


Figura I. 11. Arcos de hormigón armado cúpulas de la Estación Central de Nürenberg, 1900.

La aportación de Edmond Coignet, hijo de François Coignet inventor del hormigón aglomerado, también se basaba en una sólida base teórica que construyó junto a su amigo Napoleón Tedesco. En 1894 ambos presentaron, ante la Sociedad Ingenieros Civiles de Francia, la forma de obtener la posición de la fibra neutra en una viga de hormigón armado mediante la homogenización de la sección. Tal y como se sigue haciendo actualmente, Coignet y Tedesco establecen el coeficiente de homogenización a partir de la relación entre el módulo de deformación del acero y el módulo de deformación del hormigón.

1.3.1.b Aparición de los primeros folletos publicitarios

Las primeras campañas publicitarias del hormigón armado se hicieron casi exclusivamente a través del soporte impreso, a diferencia de la promoción de materiales tradicionales, o más recientes como el hierro, cuyo medio de divulgación se vinculaba directamente al taller, donde se transmitía el saber técnico.

Las dos tipologías de folletos se ven representadas en las estrategias comerciales de dos de las empresas con mayor difusión. Por un lado la empresa de Hennebique apostó desde 1879 por la publicidad de venta a domicilio con el folleto titulado "*Plus d'incendies désastreux*" (No más incendios catastróficos). Por otro

lado, la política comercial de la casa Wayss & Freytag basó su éxito en ofrecer el rigor científico de su sistema, respaldado por la matemática y los experimentos científicos. El esfuerzo de la empresa alemana finalizó con la publicación del Monierbroschüre en 1887.

1.3.1.c Tránsito de la publicación en prensa a las Lecciones y a los Manuales y Tratados

_ Información en prensa no especializada

Hacia 1901, antes de la aparición de revistas especializadas en hormigón armado, el número de artículos sobre el nuevo material ya alcanzaba más de 300, repartidos entre varios países europeos y Estados Unidos.

En la mayoría de los artículos se presentaba una obra que describía una situación concreta a la cual se aplicaba una patente, el responsable del sistema patentado especificaba los parámetros y las hipótesis de cálculo. Todo ello podía venir acompañado de pruebas piloto o ensayos a rotura.

_ Primeras lecciones sobre el hormigón armado

En 1897, en la universidad francesa de l'École des Ponts et Chaussées de París, Charles Rabut impartió el primer curso sobre hormigón armado. Según apuntes de sus alumnos, Rabut iniciaba su curso haciendo una referencia histórica a antecedentes remotos del hormigón armado; es decir, materiales con baja resistencia a la tracción a los que se le han agregado elementos que mejoran su comportamiento.

Su programa pasaba revista y criticaba algunas de las patentes más difundidas en su tiempo. Las lecciones técnicas y sus aplicaciones no eran muy originales, aunque era de destacar el análisis de proyectos y mercados, de los que subraya la difícil adaptación en términos de control para el ingeniero. Las imágenes de edificios constituían la materia principal en sus explicaciones, a partir de éstas y junto a la experiencia sacada de los datos extraía las conclusiones, dando menor importancia a los cálculos formales. Señalaba que a través de los periódicos

se podía obtener información del conocimiento de una multitud de hechos acontecidos en todo el mundo (Simonet, 2009).

_ **Primeros tratados**

El hecho de que abogue por una formación más orientada a consultar aquello que se estaba publicando en la prensa se debía a que en aquel momento no existía demasiada literatura escrita en formato libro. A partir de la publicación de la Circular Ministerial de 1906 fue cuando empezaron a proliferar estos libros. Los primeros tratados organizaban razonadamente las distintas configuraciones constructivas más habituales (viga, forjado, pilares, etc.), en vez de centrarse en la descripción de las técnicas competidoras de las diferentes patentes. A partir de la circular en Francia se comienza a aplicar sistemáticamente enfoques científicos para el cálculo del hormigón armado. Estos primeros tratados contribuyen al reconocimiento formal de la existencia de una Resistencia de Materiales particular: la Teoría del Hormigón Armado (VVAA, 2000).

“La construction en ciment armé”, escrito por el francés Guillaume en 1902, se interesa por los fenómenos de la deformación. Así el tratado se organizaba en dos partes, la primera se dedicaba a describir los elementos estructurales tipo según la sollicitación a la que estaban sometidos (compresión, tracción, flexión), y en la segunda parte agrupa los diversos sistemas que ofrece el mercado en función del trabajo que realizan, si a flexión, compresión o tracción.

El ingeniero belga Cristopher en *“Le béton armé et ses applications”* propone un desglose más próximo a la tipología constructiva habitual. Pero el resultado es un catálogo confuso, ya que mezcla indistintamente sistemas y las sollicitaciones más corrientes.

A estos primeros teóricos, preocupados por la transmisión de las teorías del hormigón armado, no les fue fácil *“extraer la objetividad universal que coincidía con el comportamiento real del material de entre las diferentes tipologías de sistemas constructivos que presentaba el mercado”* (Simonet, 2009).

1.3.1.d Publicaciones técnicas

Las publicaciones técnicas aparecidas a principios del siglo XX tenían un objetivo común: dar difusión a la técnica y las obras de forma descriptiva e ilustrada. En ellas se apreciaba la dicotomía entre los métodos empíricos y los de base teórica sobre el conocimiento del hormigón armado.

En Francia para divulgar el uso del hormigón aparecen tres publicaciones técnicas:

— En 1908 surgió la revista *“Le Ciment Armé”*, que se originó a partir de un suplemento titulado *“Aplicaciones y ventajas del cemento armado”* (1896) dependiente de la revista vinculada a la Cámara Sindical de Fabricantes de Cemento Portland.

La revista se convirtió en foro de análisis y discusión de las patentes en vigor a la par que soporte publicitario. Confrontó intereses del constructor y del ingeniero, inclinándose por la postura científica tras la cual se encontraba la Administración Pública.

— De la mano de Hennebique apareció en 1898 la revista *“Le Béton Armé”*, como consecuencia del primer congreso *“del Hormigón de Cemento Armado”* que organizaba esta firma. Estaba pensada como órgano difusor de las virtudes derivadas de su sistema, actuando también como nexo de unión entre las diferentes actividades de la patente llevadas a cabo en los muchos concesionarios repartidos por el mundo.

Daba difusión gráfica y testimonial de los trabajos en curso y ofrecía la oportunidad de realizar consultas técnicas a través del apartado *“cartas al director”*. Entre sus páginas también se publicitó materiales y maquinaria para las obras.

— La tercera publicación apareció bajo la patente del sistema Matrai, un antiguo concesionario de Monier en Hungría. Se titulaba *“Le Fer-Béton”* con el subtítulo de *“Periódico mensual sobre las obras construidas por los concesionarios del sistema Matrai y las especialidades de la construcción”*, con lo que se deduce que cubría los mismos temas que la publicación competidora. El primer ejemplar

aparece en 1899 y el último número, el 10, con el objeto de disculpar su sistema tratará sobre el accidente de la pasarela de la Avenue Suffren, cuya concesión había obtenido Matrai en el marco de la exposición de 1900. Tras el accidente desapareció la revista.

Siguiendo el ejemplo de las francesas, en Alemania y Austria pronto aparecieron publicaciones científicas sobre hormigón armado. En 1902 apareció "*Beton und Eisen*", bajo la dirección del ingeniero, teórico y contratista austriaco Fritz von Emperger. El enfoque que le daba a su revista era menos polémico o propagandístico que las publicaciones francesas. Esta revista mostraba cierta objetividad, plasmada en un gran número de artículos de fuerte contenido científico, con gran cantidad de fórmulas matemáticas y tablas. También reservaba un apartado histórico. Los lectores de *Beton und Eisen* son principalmente ingenieros, a diferencia de los de "*Le Béton Armé*" que eran empresarios. Por tanto, la revista austriaca aparece como una plataforma científica donde las obras presentadas destacan más por la aplicación o el modelo de cálculos novedosos que por su valor técnico o comercial. Aunque ambos, Hennebique y van Emperger, coinciden en el objetivo de divulgar los conocimientos del hormigón armado, el austriaco es capaz de ver más allá de sus propios intereses empresariales. La redacción de la primera circular alemana, aparecida en 1904, se inspiró en los primeros artículos de *Beton und Eisen* redactados por el mismo Emperger.

2. ANTECEDENTES DEL HORMIGÓN ARMADO EN ESPAÑA. FINALES DEL SIGLO XIX

El hormigón armado empezó a utilizarse en España hacia 1900. Las construcciones de hormigón en masa eran conocidas por lo menos cincuenta años antes. El uso del nuevo material, salvo en algunas aplicaciones en la ingeniería civil, era poco frecuente en nuestro país. En estas fechas varios países de Europa y Estados Unidos ya llevaban años construyendo con hormigón armado,

especialmente en Francia y Alemania que estaba siendo objeto de una verdadera fiebre.

España a principios de siglo XX ofrecía inmensas posibilidades para la nueva técnica, pues iniciaba una fase de expansión económica en la que el sector de la construcción, tanto arquitectónica como industrial y de ingeniería, se vio ampliamente potenciado.

La tradicional producción de cales hidráulicas y cementos naturales, que había dado lugar en nuestro país a un floreciente sector industrial en la segunda mitad del siglo XIX, pronto se sustituyó por la fabricación a gran escala del cemento artificial, el material básico para la elaboración del hormigón.

La aparición del hormigón armado en España coincidió con el desastre del 98. Este desafortunado acontecimiento favoreció la financiación en actividades productivas dentro del país, al perder el comercio ligado a las colonias.

Fábricas	Toneladas
Asland (Moncada)	190.426,95
Cementos Portland, S. A. (Pamplona)	150.190,85
José Fradera	118.986,00
La Auxiliar de la Construcción, S. A.	104.524,00
Asland (Pobla)	93.439,92
Compañía Valenciana de Cementos Portland	92.910,00
Cementos Rezola	91.946,40
Sociedad Andaluza de Cementos Portland	84.017,70
Portland Valderrivas C. M. A.	83.644,50
Asland Villaluenga	74.787,50
Portland Iberia, S. A.	50.124,00
Tudela Veguin, S. A.	50.084,80
Sociedad Financiera y Minera	46.946,55
Compañía Alicantina de Cementos Portland	46.354,00
Cementos Cosmos	46.316,00
Cementos Portland de Lemona	44.491,30
S. E. de Cementos Portland Hispania	37.250,25
Compañía Anglo Española de Cementos Portland	35.942,85
Ziurrena, S. A.	33.810,85
Cemento Asland, S. A. (Bilbao)	31.494,58
Cementos y Cales Freixa	22.805,50
Cementos Portland de Sestao	18.560,50
Portland (Zaragoza)	7.532,25
Total:	1.556.587,25

Figura I. 12. Listado de cementos y toneladas vendidas en 1929 en España. Revista Cemento-Hormigón, 1930.

En este periodo la economía era fundamentalmente agrícola. La necesidad de construir canales, depósitos y demás instalaciones para regadíos vinculadas con la agricultura favoreció la construcción de obras hidráulicas que impulsaron la industria de la construcción.

Además de la agricultura, la industria centralizada en pocas áreas del norte del país (Vizcaya, Asturias y Barcelona) experimentó un fuerte crecimiento. Repartidas por todo el país, se implantaron industrias de menor envergadura (harineras, azucareras, papeleras, almazaras, etc) que protagonizaron la segunda revolución industrial (Sobrino, 1996).

En un primer momento, el desarrollo del hormigón armado estuvo vinculado a la actividad industrial (Figura I. 12), sector más receptivo a nuevas tecnologías (Figura I. 13), para después expandirse a la construcción residencial

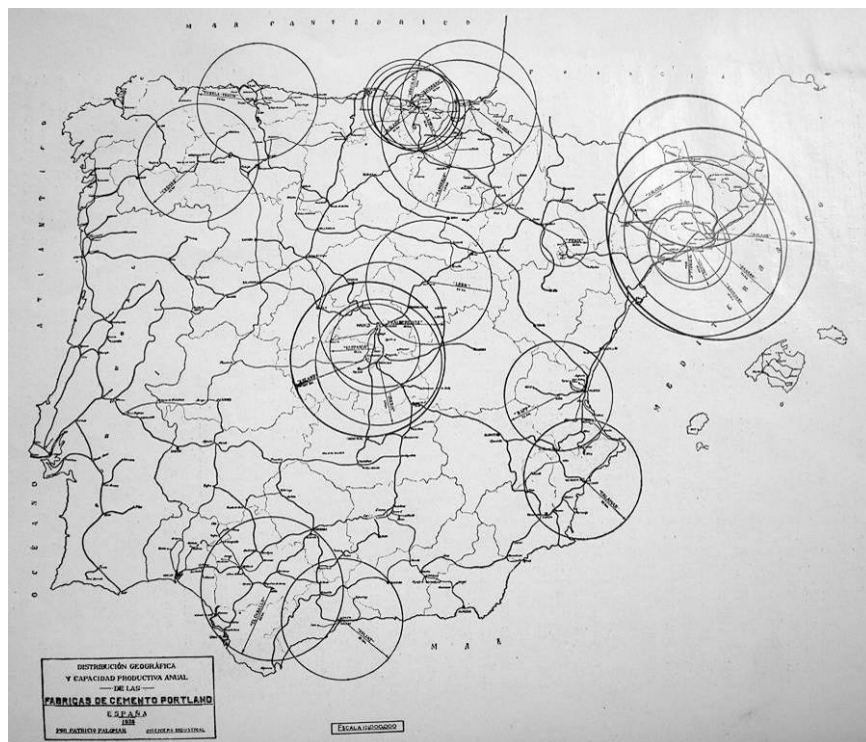







Figura I. 13. Ubicación de las industrias en España en 1929 y radio de suministro. Revista Cemento-Hormigón, 1929.

En el cambio de siglo apareció una nueva industria pesada, la del cemento. En la segunda década del siglo se produjo la gran expansión de la industria nacional del cemento, caracterizada por un espectacular aumento de la producción de las empresas ya instaladas y la creación de nuevas fábricas por toda la nación.

Tabla I. 1. Evolución de los materiales utilizados en las estructuras, en la ciudad de Valencia.

Ref.	Año	V	P	F	Ref.	Año	V	P	F	Ref.	Año	V	P	F
50B.003	1922				01C.006	1952	vc			25C.018	1965	vc		
60C.005	1923				02A.011	1955	vc			26C.006	1965	vc		
51C.003	1925				03C.008	1955				27C.009	1966	vc		
52C.003	1926				04C.008	1956	vc			28C.018	1966	vc		
48C.003	1930				05C.011	1957				29C.022	1967	vc		
53C.006	1930				06A.011	1957				30C.012	1967			
49C.003	1930				07C.009	1957	vc			31C.018	1967	vc		
54A.021	1930	vc			08C.008	1958	vc			42C.023	1969	vc		
56C.005	1930				09C.019	1958	vc			32C.011	1969			
57C.005	1930				10C.018	1959	vc			33C.011	1969	vc		
69A.005	1930	vc			11C.006	1959	vc			34C.009	1969	vc		
62A.005	1931				12C.010	1962	vc			35C.015	1970	vc		
58C.002	1932				13C.011	1962	vc			36C.009	1971			
59A.005	1933				14C.022	1963				37C.035	1971	vc		
61C.002	1935				15C.006	1963	vc			38C.022	1972	vc		
63C.006	1937				16C.022	1963	vc			39C.018	1972	vc		
64C.006	1938				17C.008	1963				40C.014	1973			
55C.002	1942				18C.020	1963				41C.020	1973			
65C.006	1943				19C.020	1964				43C.018	1974	vc		
66C.008	1943				20A.021	1965				44C.012	1974	vc		
67C.006	1945				21C.018	1965				45C.022	1975	vc		
68D.025	1950				22C.019	1965				46C.006	1975	vp		
70C.016	1950				24C.018	1965	vc			47C.025	1975			

V: vigas; P: pilares; F: forjados
vc: vigas de canto; vp: vigas planas

	Estructura de cerámica		Estructura metálica		Estructura de hormigón armado
	Estructura de madera		Estructura mixta		

A principios del siglo XX los materiales más usuales eran la piedra, el ladrillo, la madera y el hierro. La piedra es muy apreciada para las fachadas. El hierro, en sus distintas modalidades, forjado, de fundición o acero, se utilizaba para la estructura. La producción de acero empezó a generalizarse a finales del siglo XIX, quedando la madera y el ladrillo a cometidos secundarios.

Como se muestra en la *Tabla I. 1*, poco a poco las estructuras de muros de ladrillo fueron cediendo terreno a los entramados metálicos. Éstos convivieron junto al hormigón armado durante 30 años, mientras se asentaban las bases del nuevo material. A partir de ahí despunta el uso del hormigón armado.

2.1. DEL CEMENTO NATURAL AL CEMENTO PORTLAND EN ESPAÑA

España era uno de los países con más tradición en la explotación y utilización de cal. Ya desde época prerromana, y, especialmente, en la Edad Media la técnica del tapial era de uso común. Perdurando esta tradición hasta la Edad Moderna, en la que el tapial y el adobe rivalizaban con el ladrillo y la piedra (*Burgos, 2009*).

La cal hidráulica no llegó a comercializarse hasta la publicación de Vicat, a mediados del siglo XIX. No obstante en España ya se conocían las propiedades de ciertas cales o “tierras” especiales que conseguían fraguar bajo el agua, aunque su conocimiento fuera de forma empírica, y nada científica. Era el caso de Olot, donde había “ciertas piedras y tierras vulcanizadas que se hallan en esta villa y en sus alrededores” (*Celles, 1820*). La explotación industrial del cemento natural en España comenzó en 1838 y se localizó en la provincia de Guipúzcoa, de donde surgieron algunas de las cales hidráulicas o cementos naturales con mayor aceptación, como la de Zumaya. A pesar de lo rudimentario y de la pequeña

cantidad producida se obtenía un producto de calidad que también llegó a suministrarse al extranjero⁶.

La abundancia y calidad de los cementos naturales y cales hidráulicas nacionales no fue obstáculo para la introducción paulatina del cemento portland en España, aunque retrasó su implantación definitiva y su producción industrial.

La implantación de fábricas de cemento portland en España corrió paralela a la introducción del hormigón armado. La primera fábrica de cemento portland en España fue la *Fábrica de Tudela Veguín* (Asturias) construida en 1899, con una financiación íntegramente española. Situada estratégicamente en esta localidad por estar muy cerca de un yacimiento de caliza, arcilla y minas de carbón y con buena comunicación por ferrocarril. Poco tiempo después surgió la *Cementera Asland*, con su principal factoría en Castellar de N'Hug, provincia de Barcelona, también con financiación española. Otra fábrica importante fue la *Société Générale des Ciments Portland de Sestao-Bilbao* financiada con capital francés. Aprovecharon las instalaciones de una antigua empresa dedicada a la fabricación de cemento natural.

2.2. PRIMERAS CONSTRUCCIONES CON HORMIGÓN EN MASA

A mediados del siglo XIX, cuando se empezó a experimentar con el hormigón en masa en puentes, el hierro estaba en pleno apogeo y no pudo desbancarlo. Así por ejemplo, uno de los primeros usos del hormigón en masa fueron las reparaciones del puerto de Bilbao en 1848, por Felix Uhagón (*Uhagón, 1854*). Se empleó como revestimiento de pilotis de madera sumergidos de un puente cerca de San Sebastián para protegerlo de los gusanos marinos, quedando probada la bondad del cemento Guipúzcoano al resistir incluso después de 6 años,

⁶ En 1859, por encargo de Napoleón III, François Coignet utilizó para el puerto de San Juan de Luz, el cemento de España, entre otros.

con la ventaja de que fraguaba bajo el agua. Al principio el uso del hormigón se centró en obras marítimas, por su propiedad de fraguar bajo el agua.

El Ingeniero de caminos Ricardo Bellsolà construyó los primeros puentes con este material, algunos de ellos formados por arcos de 10m de luz, como el del río Lavalé en 1865 (*González, 1897*). No obstante, no tuvo gran repercusión el hormigón en masa para puentes de grandes luces, debido a la gran acogida del acero.

Otro uso muy extendido en los comienzos fue en la ingeniería sanitaria, para las tuberías de saneamiento. El primer uso a gran escala fue en 1890 cuando Recaredo Uhagón, para el plan de saneamiento de Valladolid, usó hormigón con puzolana para todas las obras de fábrica y para revestir los conductos internos con un mortero de 20 cm de espesor (*Uhagón, 1890*).

A diferencia de los proyectos de ingeniería, en edificación las propuestas para utilizar el nuevo material se quedaron en buenas intenciones, más que en construcciones. Así, el Ingeniero de Caminos José María Rebolledo en 1871 concibió un proyecto de casas para obreros. Inspirado en experiencias extranjeras, buscaba economía y solidez (muros de hormigón en masa, zapata corrida y vigueta de madera), aunque no se tiene noticia de que este proyecto se llevara a cabo. El arquitecto Mariano Belmás, en 1881, elaboró un proyecto de casas baratas para obreros con construcciones económicas. Proponía viviendas adosadas con muros de hormigón en masa (*Belmás, 1881*), para aprovechar la abundante arena de los alrededores de Madrid, pero tampoco se llegó a construir.



Figura I. 14. Anuncio de Cementos Rezola en la revista Cemento-Hormigón de 1929.

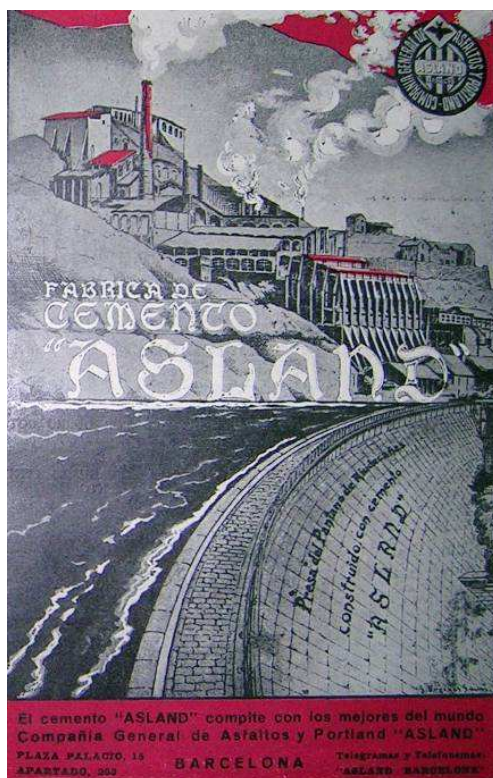


Figura I. 15. Anuncio de Cementos Asland, Revista de Arquitectura, nº 9-10.

2.3. PRIMEROS USOS DEL HORMIGÓN ARMADO

La primera noticia sobre empleo de hormigón armado nos llega de manos del general del Cuerpo de Ingenieros del Ejército Ángel Rodríguez de Quijano y Arroquia en 1867. Fue consciente de las ventajas de moldeabilidad y resistencia del hormigón armado para obras de defensa, aunque nunca llegó a construir nada. Vislumbró dos propiedades del material, la protección de las armaduras por el hormigón y la diferencia de los coeficientes de dilatación (*Rodríguez, 1868*).

En un primer momento existían más obras construidas en hormigón armado en la obra pública que en edificación. Los arquitectos rechazaban el hormigón por considerarlo un material inadecuado para realizar formas artísticas. Aunque algunos técnicos vieron el sentido práctico para resolver la demanda de vivienda obrera que era crítica durante la Revolución Industrial.

3. DIVULGACIÓN DEL HORMIGÓN ARMADO EN ESPAÑA

Siguiendo la tendencia del resto de países, España comenzó a reforzar el hormigón con piezas metálicas en las últimas décadas del s. XIX. El hormigón de cemento artificial alcanzó la difusión como material de construcción válido en los años 40 del siglo XIX, a raíz de la publicación de los trabajos de Vicat.

Un grupo de técnicos españoles supieron ver en el nuevo material las ventajas que ofrecía. Al principio, a consecuencia de la escasa difusión que tenía, los empresarios, técnicos, constructores e ingenieros vinculados al hormigón armado se encontraron con la desconfianza de los potenciales clientes hacia el nuevo material por el desconocimiento de sus propiedades. Para conseguir darle credibilidad al material divulgaron en revistas científicas y en folletos publicitarios las pruebas de carga realizadas en estructuras.

Los principios fueron esencialmente experimentales, mientras los técnicos buscaban una base teórica válida para explicar el comportamiento de la asociación

de los dos materiales. Las construcciones con hormigón armado se multiplicaron más rápidamente que se avanzó en el conocimiento teórico sobre el material. Estas dos posturas, experimental y teórica, están representadas por los dos personajes más relevantes de la etapa de inicio: José Eugenio Ribera Dutaste y Juan Manuel de Zafra. Ribera definió a la perfección la situación respecto al avance del hormigón armado *“mientras los sabios discuten, los inventores construyen, el éxito viene a dar la razón a los más atrevidos”*(Ribera, 1902).

El primer impulso hacia la racionalización del material lo protagonizó Juan Manuel de Zafra, primer profesor en impartir un curso sobre hormigón armado en España. Fue en la Escuela de Caminos de Madrid en el año 1910, trece años después que Rabut impartiera el primer curso en París.

En la década de los veinte el hormigón armado alcanzó el papel dominante en la construcción, sobretodo en la ingeniería civil, para más tarde pasar a la arquitectura. Finalmente, la generación de arquitectos e ingenieros del 27 fue la que lo consagró de forma definitiva.

Se podría decir que la madurez del material en nuestro país se adquirió en la década de los cuarenta y cincuenta del pasado siglo. Antes la evolución del hormigón armado recorrió varias etapas:

— La primera, desde finales del siglo XIX hasta el 1910, protagonizada por los pioneros intrépidos y apasionados por las ventajas que podía ofrecer el material, que abarca desde las primeras construcciones en el sector industrial y en obra civil con hormigón armado.

— La segunda, en la que se consolida una incipiente base teórica, las patentes dejan de monopolizar el mercado y comienzan a aparecer empresas constructoras que inician la construcción de edificios. Esta época coincide con la segunda década del pasado siglo.

— La tercera etapa, en la década de los años veinte, cuando se produce la consagración del hormigón armado como material válido para la construcción. Esta etapa se caracteriza por la aparición de técnicos muy capaces formados ya en la nueva disciplina por los pioneros de la primera etapa. Coincide con la brillante

generación del 27 que abarca todos los campos y que también llega a la arquitectura y la ingeniería. Esta última etapa fue truncada por la guerra civil.

3.1. PRIMERA DÉCADA DEL S. XX

La introducción del nuevo material en España está fuertemente vinculada a las patentes, sobre todo a la patente Monier, que irrumpió en Cataluña, y a la de Hennebique, que se introdujo a través del País Vasco y Asturias. A parte de estas dos más fuertes son dignas de mención por su gran difusión el *Metal Deployé* comercializada por la empresa Riviére y el sistema Blanc, patente francesa que trabajó sobretodo en el norte.

De las patentes españolas destacó la registrada en 1901 por José Eugenio Ribera, por la enorme difusión que le consiguió dar el autor (*Díaz, 2003*) Los principales protagonistas españoles de la primera época tuvieron una vinculación, mayor o menor, con alguna patente extranjera con base empírica, a excepción de algunos pocos que confiaron más en la mecánica de las estructuras, como fue el caso de Juan Manuel de Zafra.

Cada patente tenía sus criterios, y por tanto sus fórmulas para obtener las secciones de armado y hormigón, así que, para un mismo problema, en función de la patente que se utilizase la solución de armado variaba. Aún así, entre ellas existían similitudes. El sistema del *Metal Deployé* era muy similar a la losa del sistema Monier. En el primero es una chapa agujereada que se estira y en el segundo es una malla formada a base de barras rectas de diferentes diámetros y atadas entre ellas.

Salvo el sistema que utiliza el *Metal Deployé* todos los demás proponen un sistema estructural de vigas y forjados. En todos ellos colocan mayor armadura en la cara inferior, donde están las tracciones, y refuerzan también la zona de tracciones de los nudos. Para llegar a esta conclusión fueron necesarios ensayos de prueba y error, a diferencia de las patentes de Zafra que se basaban en la resistencia de materiales.

La necesidad de atar transversalmente las armaduras longitudinales se repite en las cuatro patentes que construyen elementos lineales, pero la sencillez del alambre atado es la solución que se repetirá hasta la actualidad.

3.1.1. PATENTES

3.1.1.a El sistema Monier

El sistema Monier se introdujo en España de manos del Ingeniero militar Francesc Macià, comercial responsable del sistema en España y en todas sus colonias, que construyó en 1893 la primera obra de hormigón armado en España, el depósito de Puigverd (circular de 25 m diámetro, 3 m de alto y con una capacidad de 1000 m³). Fue el primero de muchos depósitos repartidos por Cataluña y otras comunidades cercanas. La mayoría eran pequeños depósitos industriales, como los de aceite y sosa cáustica para Torrella Hermanos en Terrasa. Aparte de los depósitos se dedicó a la fabricación de objetos industriales de mortero armado. Poco tiempo después se unió a la patente Monier el arquitecto catalán Claudio Durán que sustituyó a Macià. Consiguió demostrar que el hormigón servía para algo más que para hacer depósitos y tuvo una gran actividad como arquitecto constructor. No obstante, ninguno de los dos personajes citados (Macià y Durán) aportó ninguna variante al sistema Monier, aceptando las directrices registradas en las patentes para losas y para vigas.

3.1.1.b El sistema Hennebique

En el sistema Hennebique (*cfr. CAP-I-1.3.1.a*) se formaron casi todos los protagonistas españoles de los orígenes del hormigón armado, quienes, posteriormente, emprendieron un camino distinto al marcado por este sistema y propusieron sus propias patentes. En cualquier caso, la distribución de las armaduras longitudinal que propuso Hennebique, levantándola en los extremos, fue la que repitieron las estructuras en España hasta los años 70.

Como representantes en los concesionarios elegía figuras destacadas para garantizar su éxito, como Ribera o Manuel Balbás en España. Sus sucursales tenían

derechos sobre la patente a cambio de un porcentaje. La central francesa no participaba en la ejecución de las obras con su patente, pero daba apoyo técnico si se les solicitaba.

En 1897 se introdujo en España François Hennebique, de la mano de Eugenio Ribera, que fue concesionario y representante en Asturias de la primera etapa de la patente. Otro de los primeros colaboradores con la firma fue el ingeniero Militar Ricardo Seco de la Garza, que se ocupó de la redacción de la memoria con la que el sistema Hennebique se presentó como patente oficialmente en nuestro país en 1898. Desarrolló una gran actividad en los cinco primeros años de vida de la patente, construyendo primero forjados, depósitos, almacenes por medio de los concesionarios repartidos por toda España. Creó concesionarios en Andalucía, Madrid, País Vasco, La Rioja, Valencia, y Santander, pero su principal actividad se llevó a cabo en el norte. Allí, en Bilbao se construyó el primer edificio con toda la estructura de hormigón armado, fue la fábrica de Ceres.

José Eugenio Ribera y Eugenio Grimal, estuvieron vinculados a la patente, hasta 1902 que emprendieron el vuelo en solitario con un nuevo sistema. Ribera trabajó en solitario y Grimal formó la Compañía del Hormigón Armado de Sestao. La salida de ambos ingenieros contribuyó a dar el golpe de gracia a ésta, que a partir de 1903 construyó muy pocas obras.

No obstante, Miguel Salaverría, ingeniero industrial incorporado a la patente en 1901, la mantuvo diez años a flote en San Sebastián. Su primer encargo fueron los pisos del coro de la capilla y edificio de unión con el colegio de los Maristas de Guipúzcoa. En 1906 se dedicó sobretodo a construir elementos de edificación residencial en Guipúzcoa.

Aunque construyó puentes su actividad principal fue la edificación. La gran experiencia acumulada en esta materia le llevó a presentar en 1908 un sistema de "*Pisos huecos de hormigón armado con contramoldes*" (Salaverría, 1908). Era una adaptación de la losa nervada de hormigón armado usada hasta entonces como forjado, de difícil aplicación en edificios de viviendas (Burgos, 2009). Con el nuevo sistema de Salaverría se consiguió, mediante bloques perdidos de mortero de yeso

o de cal, un forjado con la cara inferior plana, que además era perfectamente *“incombustible, insonoro, mal conductor de calor e inalterable a los agentes atmosféricos”* a lo que se unía *“su precio económico y rapidez de ejecución”*. Como algunos autores señalan podía considerarse el antecesor al actual forjado in situ unidireccional (Burgos, 2009).

3.1.1.c El sistema Ribera

El ingeniero de Caminos José Eugenio Ribera Dutaste, considerado uno de los pioneros a nivel internacional, en un primer momento utilizó el material construyendo con las dos patentes más antiguas, la de Monier y la de Hennebique. Después se vinculó a la firma Hennebique brevemente, a la que abandonó tras registrar su propia patente.

Desde su incorporación al Cuerpo de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, fue destinado como Ingeniero del Estado en Asturias donde se especializó en puentes metálicos. No obstante, esto no le impidió investigar sobre el uso de otros materiales. Así, en 1895 utilizó el hormigón en masa por primera vez para construir el puente de las Segasadas, en la carretera de Oviedo a Pola de Lena, tenía 50 m luz y estaba articulado en la clave y los arranques. Pronto se sintió atraído por el hormigón y viajó al extranjero para conocer más sobre los progresos del material. En ese momento conoció a Hennebique y este le convenció de las ventajas del material.

En 1898 bajo la tutela del mismo Hennebique, utilizó el hormigón armado para construir un puente en la carretera de Santa Rosa (Asturias). En los cuatro años sucesivos construyó principalmente puentes de pequeñas luces, 6 m. En 1899, para la reparación del depósito de Mieres no dudó en pedir la colaboración de Duran vinculado a la firma Monier, dado que consideraba que este sistema era más adecuados para estas construcciones.

Pronto experimentó con el hormigón en la construcción de forjados de edificios. En 1898, construye los forjados de la nueva cárcel de Oviedo con el sistema Hennebique usando flejes verticales y armadura inferior en forma de cuadrícula.

Fue reconocido oficialmente como concesionario de la firma Hennebique de Oviedo desde 1899. Al poco tiempo decide abandonar el servicio del Estado y forma una compañía con los hermanos Manuel y Luis Gomendio (J. Ribera y Compañía). En este mismo año construye su primer edificio completamente de hormigón armado. Fue la fábrica de harinas de la Viuda e Hijos de Ayala (Figura I. 16.), en Badajoz, contemporánea a la fábrica de Ceres en Bilbao. El sistema tuvo éxito en forjados, pilares y vigas de los edificios públicos que necesitaban resistir grandes cargas o resistir el fuego. Construyó el teatro de Avilés junto el arquitecto Manuel de Busto.

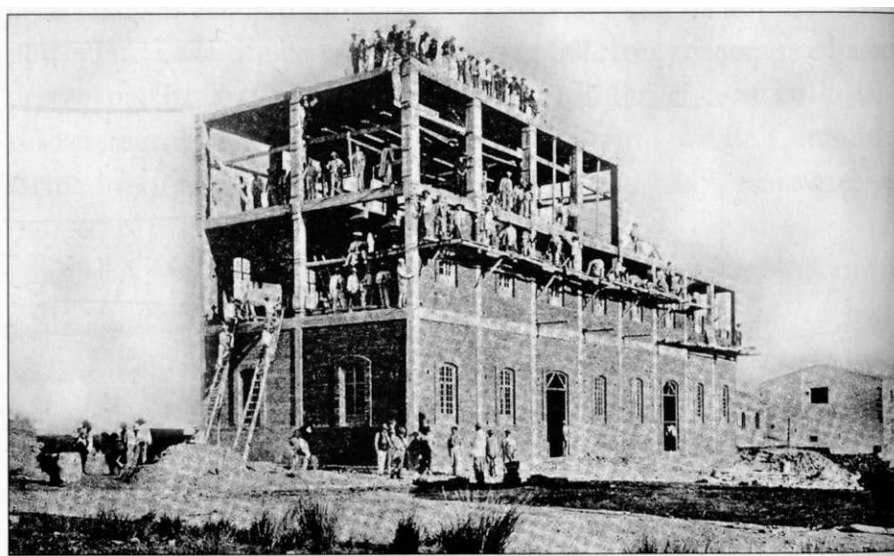


Figura I. 16. Fábrica de la Viuda de Ayala en Badajoz, Ribera, 1889.

En 1902 abandonó la firma Hennebique y patentó su propio sistema. Las armaduras de la parte inferior de las vigas del sistema de Ribera eran de mayor sección. Disponía sólo barras rectas, ya que según él *“las curvas dificultan mucho la mano de obra”*. La armadura inferior resiste los esfuerzos de tracción en el centro de vano. La superior tiene el objeto de resistir los esfuerzos derivados del mayor o menor empotramiento en los nudos, además de *ayudar al hormigón a resistir las compresiones y homogeniza la resistencia* (Rebolledo, 1910).

La diferencia más notable con el resto de sistemas es la manera de enlazar las dos armaduras de la viga. Utiliza tela metálica de alambre de acero que rodea la viga formando una doble celosía a 45° (*Figura I. 18*) y se puede variar el espesor de los alambres y la separación según convenga, acorde a la ley de momentos. Para conseguir que no se movieran las armaduras longitudinales inferiores ni la tela metálica utilizaba horquillas de hierro redondo cada medio metro atadas en tres puntos del tejido metálico (*Figura I. 17*). Después se echaba el hormigón en el molde de la viga y se colocaban las armaduras del forjado y por encima de estas las superiores de la viga y luego se doblaban las horquillas y la parte sobrante de la tela metálica, así resistían *“a los pequeños esfuerzos de tensión que en esa zona se producen por efecto del empotramiento del mismo, así como a los esfuerzos cortantes que son siempre mayores en las inmediaciones de los apoyos”*.

Los pilares estaban formados por barras de hierro laminado, arriostradas entre sí por enlaces de alambre cada 50 cm aproximadamente y si se temían esfuerzos transversales se reforzaba envolviendo el pilar con tela metálica. Así conseguía dejar libre el núcleo del pilar para facilitar así el apisonado, a diferencia de otros sistemas con enlaces de flejes.

Una vez consolidada la empresa, José Eugenio Ribera lleva una actividad frenética. Se había probado ya la validez del hormigón armado y cada vez había un mayor uso en edificios de cierta entidad. A pesar de la reticencia de los arquitectos por lo poco estético del material le encontró uso en edificios que necesitaran garantizar la resistencia al fuego, como archivos y bancos (Banco de Crédito Industrial en Gijón).

Pero donde más podía mostrar su genio fue en la ingeniería civil, dado que las estructuras podían ser más atrevidas. Se convirtió en el gran defensor del hormigón armado en España, consiguió darle un gran impulso gracias a sus numerosas y de muy diferente índole construcciones que divulgó tanto en libros como en incontables colaboraciones en la prensa técnica. Bajo la dirección de

Ribera, se produjo el accidente del tercer depósito del Canal de Isabel II en 1905⁷ (Figura I. 19).

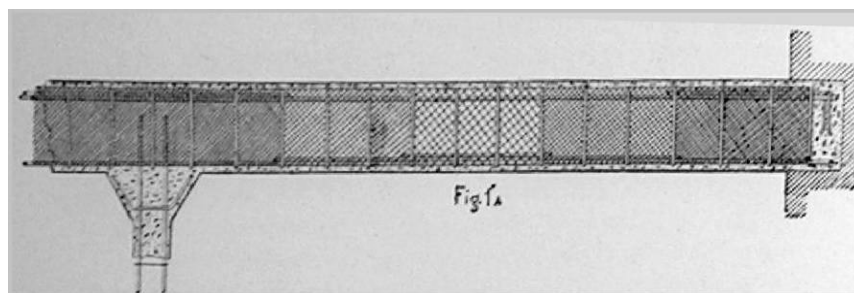


Figura I. 17. Disposición de armadura de la patente de Ribera. Ribera, 1902.

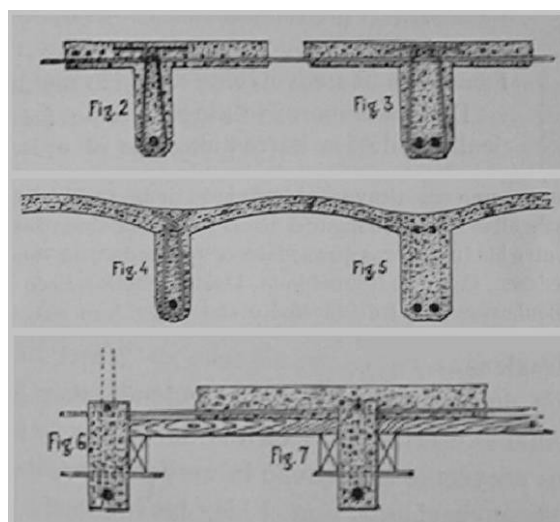


Figura I. 18. Diversas soluciones de armado de vigas. Ribera, 1902.

⁷En 1901 sale a concurso el tercer depósito de Isabel II, se presenta y gana. El 8 de abril de 1905, después de haber realizado unas pruebas de carga, se desploma la cubierta del cuarto compartimento del tercer depósito llevándose la vida de 30 trabajadores y causando graves lesiones a otros 50. Causó gran conmoción. Ribera asumió toda la responsabilidad y se enfrascó en un proceso judicial que duró 2 años.

Zafra se presentó también al concurso del tercer depósito del Canal de Isabel II, y su propuesta desgraciadamente, era mejor solución (Burgos, 2009) que la que ganó como ponía de manifiesto el hundimiento de la cubierta en 1905.

Blanc y Grimal participaron en el concurso de la cubierta del tercer depósito del Canal de Isabel II en Madrid. Éste sería el primero de muchos encontronazos que a lo largo de la primera década del siglo XX iba a tener con la empresa de Ribera.

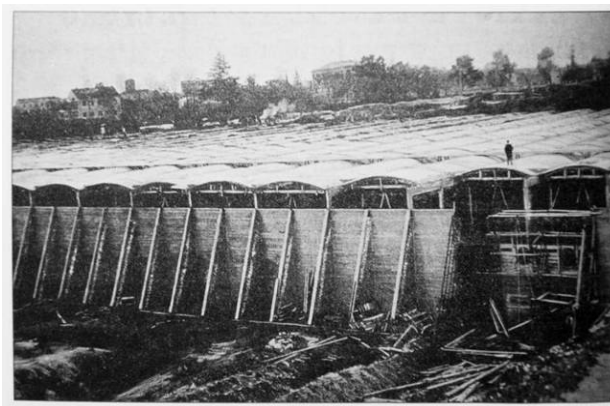


Figura I. 19. El cuarto compartimento del tercer depósito unos días antes de su hundimiento en abril de 1905

Supuso un punto de inflexión que conllevó el retroceso durante un tiempo del uso del hormigón, sobre todo en los proyectos de iniciativa privada. El material pronto recuperó su crédito tras la puesta en servicio de otras obras importantes que se continuaron construyendo, como fue el sifón de Sosa, adjudicada a Ribera. La paralización en la construcción de iniciativa privada a consecuencia del accidente del canal alcanzó a toda España, exceptuando las regiones del norte, Cataluña y Levante. Ribera no tuvo más remedio que centrarse en la obra pública.

3.1.1.d El sistema Blanc

La *Compañía del Hormigón Armado de Sestao* tiene su origen en un sistema francés, que sin tener tanta repercusión como los anteriores también logró hacerse un hueco en la construcción nacional. Se patentó en España en octubre de 1901 por el ingeniero francés Joseph Blanc, antes vinculado a la organización Hennebique. El nuevo procedimiento o sistema de construcción de hormigón armado se denominó *poutre-dalle*. Su principal característica era que la armadura de los forjados estaba estrechamente enlazada con la de las vigas sobre las que estos se apoyaban. Así, según su inventor, se conseguía formar un conjunto viga-forjado imposible de deformar (*Figura I. 20*).

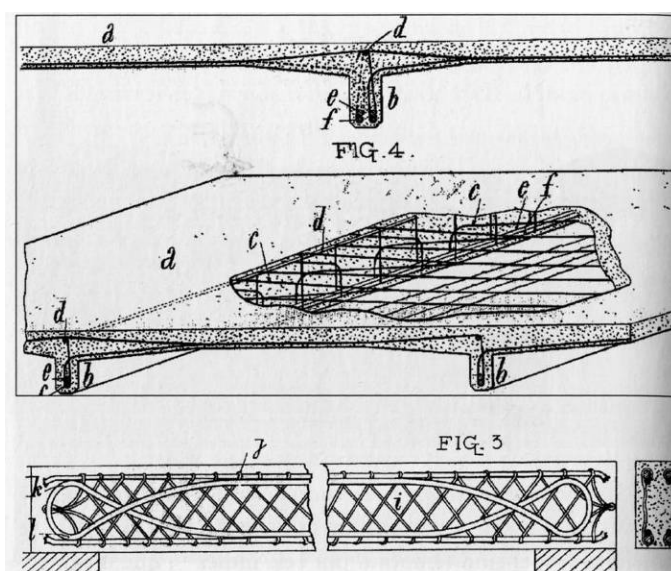


Figura I. 20. Sistema Blanc "viga-forjado", Patente española 1901.

Este sistema paso desapercibido en Francia. En cambio en España tuvo gran aceptación como consecuencia de un afortunado encuentro entre su creador y el empresario vasco, Eugenio Grimal. Este empresario estaba vinculado a la *Société Générale des Ciments Portland*, empresa con capital francés asentada en Sestao (Vizcaya) que fabricaba ya desde 1899 cementos con escorias de alto horno. Al mismo tiempo, era uno de los más señalados concesionarios del sistema Hennebique en España.

Cuando coincidieron Grimal y Blanc, construyendo la panificadora *La Económica* en Santander (1901), Grimal vio la oportunidad de desvincularse de Hennebique y operar a gran escala por todo el país junto al sistema Blanc. Se constituyó una nueva filial de la *Société Générale des Ciments Portland* llamada *Compañía Anónima del Hormigón Armado de Sestao*, situada en Bilbao, bajo la dirección de Grimal.

Este sistema se basaba en enlazar los hierros del forjado y los de las vigas, consiguiendo una construcción solidaria. La armadura de la viga estaba formada, como mínimo, por tres barras longitudinales: una en la zona de flexión, otra (de menor sección) en la zona de compresión y una tercera barra, curvada, que tenía su parte central en la zona inferior central y se levantaba hacia los extremos. Las

barras longitudinales de las vigas de los sistemas Monier, Hennebique y Ribera están distribuidas de forma racional, muy similar a las barras longitudinales del sistema Blanc. Pero éste le añade una barra en arco invertido, no con la idea de reforzar las tracciones de centro de vano y absorber el cortante en los apoyos, sino con la idea equivocada de disponer la barra siguiendo la deformación previsible de la viga porque así trabajaría mejor. Según sus propias palabras colocaba la barra en forma de arco invertido para *“hacer trabajar el hierro desde el primer momento y aliviar el hormigón oponiéndose a la flexión.”* (Blanc, 1902)

El estribado estaba formado por los propios hierros de la armadura del forjado que envolvían la de la viga formando un acartelamiento en la entrada de ambos. El sistema permitía vigas muy espaciadas y se presentaba con un gran monolitismo. Si se trataba de jácenas maestras, desligadas del forjado, una armadura metálica trenzada unía las armaduras longitudinales. Los pilares se construían con 4 ó 5 barras unidas por una armadura trenzada (Rosell y Cárcamo, 1994). Al igual que el resto de patentes que proponen vigas, ésta también acierta a colocar mayor armadura en la parte traccionada inferior, y refuerza los apoyos con la armadura en arco. Pero la crítica que Ribera hacía a este sistema era la excesiva complicación, innecesaria, de los hierros doblados y trenzados, además de la incomodidad de la barra central en el pilar dificultando el apisonado del hormigón.

Los primeros trabajos fueron en la Alhóndiga de Bilbao. Los nuevos clientes de la compañía eran la mayoría particulares, siendo los forjados, cubiertas y placas de cimentación sus encargos más frecuentes (Casas del señor Luis Ocharán en Bilbao, donde se construyeron 4500 m² de forjado). Otra petición muy típica era la construcción de ornamentación de edificios, en hormigón en masa y armado (balaustradas, faldones y cornisas, remates de chimeneas, Santo Hospital Civil de Bilbao, o revestimientos de columnas, nuevo edificio del Banco de Vizcaya).

A mediados de la década, la empresa constructora de Grimal ya había desarrollado una infraestructura técnica y empresarial capaz de disputar a Ribera el liderazgo de la construcción (Burgos, 2009). En 1905 construyó la cubierta del

edificio de viajeros de la estación de Cartagena por encargo de MZA y una pasarela en la estación de Oviedo (*Hormigón Armado, 1906*) por encargo de la Compañía del Ferrocarril Vasco Asturiano (*Figura I. 21*).

La Compañía había alcanzado una especial capacitación en el ámbito de la arquitectura residencial e industrial. Podían construir todas las partes de un edificio con hormigón armado, desde la cimentación hasta la ornamentación.

Algunas obras importantes que construyó la Compañía fueron la nueva factoría de la Cristalera Española o la iglesia y el monasterio de Viaceli en Cóbreces, entre 1907 y 1908. Pero quizá la más relevante fue la Estación de los Ferrocarriles de la Costa, en Santander (*Figura I. 23*).

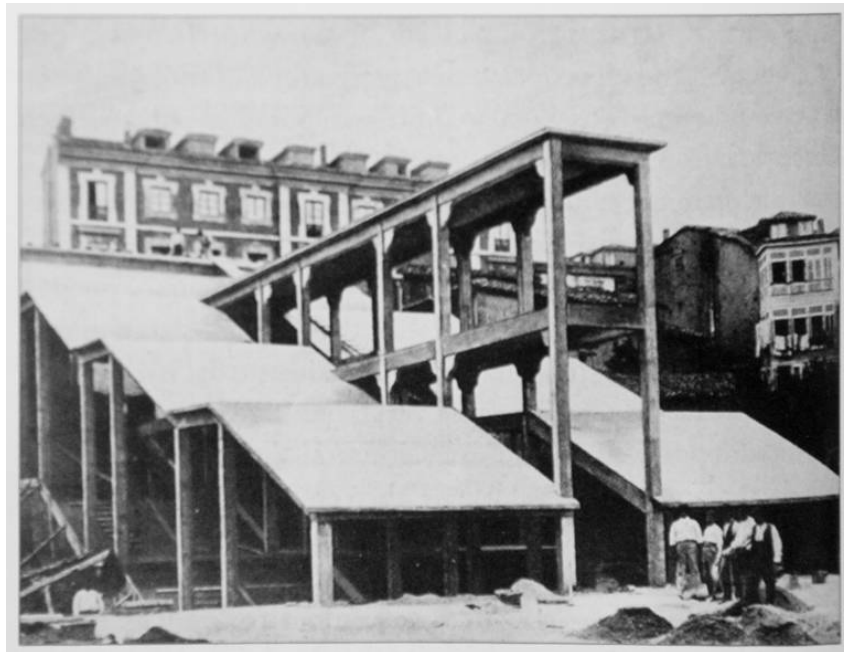


Figura I. 21. Escaleras y pasarela en la estación de Oviedo (Ferrocarril Vasco Asturiano) 1906. Compañía Anónima del Hormigón Armado de Sestao.



Figura I. 22. Obras del monasterio de Viaceli en Cóbreces (Cantabria) 1907. Salvador Oller y Federico Ugalde, arquitectos. Construido por la Société des Ciments Portland de Sestao.



Figura I. 23. Estación de los Ferrocarriles de la Costa, en Santander. 1908

A partir de 1905 comenzaron a trabajar en la obra civil gracias a la presencia en el grupo técnico del ingeniero de Caminos Enrique Col s. Así consiguió para la compa n a la construcción de las obras portuarias de Motrico y Zumaya, en 1907, o la palizada para los muelles de embarque de la Fábrica de Hierro Sociedad Nueva Montaña.

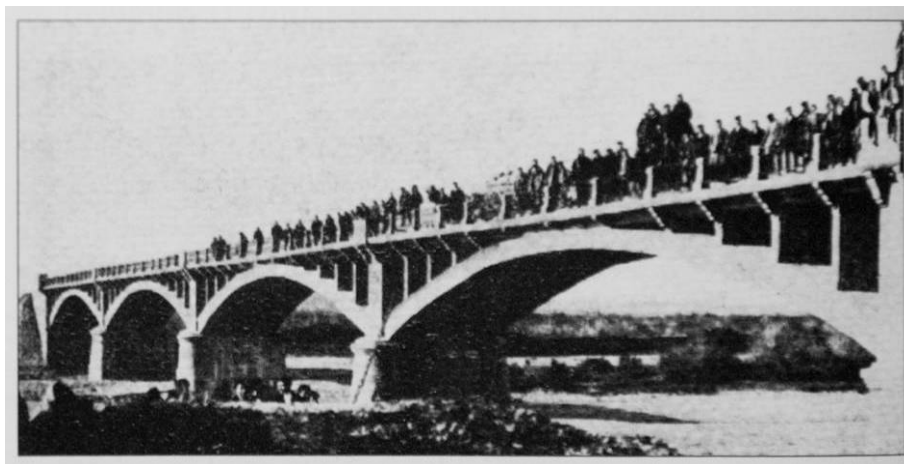


Figura I. 24. Puente sobre el río Ebro para la carretera de Calahorra a San Adrián (Navarra) 1909. Enrique Colás, ingeniero de Caminos

3.1.1.e El Metal Deployé

La última patente que consiguió una difusión comparable a las anteriores también vino de Francia. Fue la *Compagnie Française du Metal Deployé*, aunque provenía de Estados Unidos y su creador John French Golding la bautizó como *extended metal*. Quién la introdujo en España fue el Ingeniero Militar Eduardo Gallego Ramos al regreso de Filipinas, en los últimos años del s. XIX. Tras el desastre de la colonia decidió dedicarse plenamente a la ingeniería y a la actividad empresarial, asumiendo la representación de la *Compagnie Française du Metal Deployé* en España. A partir de 1902, tras trabajar junto a José García Benítez, formarían juntos la sociedad Gallego y Compañía. Usaron el *Metal Deployé* en sus primeros trabajos (Figura I. 25).

En el tiempo que estuvo activa la compañía construyó depósitos e importantes obras de hormigón armado, sobretodo en la provincia de Madrid. En 1910 se disolvió, pasando E. Gallego a trabajar de consultor independiente en Madrid, especializándose en ingeniería sanitaria y construcciones de hormigón armado.



Figura I. 25 El pabellón de retretes del Cuartel de Artillería de Getafe, Madrid, 1902.

El ingeniero del ejército Juan Tejón y Marín, también venido de Filipinas, utilizó la misma patente. Para Tejón, el hormigón armado venía a culminar la ciencia de la construcción satisfaciendo por fin *“la aspiración universal de enlazar todos los materiales que integran el conjunto de una edificación, en forma que se asemeje para sus efectos mecánicos a un verdadero monolito”* (Tejón, 1902).

Prefería utilizar el hormigón armado con *Metal Deployé*, por economía. Tejón se mostró especialmente interesado por los forjados contruidos con una losa armada con *Metal Deployé* apoyada sobre viguetas metálicas, que utilizó en diversas construcciones hechas en Córdoba en 1902.

Este sistema sólo se usaba para formar losas de forjado, independientemente de las viguetas o viga que lo sostenían. Eran losas que sustituían las bovedillas y, a veces los cielos-rasos permitían una separación mayor entre viguetas. Los concesionarios suministraban unos ábacos que, en función del vano y la separación de vigas indicaba la geometría y la cuantía de la malla adecuada (Rosell y Cárcamo, 1994).

3.1.1.f El sistema de Juan Manuel de Zafra

Zafra, como muchos de los técnicos asociados al material en esta primera época, desarrolló varias patentes, pero a diferencia de sus competidores las suyas eran resultado de la aplicación de los conocimientos de la Resistencia de Materiales y de la ciencia de las Estructuras. En contrapartida carecía de lo que a las demás les sobraba, la práctica que avalara la aptitud del sistema.

La primera patente, registrada en 1902, se basaba en la teoría general de las superficies (Figura I. 26). Diseñó "placas bombeadas" de hormigón armado unidas a dos series de nervios en direcciones perpendiculares, consiguiendo un cerramiento muy ligero e indeformable en todos los sentidos.

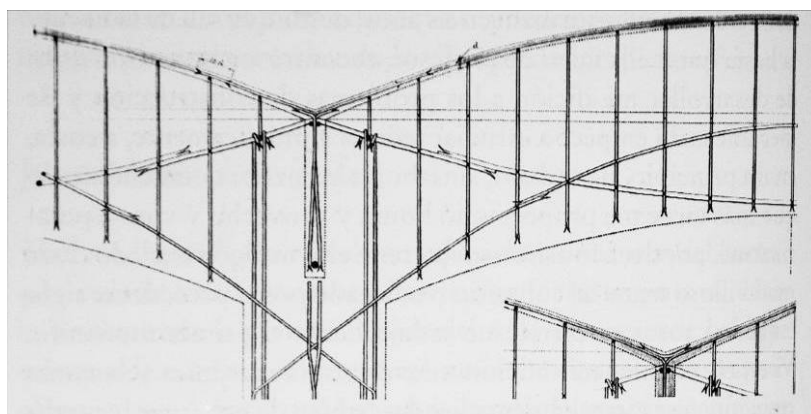


Figura I. 26. Sistema de placas bombeadas de hormigón armado patentado por J.M. de Zafra.

La segunda de las patentes era un sistema de piezas para trabajar a flexión. Tenía una armadura longitudinal para los esfuerzos de flexión y otra transversal para los de cortante.

En la tercera presentaba un sistema de vigas-suelos, "conjunto de un suelo plano y de una serie de nervios o vigas, formando una sola pieza, de hormigón con armadura metálica" (Zafra, 1902). Se trataba de un sistema muy fácil de ejecutar a pesar de su aparente complicación", que junto con las vigas de la patente anterior representaba una solución conjunta para la construcción de edificios (Burgos, 2009).

Por último, lanzó una patente de piezas de hormigón armado para trabajar a compresión (Figura I. 27). Así tenía el sistema completo para construir un edificio.

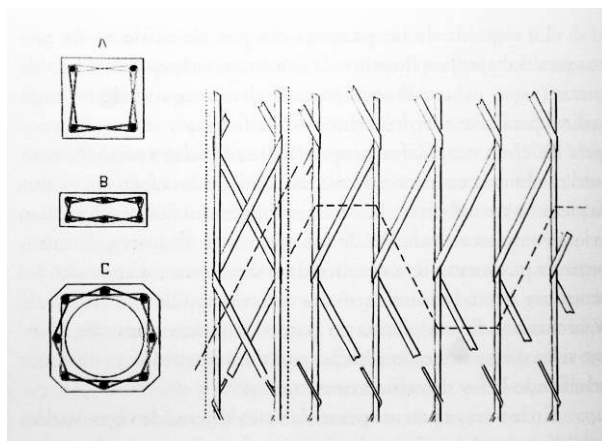
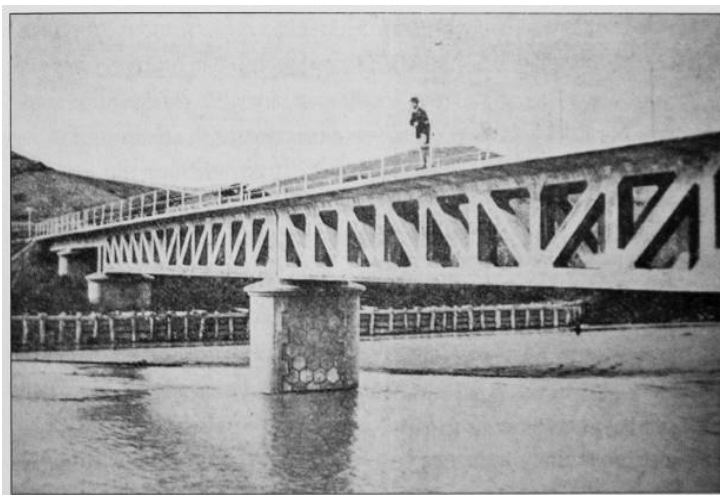


Figura I. 27. Patente para pilares registrada por Zafra.

En la construcción del embarcadero de San Juan de Salfarache encontró su oportunidad de poner en práctica sus conocimientos. A raíz de este encargo le surgieron más en las construcciones de embarcaderos y puentes vinculados a la línea ferroviaria. En 1908 construyó el puente sobre el río Vélez, junto a Torre del Mar, la más importante construcción de la línea que unía Málaga con Torre del Mar. Los tramos centrales los resolvió con vigas en celosía de 26 m de luz, récord mundial en su momento en esta tipología (*Figura I. 28*).



*Figura I. 28. Puente sobre el río Vélez en Torre del Mar (Málaga).
Ferrocarriles Suburbanos de Málaga 1908. J.M. de Zafra.*

3.1.2. REVISTAS TÉCNICAS ESPECÍFICAS DE PRINCIPIO DE SIGLO

El más importante medio de difusión, en los comienzos de la utilización del hormigón armado, fue la prensa especializada. Desde 1900, las revistas comenzaron a hacerse eco de los trabajos sobre el hormigón armado, bien en forma de artículos científicos de autores extranjeros, o bien mediante la publicidad de los sistemas patentados por los constructores del nuevo material. Aparecieron artículos en la *Revista Obras Públicas*⁸ o en el *Memorial de Ingenieros del Ejército*, ambas con casi 50 años de antigüedad en ese momento. Desde la Asociación de Técnicos Industriales, en Barcelona se publica la *Revista Tecnológico-Industrial* que, desde 1900, incluía artículos sobre cálculo de hormigón armado (Tous, 1900). No tardaron en aparecer las revistas especializadas en hormigón armado como *El Cemento Armado* o el *Hormigón Armado*, ambas de muy corta duración, y *La construcción Moderna* que sin estar especializada en el hormigón armado le dedicó muchas páginas a promocionar el nuevo material.

Las dos revistas técnicas más antiguas, *Revista de Obras Públicas* y *Memorial de Ingenieros del Ejército*, comparten objetivo: la divulgación científico-técnica y la expresión de las inquietudes de un determinado colectivo. La primera era el órgano de expresión de los ingenieros de Caminos y se publicaba desde 1853, continuando hasta la actualidad. En esta revista se publicó en 1900 el primer artículo científico con respecto a la estabilidad estructural de las estructuras de hormigón armado por el ingeniero Boncorps.

Aparte de estas revistas centradas en temas más técnicos del material, había revistas de arquitectura que discutían sobre las posibilidades del material pero desde un punto de vista más pragmático, como *Arquitectura y Construcción*.

⁸ El primer trabajo sobre el hormigón armado con base científica publicado en ROP se titulaba Estabilidad de las construcciones de cemento armado por C. Boncorps, en Año XLVII, nº 1269, Madrid Enero 1900.

Estas publicaciones se convirtieron durante el primer tercio del nuevo siglo en foro de debate y exposición de temas cruciales para la arquitectura. Destaca entre ellos la restauración de monumentos o el valor de la arquitectura popular, en unos años cruciales para el establecimiento de las bases tóricas de la disciplina en España.



Figura I. 29. Sumario de la revista "La Construcción Moderna"



Figura I. 30. Encabezado de la Revista del Memorial de Ingenieros del Ejercito.

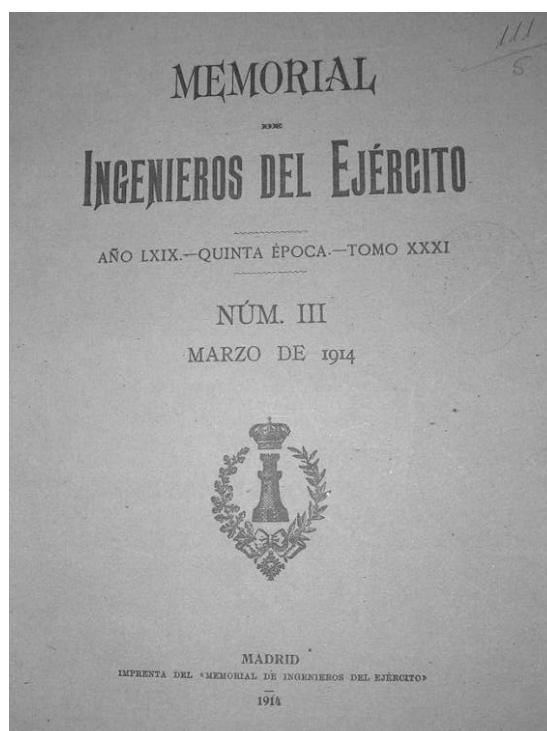


Figura I. 31. Portada de la Revista "Memorial de Ingenieros del Ejército", 1914.

La revista *El Cemento Armado* fue la principal aportación del ingeniero militar Ricardo Martínez Uniciti. La dirigió desde su primera publicación el 31 de enero de 1901. Estaba convencido de que se trataba del inmejorable sistema de construcción. Su objetivo principal era impulsar el desarrollo del hormigón armado en el país. Pensó que para divulgar la información entre los técnicos la mejor manera era con la revista. Estaba abierta a cualquier técnico que quisiese exponer en ella sus experiencias y obras.

Además, consciente de que para impulsar el uso del material se necesitaba formar a los obreros especializándolos, abrió un taller situado en Madrid. En junio de 1904 se anunció la suspensión temporal por seis meses de la revista *El Cemento Armado*, que luego resultó definitiva. Coincidiendo con la pérdida de referencia sobre Martínez Uniciti, que posiblemente cayera enfermo y falleciera por esas fechas (Burgos, 2009). En 1903 termina el puente sobre el río Henares en Torrejón de Ardoz (Figura I. 32).

La Compañía de Hormigón Armado de Sestao hizo una gran campaña de divulgación en la revista de Obras Públicas. La culminación de estos esfuerzos de divulgación fue el lanzamiento de la revista *El Hormigón Armado*, réplica de *Le Béton Armé* de la organización Hennebique.



Figura I. 32. Puente sobre le río Henares en Soto de la Ciudad.
Madrid (Martínez, 1903).

La revista *La Construcción Moderna* fue la principal aportación de Gallego Ramos para la teoría y divulgación. Fundada en enero de 1903, tras la desaparición de *“El Cemento Armado”* se convirtió en el máximo escaparate para mostrar los progresos respecto al hormigón. Publicó durante más de veinte años. Gallego además de codirigir la revista con el arquitecto Sainz de los Terreros, fue uno de sus más prolíficos colaboradores, siendo incontables sus artículos sobre ingeniería sanitaria y hormigón armado. Se preocupó por actualizar sus conocimientos en los procesos constructivos y no sólo respecto al hormigón. Publicó varios manuales técnicos, entre los que se encuentran dos volúmenes sobre el hormigón armado.

Hasta 1910 los artículos científicos sobre el hormigón armado aparecidos en las revistas especializadas eran traducciones de artículos de autores extranjeros o artículos de técnicos españoles que se limitaban traducir las teorías expuestas por otros autores extranjeros a tablas y ábacos con el objetivo de facilitar los cálculos al constructor.

En 1902 Juan Tejón y Marín publica en el *Memorial de Ingenieros* una serie de tablas numéricas para las construcciones de “ferro-cemento”, aportando procedimientos *prácticos y sencillos que den rápidas soluciones al cada día más usado hormigón* (Tejon, 1902). Las tablas que proponía se basan en las fórmulas que utilizaba Hennebique cuyos resultados se asemejaban a las de Considère. Las tablas incluían una columna que hacía referencia al precio del hierro por metro lineal, que evidenciaba la economía respecto a las estructuras metálicas.

3.1.3. LAS EXPOSICIONES: MEDIOS DE DIFUSIÓN

La primera exposición española en la que hace acto de presencia el hormigón armado se celebró en Gijón, en la Exposición Regional de 1899, donde José Eugenio Ribera mostró sus primeros puentes, cuando aún estaba ligado a la casa Hennebique. Después de la Gran Exposición de París en 1900, muchos pioneros se animaron a participar en las diversas muestras organizadas por toda España. Así en 1903, Ricardo Martínez Uniciti mostró su sistema de construcción y sus objetos prefabricados de hormigón armado en la Exposición Internacional y Universal de Madrid de ese año. No obstante no logró convocar a demasiados participantes.

La Exposición Hispano-Francesa de Zaragoza de 1908 potenció la expansión de la empresa Asland, atrayendo la atención de distinguidos visitantes como el monarca Alfonso XIII. La Exposición Regional de Valencia de 1909 supuso un buen escaparate para el hormigón armado, ya que varias de sus construcciones más destacada usaron el nuevo material, entre ellas un puente de tramos rectos, realizado por la empresa catalana Construcciones y Pavimentos. Esta pasarela fue destruida por la riada de 1957.

3.2. SEGUNDA DÉCADA DEL SIGLO XX: CONSOLIDACIÓN

Entrada la segunda década del siglo XX, con la crisis del desastre del depósito del Canal de Isabel II (*cfr. n.p. 7*) ya superada y con algunas voces clamando por la formación académica de los técnicos, se impulsó un proceso imparable de desarrollo del hormigón armado, acelerado por la escasez de acero consecuencia de la Primera Guerra Mundial. El uso del hormigón armado se desvincula de las patentes, que a partir de este momento caen en un progresivo declive. En esta segunda década de consolidación, el hormigón armado entró en la edificación de las ciudades, donde le faltaba penetrar.

Un hito del cambio de tendencia fue la construcción de la sede de la compañía La Unión y el Fénix, en Madrid (*Burgos, 2009*). Situada en lugar emblemático, entre la calle Alcalá y la nueva Gran Vía, fue el primer edificio de carácter no industrial con estructura de entramados de pórticos y forjados enteramente de hormigón armado. El proyecto fue obra de los arquitectos franceses Jules y Raymon Février y la ejecución la llevó a cabo el arquitecto Luis Esteve entre 1905-1911 (*Urrutia, 1997*).

Gracias a la colaboración entre arquitectos e ingenieros se realizaron proyectos con hormigón armado para edificación. Para el proyecto del nuevo teatro Victoria Eugenia en San Sebastián el arquitecto Francisco de Urcola recurrirá a los ingenieros militares Luis Sierra y Antonio Liaño para el cálculo de la estructura (*Figura I. 34*).

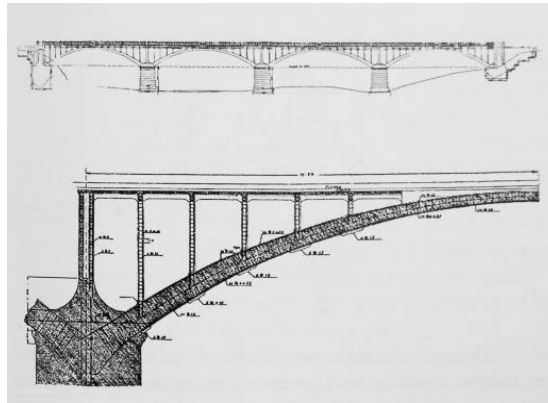


Figura I. 33. Proyecto de Puente sobre el río Júcar en Jalisco (Valencia) 1917.

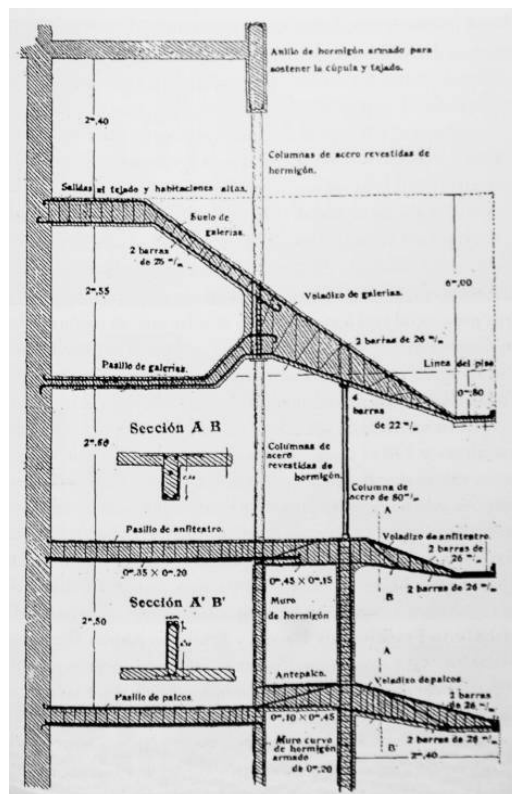


Figura I. 34. Organización estructural de los voladizos en el teatro Victoria Eugenia, San Sebastián 1910.

En esta época también es de resaltar el avance que sufrió la construcción de puentes de hormigón armado. Uno de los proyectos más interesantes fue el puente de hormigón armado sobre el río Júcar en Jalance (Valencia), calculado por el ingeniero de Caminos Arturo Monfort aplicando la teoría de la elasticidad de Morsch (*Figura I. 33*).

Las instalaciones industriales, las obras públicas, los depósitos y las obras marítimas construidas con hormigón armado se multiplicaron.

A partir de 1910, se experimentó una mayor demanda en el campo de la fabricación industrial de objetos de hormigón armado. Los más comunes eran los postes para líneas eléctricas y de teléfono, incluso se llegó a formar una compañía especializada, La Compañía Constructora de Poste de Hormigón Armado, S.A. afincada en Madrid (*Figura I. 35*).

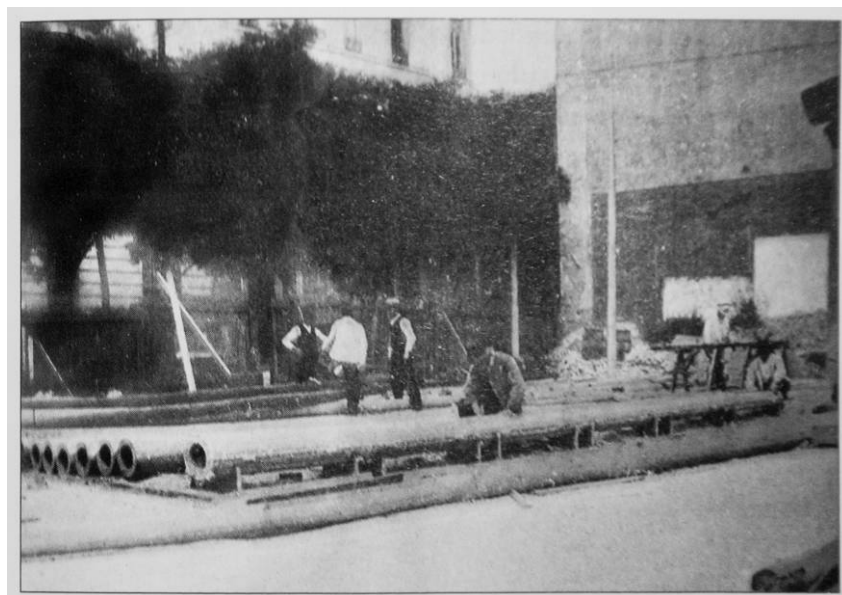


Figura I. 35. Construcción de postes de hormigón armado en la sociedad LBS, Madrid 1910.

Era un material perfectamente válido para construcción. Además, había dejado de ser un producto controlado por las patentes, aunque aún existieran. El hormigón armado estaba a disposición de cualquiera que quisiera utilizarlo.

Pese a la preponderancia del material en la obra civil, en arquitectura el hormigón armado seguía siendo escaso, aunque iba en aumento el número de elementos construidos con hormigón. Alberto Laffón (*Laffón, 1923*), achacaba esta circunstancia al *“hecho de que la vigueta de hormigón no pudo desplazar a la metálica con la misma rapidez y contundencia como la metálica a la de madera, porque los principales responsables de la construcción de edificación son constructores modestos que ante el desconocimiento de los fundamentos del hormigón armado preferían optar por los procedimientos tradicionales”* (*Laffón, 1923*). Aún así, los arquitectos comenzaron a valorarlo y poco a poco la estructura de entramados de hormigón acabó imponiéndose en los edificios importantes. Además, si la estructura resultaba compleja, como grandes luces o escaleras de formas caprichosas, se recurría al hormigón para resolver el encargo.

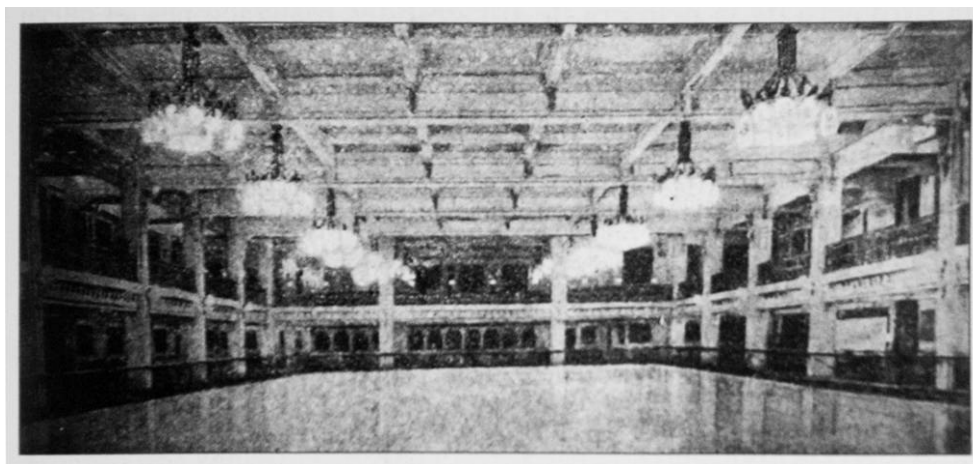


Figura I. 36. Salón de patinar del Palacio del Hielo y del Automóvil. Madrid, 1922. Edmon de Lune, arquitecto.

De esta época fue especialmente trascendente la aparición del arquitecto Teodoro de Anasagasti y Galván, que propuso una renovación de la arquitectura española. Defendió el tratamiento realista y sincero de las estructuras de hormigón armado en sus edificios liberándolos del *“abuso ornamental del barroquismo del cemento moldeado”* (*Ucha, 1980*).

3.2.1. EL SINO DE LAS PATENTES Y LA EMPRESA CONSTRUCTORA

En la segunda década del s. XX dejan de tener ventaja comercial las patentes y se generaliza el uso del hormigón. Los primeros protagonistas iban desapareciendo y fueron unas pocas empresas constructoras de gran tamaño las que se ocuparon de la construcción con hormigón armado. Las que mejor se adaptaron a la nueva situación fueron la empresa catalana *Construcciones y Pavimentos* que apareció en 1909, la *Compañía de Construcciones Hidráulicas y Civiles* (La de Ribera) y la *Société des Ciments Portland de Sestao*.

– Construcciones y pavimentos

Desde 1904 Joan Miró Trepap dirigía la Empresa Miró Trepap y Compañía, dedicada a la construcción de edificios y obras civiles. En 1909 se reorganizó la empresa con el nombre de Construcciones y Pavimentos, S.A. Abrieron una oficina técnica en Madrid. El cuerpo técnico estaba formado por numerosos ingenieros industriales, arquitectos españoles y extranjeros. La gran infraestructura de la empresa les permitió acometer el ambicioso objeto de *“la formación y ejecución de proyectos de obras, edificios, carreteras, ferrocarriles y puentes, muelles, dársenas, pantanos, confección de pavimento, explotación de canteras y cuantos negocios industriales, financieros y mercantiles considere convenientes”* (VVAA, 1930).

El primer encargo fueron los Talleres de Carrocerías Farré. En el ámbito arquitectónico, construyeron el primer edificio de hormigón armado en Barcelona, los almacenes Sangrà. Curiosamente en torno a 1910 pasó a ser concesionaria de Hennebique. Construyen el hotel Palace de Madrid i el Ritz de Barcelona, proyectados ambos por Eduard Ferrés. Proyectaron y construyeron gran número de inmuebles de viviendas en Barcelona, chalets y villas de gran lujo, los más destacados el palacio Coll, en Barcelona o el Castillo de Cerdanyola. También se usó el hormigón armado en la rehabilitación del Patio de los Naranjos de la antigua Audiencia de Barcelona, hoy Palau de la Generalitat.



Figura I. 37. Almacenes Sangrà, Construcciones y Pavimentos, 1905-1910.

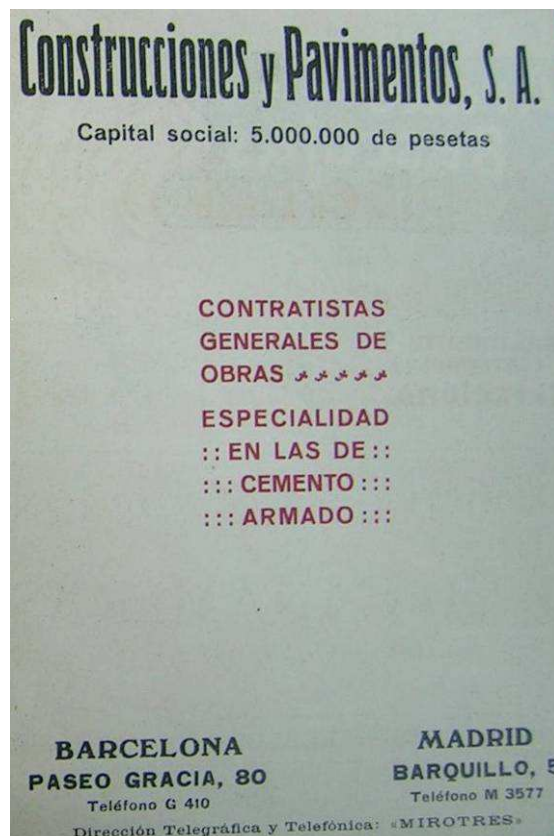


Figura I. 38. Anuncio en la Revista de Arquitectura, nº 9-10.

El hormigón armado era la solución óptima para las necesidades de los edificios industriales, ya que daba garantías contra el fuego, grandes espacios diáfanos y la apertura de hueco de iluminación. (*Figura I. 37*)

Joan Miró Trepal llevó a cabo la mayor parte de la actividad en Cataluña, (fábrica de automóviles Hispano-Suiza, en Barcelona, o la fábrica de tejidos en Cardedeu). En esos años se estaba produciendo en España un notable avance en la industrialización. La construcción de centrales eléctricas tuvo la mayor expansión. Construyó la fábrica para la sociedad Energía Eléctrica de Cataluña en Manresa. (*Figura I. 39 - Figura I. 43*) una de las construcciones más llamativas fue la central hidroeléctrica de San Rafael de Espeluy, en Jaén (*Figura I. 41*).

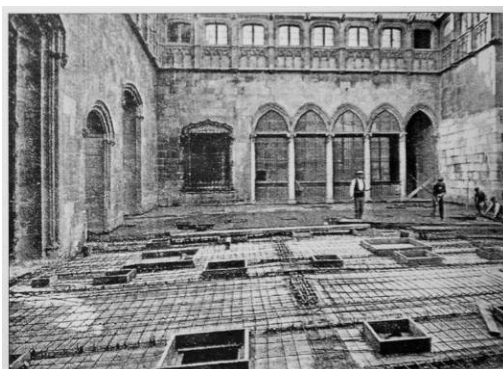


Figura I. 39. Antigua audiencia de Barcelona (hoy Palau de la Generalitat). Rehabilitación del Patio de los Naranjos. Construcciones y Pavimentos.



Figura I. 40. Central eléctrica de San Adrián del Besos. Construcciones y Pavimentos, 1910-1920



Figura I. 41. Central Hidroeléctrica de Espeluy (Jaén). Construcciones y Pavimentos, 1912



Figura I. 42. Talleres de Carrocerías Farré. Barcelona 1910. Construcciones y Pavimentos, con patente Hennebique.

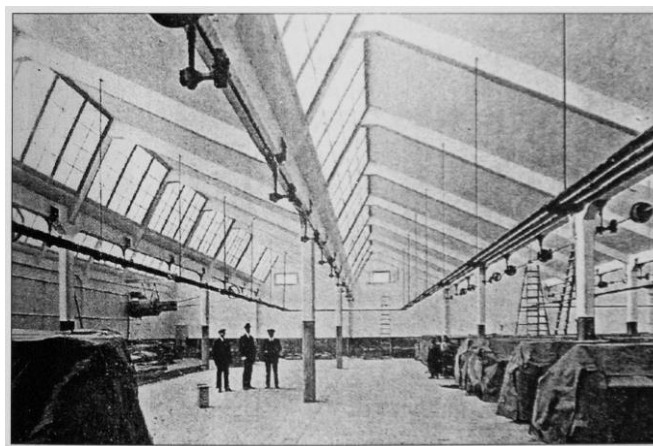


Figura I. 43. Cubierta inclinada de hormigón armado de la fábrica de tejidos de Cardedeu. Construcciones y Pavimentos 1910-1920.

Entre 1910-1920 construyeron numerosos puentes de gran complejidad y muy diversas tipologías estructurales, como el viaducto de tramos recto de Vallarca (Barcelona), proyectado por el ingeniero industrial Lorenzo Matéu.

Otra tipología que desarrolló la empresa fueron los buques de hormigón armado. Junto al mar, en Malgrat, Barcelona, se llegó a construir un barco experimental, un cargo-boat de 452 toneladas de desplazamiento, que fue botado con éxito en 1918. Fue el primero buque de hormigón armado hecho en España (*Figura I. 44*).

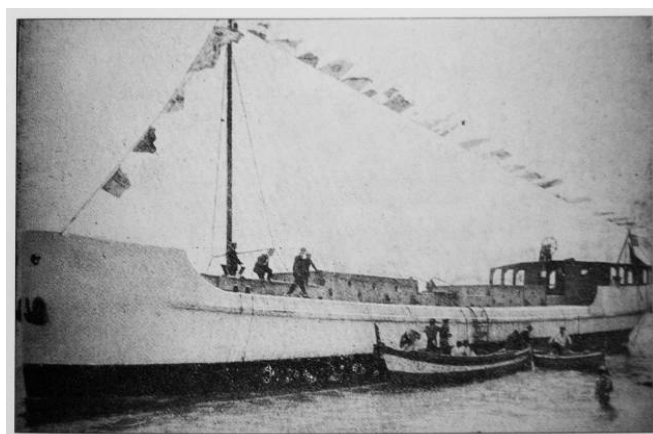


Figura I. 44. Primer buque de hormigón construido en España. Construcciones y Pavimentos, 1918

– **La Société des Ciments Portland de Sestao (Compa a del Hormigón Armado de Sestao.)**

A partir de 1909 entró, como todas las firmas pioneras del hormigón armado, en un prolongado declive (*Burgos, 2009*). Aunque lo cierto es que el hormigón armado ya gozaba de una sólida base teórica y las patentes experimentales comenzaban a quedarse obsoletas, el hormigón armado había sido divulgado. Aún construyeron varias obras importantes, como fue la plaza de toros de Sevilla (1917-1918), o la estructura del Monumental Cinema con Anasagasti, o el teatro madrileño de el Odeón proyectado por el arquitecto Eduardo Sánchez Eznarriga y calculado por Eduardo Gallego y Col s.

A pesar de las últimas obras encargadas a la compa a la Société Générale des Ciments Portland de Sestao fue paulatinamente abandonado la construcción, convirtiéndose la fabricación de cemento en su principal actividad productiva.

– **Compa a de Construcciones Hidráulicas y Civiles, S.A.,**

La compa a de Ribera, que a partir de 1915 se llamó Compa a de Construcciones Hidráulicas y Civiles, S.A., se supo adaptar a la nueva situación. En esta compa a trabajaron Eduardo Torroja, Ildefonso Sánchez del Río y José Entrecanales. Eran la nueva generación de técnicos formados académicamente en el nuevo material.



Figura I. 45. Villa construida con elementos estructurales de hormigón armado en la Cruz del Campo (Sevilla), 1908-1914. Juan Ramón Sena, ingeniero Militar.

Aparecen nuevas empresas constructoras en el país Vasco. Sierra junto a Díaz Montenegro forman una sociedad constructora Olasagasti y Compañía que llevó una actividad frenética en San Sebastián. Junto a los arquitectos Ramón Cortázar, Francisco de Urcola y Luis Elizabe consiguieron que el hormigón armado inundara los edificios de la ciudad vasca, tanto en las grandes o como en las pequeñas construcciones (*Figura I. 45*).

En Sevilla, en torno a 1908, se fundó la sociedad anónima La Edificación Sevillana dedicada a la construcción de edificios con bloques de cemento de hormigón armado.

En la ciudad de Valencia los ingenieros Blanco y Nebot empleaban las *viguetas Leo* diseñadas y comercializadas por ellos. (*Figura I. 46*). El arquitecto Demetrio Ribes después de una década de ejercicio profesional dedicada a la Arquitectura industrial formó, en 1917, una empresa consultora-constructora de obras de hormigón armado.

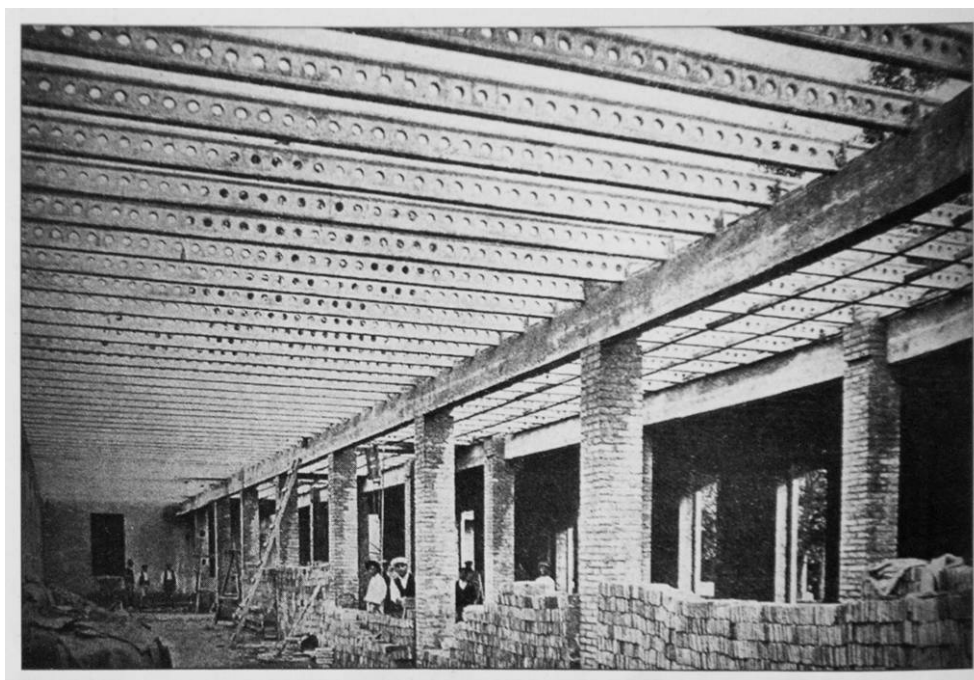


Figura I. 46. Construcción de un forjado con viguetas Leo en la Casa de la Salud de Valencia. 1917

3.2.2. PRIMERAS LECCIONES EN ESPAÑA

Juan Manuel de Zafra fue el primer profesor que impartió la asignatura de Hormigón Armado en la Escuela de Caminos en 1910. Para él era más importante racionalizar de forma teórica el comportamiento del material que seguir por el camino únicamente de lo empírico. Así lo deja claro en el Discurso leído en el acto de su recepción en la Real Academia de Ciencias Exactas, Físicas y naturales.

“Vi en él reunidas mis aficiones favoritas, la mecánica y la construcción, que estrechamente ligadas habían de producir fecundísima cosecha de obras grandes, nuevas, atrevidas, [...]. Me lancé a construir y, aunque tímidas y modestísimas mis primeras obras, me enseñaron desde luego la apremiante necesidad de huir de la rutina que entonces imperaba, y de tratar aquellos problemas de modo más ingenieril, más científico” (Zafra, 1911).

Zafra defendió su Mecánica aplicada del hormigón armado tomando como premisa fundamental la equivalencia de los cuerpos reales a sólidos ficticios elásticos, *“como base racional y sobre la base experimental, que la confirma en esencia, aunque la corrige y modifica en detalles”*. Introdujo procedimientos para calcular elementos estructurales sometidos a las solicitaciones más frecuentes, además de deformaciones y fisuración, *“mediante formulas deductivas⁹ o inductivas para el cálculo de piezas a partir de las acciones que ha de soportar” (Zafra, 1911).*

La Escuela de Arquitectura tardó veinte años más en impartir el primer curso sobre hormigón armado. En 1928 el director de la Escuela de Arquitectura de Madrid, Modesto López Otero, animó al profesorado a divulgar la construcción con hormigón armado. El profesor Luis Vegas Pérez fue el encargado de impartir los primeros cursos. El programa del curso de 1931 se dividía en dos partes. La primera se ocupaba de las propiedades generales, describía las ventajas e inconvenientes del material y las propiedades de los elementos componentes. La

⁹ Las fórmulas deductivas fijan a priori la sección del hormigón y del acero y se comprueba que no superan las tensiones admisibles. Si se desconoce alguna de estas secciones se recurre a las fórmulas inductivas aplicando el método de las aproximaciones sucesivas.

segunda parte del programa la dedicaba al cálculo estático, agrupando los temas en función de la sollicitación a la que está sometida la pieza de hormigón armado.

3.2.3. PRIMEROS TRATADOS

Mauricio Jalvo Millán fue uno de los pocos arquitectos españoles vinculados con el hormigón armado en la primera época. En 1903, un año después de presentar su patente, publicó su manual titulado *Hormigón Armado: Manual del constructor*, con el objetivo de difundir la técnica del nuevo material. Definía los elementos que se podían construir y cómo calcularlos, los operarios que intervienen (armador, capataz de fabricar la mezcla y de colocarla, hormigonero, porteadores, tiradores), los materiales componentes y un último capítulo sobre la ejecución que *“lejos de pretender ser un pliego de condiciones intenta dar consejos de buenas prácticas”* (Jalvo, 1903).

La relación de Ricardo Seco de la Garza con el material empieza en 1898, colocándose al frente de la delegación de la firma Hennebique en Madrid, junto con Manuel Balbás. Con modestas intervenciones ejecutadas destacó por sus estudios teóricos y de divulgación del hormigón. La culminación de estos trabajos sería un tratado práctico publicado en 1910 donde recopilaba las principales patentes comercializadas y describía cálculos sencillos con ábacos según las fórmulas de Hennebique.

Juan Manuel de Zafra publicó el primer tratado español sobre la materia la mecánica del hormigón armado en 1911, titulado *Construcciones de hormigón armado*. Pero este libro se limitó a recopilar los avances en la materia como el mismo explica en el prólogo *“El libro es una compilación de lecciones dadas en el primer curso, con la aspiración de resumir lo dicho hasta el momento en lo racional y experimental, lo que se encuentra diseminado en multitud de artículos, monografías, informes, etc. (...) buscando la inmediata aplicación práctica, lo que al ingeniero le importa principalmente”* (Zafra, 1911).

Con la publicación de este libro los técnicos españoles ya dispusieron de una base teórica para diseñar estructuras de hormigón armado. Destacaba que, bajo la

aparición de la sencillez de ejecución, se encerraba una *necesidad de esmero en la construcción y de preparación técnica del personal* (Zafra, 1911).

Su inflexible defensa de llevar la teoría a la práctica del hormigón le llevó a entablar alguna disputa enérgica mediante diversas publicaciones en revistas¹⁰ con Hennebique.

Defendía que el hormigón armado debía ser tratado como un cuerpo perfectamente elástico, y por tanto los elementos estructurales hechos con él debían ser calculados con la Teoría de la elasticidad, asimilándolos a sólidos elásticos y homogéneos. Pero prestando atención al valor del coeficiente de elasticidad del hormigón. Recuerda que es necesario recurrir a la experimentación para fijar los límites y condiciones de aplicabilidad, los fenómenos y circunstancias en que los planteamientos teóricos son inhábiles para tenerlos en cuenta.

El primer paso para la formulación de una teoría de la técnica de construcción con hormigón armado estaba dado. Los objetivos de Zafra con aplicaciones prácticas de las bases teóricas se quedaron a medias por su enfermedad. Sus discípulos lo continuaron. Uno de los más destacados fue Adolfo Peña Boeuf, quien publicó *Mecánica elástica* en 1926 y *Hormigón armado* en 1933. Este último influyó en la redacción de la primera instrucción española.

Peña Boeuf, antes de terminar la carrera (1919), daría a conocer sus primeros estudios teóricos (*Peña, 1912*), que luego continuaría en el Laboratorio Central de la Escuela de Caminos. También realizó otros estudios de índole práctica en compañía de Eduardo Castro, sobre la acción del agua de mar sobre el hormigón armado (*Peña, 1933*).

Desde finales de la segunda década del siglo pasado, fue habitual que los ingenieros y arquitectos se lanzasen a publicar tratados sobre el Hormigón Armado, aunque eran recopilaciones de todo lo que se estaba debatiendo en otros

¹⁰ Como el momento en que el ingeniero Montengro, director del puerto de Huelva, afirmó que prefería utilizar "las fórmulas de M. Hennebique, que si son tachadas de poco científicas, tienen en cambio la sanción de la experiencia, más digna de confianza que muchas teorías aún no muy justificadas" (Montengro, F. Muelles de fábrica sobre terrenos de escasa resistencia, en la Revista de Obras Públicas. Año LX, nº1909. Madrid, abril de 1912.) a lo que Zafra replica con los fallos en las ecuaciones de Hennebique y que por supuesto éste también contestó.

países. Son técnicos ya formados institucionalmente en la disciplina del hormigón armado por los pioneros de la introducción del hormigón armado en España.

Algunos de estos tratados son el de Machimbarrena, "Hormigón armado" o el de Martín de la Escalera, "Cálculo elemental y ejecución de obras de hormigón armado". En sus respectivas publicaciones trataban tanto las bases de cálculo como los procesos de ejecución.

Que eran numerosas las publicaciones sobre el hormigón armado queda evidente en el Prologo de la 1ª Edición del libro de Martín de la Escalera:

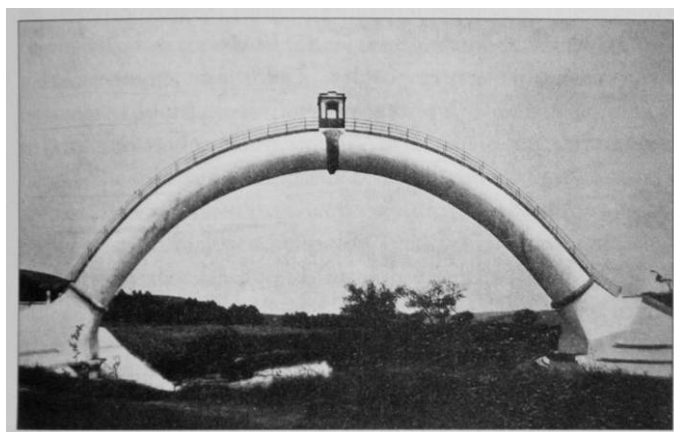
"...Actualmente existen muchas obras, revistas y folletos dedicados al estudio de estas materias, así como no pocos manuales elementales. Las primeras, de carácter casi exclusivamente teórico, son de verdadera utilidad para el ingeniero; pero su estudio requiere algún tiempo y no permiten hallar con sencillez las rápidas soluciones que con tanta frecuencia exige nuestro servicio especial y en cuanto a los segundos, dedicados en su mayor parte, aunque de un modo incompleto a la parte relativa a la ejecución de los trabajos, se reducen en lo que al cálculo se refiere al de las armaduras principales por procedimientos empíricos o anticuados, dejando al arbitrio del práctico, elementos tan importantes como los cercos de los pilares y los estribos de las piezas flexadas. El error es igual o mayor que el que resultaría de calcular con todo esmero, los montantes o las cabezas de una pila o una viga metálica y proyectara caprichosamente las celosías" (Martín, 1921).

Aunque se ocupaban de describir las dos fases, cálculo y ejecución, la que más esfuerzos les merecía era la dedicada a los cálculos, fruto de los intensos debates que aún se mantenían entre los técnicos extranjeros y nacionales. Para explicar este tema agrupaban los capítulos en función de la sollicitación, flexión o compresión, más uno para explicar las hipótesis básicas, y el imprescindible capítulo de ejemplos prácticos con tablas o ábacos incluidos. Bastaba un capítulo para las precauciones en la ejecución.

3.3. LA GENERACIÓN DEL 27

A principios de los años 20 el hormigón está implantado en nuestro país. La superación de la crisis política con la instauración de la dictadura de Primo de Rivera, y su empeño en la construcción de obras hidráulicas y en modernizar la red de carreteras, consiguieron consolidar el hormigón armado y que liderara la construcción en esta época.

Una destacada aportación a la teoría del hormigón la protagonizó Alfonso Peña Boeuf. Su primera obra importante fue el puente de la presa sobre el río Urumea, compuesto por dos arcos parabólicos de 41,50 m de luz, sobre los que se apoyaba el tablero (*Peña, 1916*). Este ingeniero trabajó en diferentes campos de la ingeniería civil, intentando extender la aplicación del hormigón armado en todos ellos. Las presas se convirtieron en una constante en su vida profesional.



*Figura I. 47. Salón del Guadalete. Arco sobre el río Majaceite, 1922.
Pedro M. González Quijano, ingeniero de Caminos*

Es en este momento cuando se empieza a investigar en España sobre el hormigón armado. En la construcción de obra civil se alcanzaron alardes estructurales como el sifón del Guadalete (*González, 1923*) (*Figura I. 47*).

La “*Colección de modelos oficiales de puentes de carreteras*” se convirtió en determinante para la evolución del hormigón armado. El primer puente construido a partir de esta colección fue el puente sobre el río Andarax en la carretera de Almería. (*Figura I. 48*).

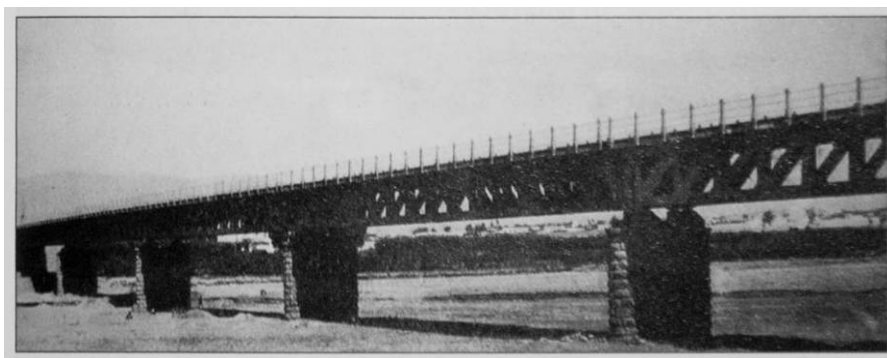


Figura I. 48. Puente sobre el río Andarax, 1927. José López Rodríguez, ingeniero de caminos.

“En la segunda mitad de los años 20 arrancó la trayectoria profesional de una magnífica generación de arquitectos e ingenieros que, en paralelo con la surgida en otros campos de la cultura viene siendo reconocida como la generación del 27. Con ella se pueda dar por terminada la fase inicial del hormigón armado en España, que alcanzó su madurez en los años 40 y 50 del siglo XX. Ahora toman el relevo de los pioneros una generación que ha superado definitivamente la fase embrionaria del materia “ (Burgos, 2009).

Así por ejemplo, Ildefonso Sánchez del Río consiguió conjugar los planteamientos ingenieriles de resistencia y economía con la estética propia de la arquitectura. (Figura I. 49). Su aportación ha pasado algo desapercibida a pesar de considerarse su obra con hormigón armado un hito fundamental en la construcción de nuestro país.

Hasta en sus obras más sencillas, como la marquesina en forma de paraguas que proyectó en 1931 para el mercadillo de la venta de leche en Oviedo, fue fiel a los cuatro principios que guiaron su trayectoria profesional: diseñar la estructura adecuada para cada necesidad, que resultara arquitectónica a la vez que ingenieril, que su construcción fuese lo más sencilla posible y que resulte económica (Sánchez, 1931) (Figura I. 49).

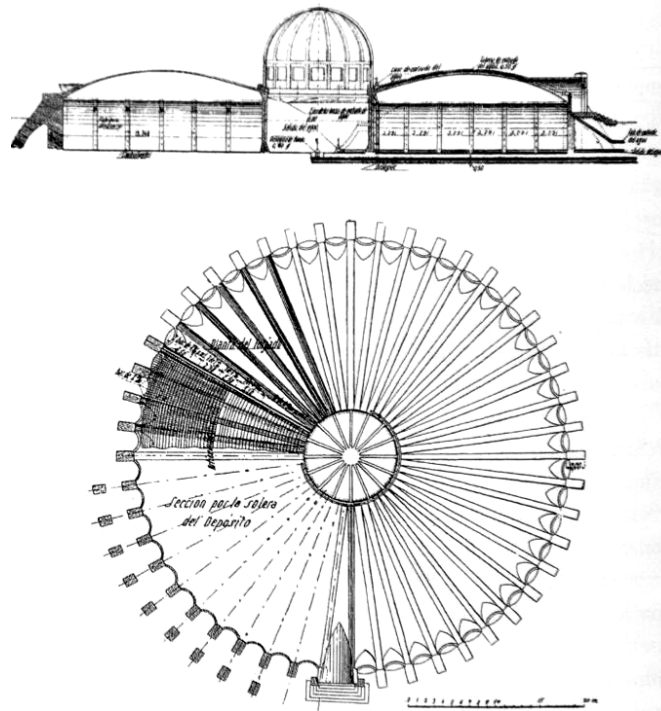


Figura I. 49. Estructura del cuarto depósito de aguas de Oviedo, 1929. Sección transversal y planta de la cubierta. Ildefonso Sánchez del Río, ingeniero de Caminos.

Otra de las grandes personalidades de la Generación del 27, dentro de la ingeniería, fue Carlos Fernández Casado, alumno precoz, que no se estableció como proyectista hasta el año 1932. Pese a que la mayor parte de su actividad la llevó a cabo después de la Guerra Civil, antes ya contaba con algunas realizaciones, como el famoso puente de la Puerta del Hierro en la carretera de Madrid a La Coruña.

En cuanto a la arquitectura de esta época cabe destacar a un grupo de arquitectos (Luis Gutiérrez Soto, Luis Blanco Soler, Manuel Sánchez Arcas, Martín Domínguez, Carlos Arniches Moltó y Casto Fernández-Shaw) que se revelaron contra los estilos tradicionales que llevaban dominando la arquitectura española del primer tercio de siglo, para incorporarse a las nuevas corrientes racionalistas que triunfaban por entonces en Europa.

Fernández-Shaw en 1922 proyectó, junto al ingeniero Carlos Mendoza, las presas de EL Carpio y Pedro Abad, en la provincia de Córdoba. Esta fue el principio de una relación prolongada y bien avenida entre arquitectos e ingenieros que fue clave para *“la valoración de los problemas estructurales dentro de la arquitectura como un camino fundamental para la renovación arquitectónica”* (Diéguez, 1997). La obra más conocida de Fernández-Shaw es la gasolinera Porto Pí de Madrid, construida en 1927 (Figura I. 50).

También a esta época, anterior a la guerra civil, pertenece Eduardo Torroja. Con él quedaría cerrada definitivamente en España la etapa de desarrollo del hormigón armado. Entre las obras que realizó en el campo de la ingeniería civil, él mismo destacó, el gran muro de contención de 11 m de altura y más de 100 m de longitud en la avenida Universitaria, los viaductos de Quince Ojos, del Aire y de los Deportes y varios pasos inferiores del tranvía (Figura I. 51).



Figura I. 50. Gasolinera Porto Pí, Calle Alberto Aguilera (Madrid), 1927. Casto Fernández-Shaw, arquitecto.



Figura I. 51. Viaducto del Aire en la Ciudad Universitaria, Madrid 1930. Eduardo Torroja, ingeniero de caminos

En el proyecto de la Ciudad Universitaria comenzó la asociación entre Torroja y el arquitecto Manuel Sánchez Arcas, relación muy fructífera y duradera. Esta asociación trascendió con el emblemático Mercado de Algeciras, construido en 1933. No obstante, la obra más reconocida de Torroja es el Frontón de Recoletos y la cubierta del hipódromo, proyectado junto el arquitecto Secundino Zuazo, obra que trágicamente tuvo que ser derribada después de los desperfectos causados por la guerra civil.

3.3.1. REVISTAS ESPECÍFICAS DE LA DÉCADA DE LOS 30

Vinculada a Eduardo Torroja y al Instituto Técnico de la Construcción aparece la revista *Hormigón y Acero* en mayo de 1934, la cual sólo publicó 26 números. Esta primera etapa de la revista no superó la guerra civil, aunque luego renació con algunos cambios. Dicha revista se interesó por mostrar las obras realizadas con hormigón armado que tenían algún interés por su complejidad. También se publican artículos científicos, mayoritariamente traducciones y artículos sobre el cemento con firma española. El primer artículo que encontramos sobre el comportamiento del hormigón (*Iribas, 1935*) está escrito por Jesús Iribas,

por aquel entonces alumno del último curso de la Escuela de Ingenieros de Caminos.

Otra revista especializada apareció en 1929, titulada Cemento, que en 1936 fue renombrada como Cemento-Hormigón. Se editó en Barcelona y su tema central era el cemento y el hormigón como materiales. En su contenido se trataba la aplicación del material en edificios construidos, pequeñas disertaciones en defensa del uso del hormigón e información sobre maquinaria para la fabricación del cemento y del hormigón

3.3.2. ESTRUCTURA CIENTÍFICA

Aunque a un ritmo diferente respecto a Europa, la ciencia y la investigación también avanzaron entre finales del siglo XIX y principios del siglo XX en España. El desarrollo científico del conocimiento en la construcción es una extraña mezcla entre los avances técnicos llevados a cabo por el ejército, los ingenieros de caminos y los arquitectos a lo largo de este periodo.

El primer centro sistematizado de investigación en construcción fue el Laboratorio de Ingenieros del Ejército, creado por Real Orden del Ministerio de la Guerra de 27 de abril de 1897, que se agrupaba en cuatro Secciones (Ensayos y experiencias sobre materiales aglomerantes y de origen pétreo, Física y Análisis Químico, Ensayos Mecánicos y Metalografía, Ensayos y aplicaciones eléctricas).

La valoración que puede hacerse de la actividad científica del ejército es bastante pobre. Los ingenieros del ejército que destacaron en investigaciones científicas e innovaciones técnicas a lo largo del S. XVIII fueron incapaces durante el S. XIX de llevar a cabo investigaciones empíricas que sistematizaran sus trabajos experimentales. Así pues, la repercusión científica o económica de sus actividades fue casi nula.

El 12 de agosto de 1898 la Reina María Cristina de Hamburgo creó, por Real Decreto, el Laboratorio Central de Ensayo de Materiales de Construcción para

estudiar las propiedades y principalmente la resistencia de materiales unido a la Escuela Especial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos¹¹.

En 1907 se creó la Junta para Ampliación de Estudios e Investigaciones Científicas (JAE) dirigida desde su fundación por Santiago Ramón y Cajal. En Cataluña nació, al mismo tiempo, el Institut d'Estudis Catalans. En 1913, promovido por la industria catalana, nació el Consejo de Investigaciones Pedagógicas, que supuso otro núcleo destacado de investigación y favoreció la modernización del país y sobretodo la mejora de sus negocios.

Básicamente puede decirse que a comienzos del S. XX, Cataluña y Madrid acaparaban las Instituciones de investigación aplicada que dependían de organismos públicos.

Tras la Primera Guerra Mundial y durante el periodo de entreguerras, surgieron las instituciones estatales en apoyo directo o indirecto a la investigación aplicada. En España, en 1931, se creó, al amparo de la JAE, la Fundación Nacional para Investigaciones Científicas y Ensayos de Reformas (FENICER), que abrió nuevas líneas de investigación en ciencias aplicadas y una nueva vía en la cual los trabajos planteados sirvieron de base a los intereses científicos, técnicos e industriales del país.

La guerra civil y posteriormente la dictadura de Franco¹² cortaron de raíz la labor llevada a cabo por la JAE así como las actividades que se venían realizando

¹¹ R. D. de 1898 para la creación del Laboratorio Central de Ensayo de Materiales: Tomando en consideración las razones que me ha expuesto el Ministerio de Fomento, y de conformidad con Mi Consejo de Ministros: en nombre de Mi Augusto hijo el Rey D. Alfonso XIII, y como Reina Regente del Reino, Vengo a decretar lo siguiente: "Art. 1º.- Se crea en Madrid un Laboratorio Central de Ensayo de Materiales Aplicable a las Construcciones. Art. 2º.- Esta dependencia tendrá por objeto estudiar las propiedades y principalmente la resistencia de los materiales que con este objeto se entreguen por el Estado, por las Corporaciones y por los particulares. También se expedirán pruebas y certificados de las pruebas de ensayos que hubiese ejecutado. Art. 3º.- Los ensayos y pruebas se harán física, química y mecánicamente, para lo cual el Laboratorio estará dotado de máquinas y aparatos necesarios. Art. 6º.- El Laboratorio Central de Materiales estará unido a la Escuela Especial de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos y será el Director el mismo que lo sea de la Escuela... El Ministro de Fomento, Germán Gamazo."

¹² A pesar de la contienda civil española, en 1938 se inició un grupo de trabajo presidido por José Luis Rodríguez Arango, en el que figuró también Eduardo Torroja, con el fin de analizar y profundizar en los estudios de las técnicas del hormigón. De este grupo nació la Comisión Permanente del Hormigón, que en la actualidad depende del Ministerio de Fomento.

en otras instituciones privadas como el Instituto Técnico de la Construcción y la Edificación. La reorganización de la estructura científica se realizó a través de la creación del Consejo Superior de Investigaciones Científicas (CSIC) en 1939, bajo la presidencia del ministro de Educación Nacional, José Ibáñez Martín. Durante este mismo año se aprobó la Ley de Ordenación y Defensa de la Industria Nacional y más adelante, en 1941, se creó el Instituto Nacional de Industria (INI). A través de estos tres organismos se pretende tener una autonomía tecnológica acorde con los presupuestos autárquicos.

Cabe destacar la actuación de pequeñas organizaciones privadas, que fueron de gran importancia para el desarrollo de futuras líneas de investigación tecnológicas ya que, preocupadas por la aplicación de las técnicas que se estaban llevando a cabo en el extranjero, intentaron la implantación de nuevos métodos y sistemas de trabajo (*Azorín, 2011*).

Dentro de estas organizaciones destaca la empresa de Investigaciones de la Construcción y la Edificación (ICON), fundada en 1934 por Eduardo Torroja Miret y un reducido número de ingenieros, entre los que destacaban José María Aguirre y Modesto López Otero. Dedicada exclusivamente a fomentar los progresos de todo orden referente a la construcción, promover y divulgar trabajos de investigación sobre la misma, así como estudiar métodos que tendieran a mejorar las técnicas constructivas en cualquier sentido (*Nadal, 1999*). Los trabajos realizados por este Instituto se financiaban exclusivamente con las cuotas de sus socios.

El CSIC junto con la Escuela de Caminos y el INI, constituyeron el tejido del sistema tecnológico español de este periodo, que se caracterizó en el ámbito científico-tecnológico por el predominio de los militares a través de su control del ministerio de Industria y Comercio desde el Laboratorio de Ingenieros del Ejército.

Al fundarse el CSIC como organismo aglutinador de las actividades de investigación de este periodo histórico, el Instituto Técnico de la Construcción y la Edificación pasó a formar parte del mismo como Instituto adherido, lo que supuso una ampliación de sus instalaciones y el comienzo de una labor sistemática de investigaciones técnicas, que fueron más teóricas que prácticas debido a la falta de

instalaciones adecuadas. De este modo recibe locales y financiación para mantener becarios, algunos ingenieros y bastantes alumnos de las Escuelas de Ingeniería y Arquitectura que fueron creando un ambiente científico y tecnológico en torno a la figura de Eduardo Torroja.

4. PRIMERAS EXPERIENCIAS CON HORMIGÓN ARMADO EN LA CIUDAD DE VALENCIA

4.1. CONTEXTO SOCIAL Y URBANÍSTICO.

La sociedad es móvil, viva, cambia y genera necesidades. La ciudad, acoge a esa sociedad que, como ente vivo, atraviesa etapas diferentes a lo largo de su vida, y en cada una de ellas le van surgiendo nuevas necesidades y problemas, que se van subsanando con vistas al futuro. Sería desacertado proyectar una remodelación urbana con una finalidad efímera o improductiva para la ciudadanía. No obstante la evidencia histórica ha constatado que no siempre se acertó en la materialización de todos los proyectos realizados, y algunos otros, proyectados sin materializar, figuran en la memoria como bucólica emulación de las más bellas ciudades de principios del siglo XX.

A finales del siglo XIX, mientras en Europa se estaban debatiendo temas relacionados con futuras posibilidades del hormigón, en Valencia se estaba debatiendo sobre cómo expandir la ciudad.

Salvaguardando la etapa de postguerra, en la que es evidente la necesidad de una reconstrucción urbana, sería conveniente remontarse en el tiempo hasta las últimas décadas del XIX y primeras del XX. Porque es en esta etapa histórica cuando en la sociedad se observa un cambio que va a influir en el desarrollo industrial y en la aglomeración poblacional de las ciudades más importantes de

nuestra península entre ellas Valencia. Y en consecuencia cuando más urge llevar a cabo la realización de los proyectos urbanísticos de ampliación de la ciudad que darán cabida a nuevos asentamientos vecinales, con mejores condiciones de salubridad y servicios.

Será necesario materializar el proyecto de ampliación de la ciudad, el ensanche y la ronda de circunvalación (*Figura I. 53*), para solucionar la problemática situación de habitabilidad y adquisición de vivienda de nueva construcción.

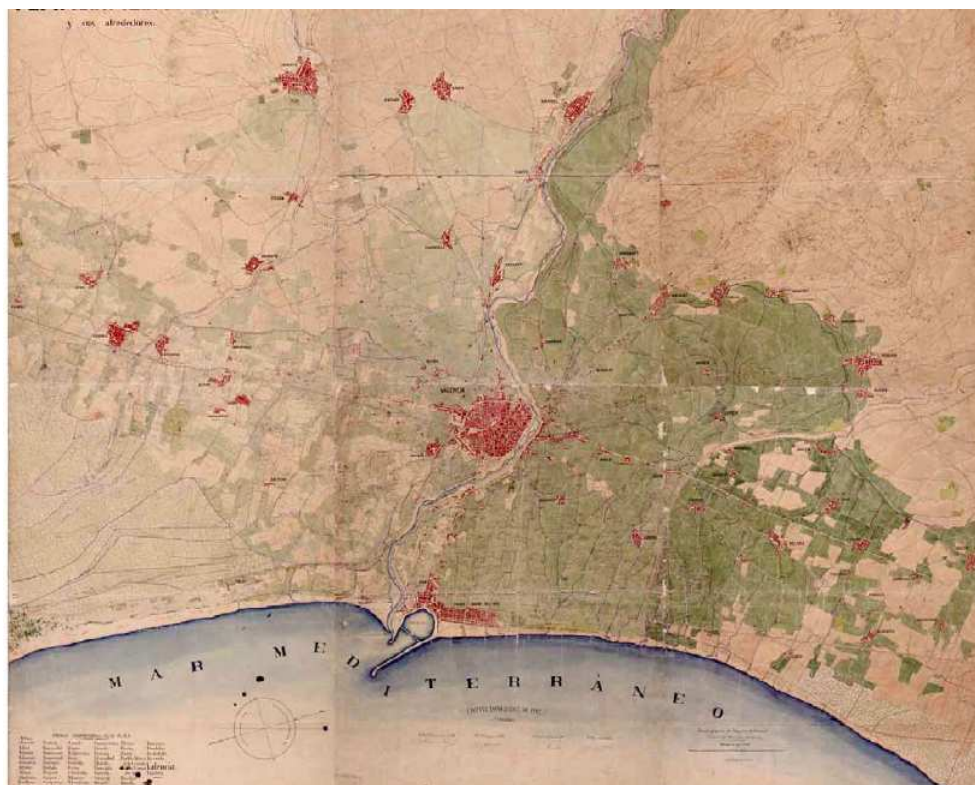


Figura I. 52. Plano de Valencia y sus alrededores. Cuerpo del Estado Mayor del Ejército, 1882.

La vivienda en propiedad es algo que sólo algunas personas privilegiadas se pueden permitir. El espacio urbano está limitado, y los terrenos por construir dentro de la ciudad, son o bien propiedad de familias adineradas que aún

conservan sus espaciosos jardines, o de conventos e iglesias que mantienen sus huertos, o de edificios militares.

El éxodo del campo a la ciudad se incrementa durante el siglo XIX, lo cual provoca una masiva ocupación urbana. Está, por tanto, más que justificada la necesidad de solventar una situación urbanística que requiere de la ampliación de suelo destinado a vivienda. No todas las personas que llegan a la ciudad lo hacen en las mismas condiciones, ni por las mismas razones, evidentemente.

Los grupos sociales más pudientes, con posibles de mejorar su vida social y ascender a una clase social superior, llegan a la ciudad para materializar en haciendas y negocios el provechoso rendimiento económico de los nuevos cultivos. Formarán la nueva burguesía urbana, procedente del auge agrícola, sobre todo del vino y naranjas. La aristocracia se convierte en la clase financiera de la sociedad.



Figura I. 53. Proyecto General del Ensanche de la ciudad de Valencia, 1858.

En cambio, las clases más desfavorecidas abandonan el campo por no serles ya rentables los beneficios obtenidos por los cultivos tradicionales de la huerta. Buscan nuevas oportunidades laborales que les ayuden a sobrevivir.

Desprevenida ante la avalancha de gente que necesita un techo donde vivir, Valencia se ve en la necesidad de solucionar el problema aumentando el volumen de viviendas. En el centro histórico, los barrios antiguos se ven de repente sobreocupados por una ingente población que, rozando la pobreza social, buscaba en el re-alquiler de habitaciones su modo de sobrevivir en un medio de condiciones insalubres y situación laboral incierta.

Resumiendo la definición de condiciones de vida que hace José Sánchez Jiménez, cabe subrayar que la nueva moralidad social y espacial hace acto de presencia en un hábitat de desconcierto, donde el entorno urbano, el barrio, la fábrica, el taller, el lugar de reunión o la casa de alquiler marcan las pautas de comportamiento (*Sánchez, 1982*).

En 1846, y por Real Orden de Isabel II, el Plano geométrico de la población se convierte en instrumento legal de cualquier proyecto. En base a la susodicha Real Orden de 1846, en 1853 se elabora el Plano Geométrico y topográfico de la ciudad de Valencia del Cid. Dicho plano será el punto de partida de la proyectada ampliación de la ciudad.

Las nuevas edificaciones en la zona denominada del muro de los judíos, actual Colón, se fueron convirtiendo en una importante vía residencial. Más allá de Colón surge, según proyecto de 1887, el Ensanche y la Gran Vía, ocupadas por la clase acomodada.

Junto a Guillem de Castro, de forma más lenta, se va asentando una clase social más modesta. El punto álgido de ocupación en esta zona se produce ya entrado el siglo XX. Allí se ubicará en 1935 el edificio cuadrado, como casa comunal de los trabajadores del mueble, y amparada por la Ley Salmón¹³. Durante su mandato se aprobó la Ley de la Previsión contra el Paro de 26 de junio de 1935,

que incentivaba la construcción de viviendas populares, a fin de reducir el paro obrero.

En 1900 se detiene el crecimiento superficial de Valencia, pero no el de edificación. En 1901 se da por concluido el total derribo de la muralla, con el arrasamiento de la Ciudadela.

Entre 1870 y 1900 se van anexionando todos los pueblos y lugares poblados por alquerías cercanas a Valencia. (Poblados Marítimos, Ruzafa, Patraix, Beniferri, Benicalap, El Oliveral, Castellar, Pinedo, El Palmar, Fuente San Luis, Benimaclet, els Orriols, Borboto, Carpesa, Campanar, Teuladella, Massarrojos, Benifaraig,...) (Pérez, 1981). En 1900, Valencia, junto con los pueblos anexionados superó los 200.000 habitantes.

Se empieza por urbanizar el terreno ganado con el derrocamiento de la muralla por la parte sur. La urbanización de la parte norte, muro de Santa Ana y Serranos, será posterior. Las zonas oeste y norte fueron ocupándose en función de las nuevas vías de comunicación con las poblaciones cercanas. Dicha forma de crecimiento fue denominada "*Extensión en estrella*". Los caminos podían conducir a poblaciones cercanas, Quart, Mislata, o a salidas obligadas dirigidas a capitales como Madrid, Barcelona, Zaragoza, Sagunto.

El principal obstáculo a superar en la ampliación norte es el río que si bien existen algunos puentes, teniendo como cabecera conventos, ahora deben ser ampliados debido a la mayor afluencia de visitantes diurnos a la ciudad, bien por motivos de trabajo, bien para vender sus productos, o para adquirir mercaderías que sólo encuentran en la ciudad. En el margen izquierdo del río, traspasado el puente de San José, se levantan barrios obreros.

Talleres industriales y almacenes, junto con chalets, y viviendas modestas, para trabajadores, completan el cordón de edificaciones de nueva planta que, poco a poco, van poblando la zona marítima, Avenida del Puerto, hacia los Poblados Marítimos.

¹³ El nombre proviene del apellido del que fue Ministro de Trabajo y Previsión durante la Segunda República, Federico Salmón Amorín.

Abierto el paso hacia los jardines del Real, se proyectó un Paseo del Mar, que llegaba hasta la playa. Fruto de este proyecto fue la ubicación de la nueva ciudad moderna, con viviendas, y las Facultades de la Universidad de Valencia.

4.2. PRIMERAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO EN VALENCIA

Como ya se ha comentado en puntos anteriores, el hormigón fue introducido en España por patentes extranjeras, avaladas por ingenieros de significativa relevancia. No obstante, como producto nuevo necesita de publicidad. Aunque la fundamentación teórica estuviese avalada por prestigiosos de la ingeniería, a nivel de aplicación práctica todavía no gozaba de la unánime aceptación de los profesionales de la ingeniería y construcción.

A pesar de los altibajos socioeconómicos, y políticos, Valencia seguía cambiando y progresando urbanísticamente hablando. La flamante burguesía, con afán promocional de su nuevo estatus social, seguía potenciando la expansión de áreas residenciales, sobre todo en la parte sur-este de extramuros.

El Palacio de la Exposición situado en el mismo margen izquierdo del río, se ubicaba entre arrabales y zona de acuartelamientos. En 1909 y con motivo de la Exposición Regional, se construye un nuevo puente de la Exposición (). Con estas construcciones se podría decir que el margen izquierdo del río, y todo lo construido en él, queda incorporado al recinto urbano de la ciudad de Valencia.



Figura I. 54. Cartel de la Exposición Regional de Valencia de 1909.
(Colección postales del periódico Levante)

El Puente de esta Exposición fue la Primera obra realizada en Valencia con la nueva técnica de hormigón armado (Figura I. 55). Escalinatas con obeliscos en sus ángulos, columnas de hierro para sustentar los focos de iluminación eléctrica, estructura de hormigón armado, arcadas bajo puente, todo ello fue capítulo importante de reclamo y atención en la urbanización de las calles adyacentes a la nueva construcción. Navarro Reverter, Sorní y Paseo de Monteolivete, actualmente Jacinto Benavente, se sintieron contagiadas del impacto que causó el acontecimiento con el que Valencia daba a entender que se abría a la modernidad desde las nuevas técnicas de construcción: el empleo del hormigón armado. Fue el ingeniero francés Auban quien importó hasta la capital del Turia su ingeniosa obra para deslumbrar a la sociedad. Fue destruido por la riada de 1957.

Sería en 1917, cuando el arquitecto Demetrio Ribes Marco, junto con el ingeniero Joaquín Coloma, fundarán la Compañía Construcciones Coloma Ribes, la primera empresa que usa hormigón armado en construcciones civiles en la ciudad de Valencia. En 1918 en Valencia se emplea en la construcción de los Docks del puerto, como material resistente al agua.

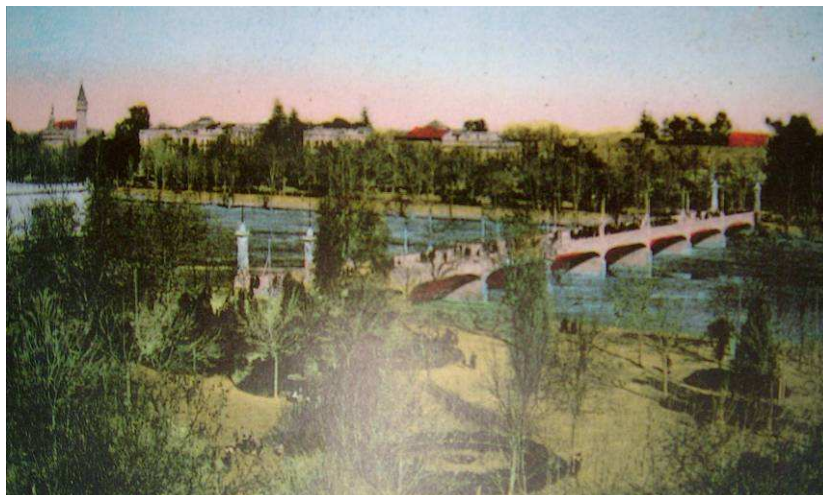


Figura I. 55. Gravado del Puente de la Exposición. (Colección de postales del periódico Levante)

En 1920, empleando la técnica del hormigón armado, Demetrio Ribes Marco construye los almacenes Ernesto Ferrer, ubicados en la Plaza Rodrigo Botet de Valencia (*Figura I. 56*). También utilizó el hormigón armado en la ejecución de viviendas de uso privado, en su propia vivienda unifamiliar, ubicada en la playa de las Arenas.

De 1909 a 1930 en Valencia se opera el tránsito de ciudad provinciana a gran ciudad. A ello contribuye la sociedad cultural de las letras, las ciencias, el arte y la arquitectura, conectada con la nueva burguesía valenciana, principal consumidor de arte y cultura. Una consecuencia de ello, fue el colegio de Arquitectos de Valencia en 1930, el primero de toda España (*Dauksis, 2001*), como previsión del intrusismo laboral.

En Valencia, en 1929, uno de los primeros edificios que se construye con estructura total de hormigón armado fue el de la Unión y el Fénix (*Figura I. 57 y Figura I.57*), sito en la calle Marqués de Sotelo nº 3, bajo la dirección de obra del arquitecto Enrique Viedma.



Figura I. 58. Partes de la fachada del Edificio del Fénix, 1929

Será después de la guerra civil cuando sale de su involuntario escondite y se da a conocer como nueva técnica, baza de los más expertos arquitectos y constructores. Su promoción fue debida más a la falta, o escasez, de otros materiales, como el hierro y el acero, que a la intención de introducirlo como elemento fundamental en las estructuras. También juega a su favor el ser un material más económico, y por la mayor facilidad de encontrar las materias primas para su fabricación.

A partir del último tercio del siglo XIX y sobre todo a principios del XX las oportunidades de construcción en Valencia se reparten entre la periferia, los ensanches y las reformas en el interior.

El desconocimiento, o la falta de dominio de la nueva técnica del hormigón armado, disuaden a los arquitectos de promocionar su utilización. Sin olvidar que es una técnica exigente, pues requiere pruebas prácticas y puede retrasar los plazos de construcción comparado con las estructuras metálicas. Las estructuras de hormigón armado exigen singularidad en el material, no permitiendo mezclas de

perfiles laminados. Aún así, existen ejemplos construidos en la ciudad con este material.

En el centro de la ciudad, desde el último tercio del XIX, se remontaban edificios con 5 y 6 plantas sobre muros de carga sin muchas dificultades. Las sobreelevaciones con sistemas mixtos (muros de carga y estructura de hormigón o entramados metálicos) no tuvieron éxito por las incertidumbres de funcionamiento que suponían estos sistemas combinados (*Temes, 2009*).

Las estructuras metálicas y sobre todo el empleo del hormigón armado en la construcción permitieron el ascenso en alturas¹⁴ sólo limitado por las Ordenanzas Municipales. Los primeros conjuntos de edificios que igualan y superan las alturas de baja + 7 se construyeron en el entorno del solar de la plaza del Ayuntamiento - La Equitativa (1928), Cines Capitol y Rialto (1930-1935) y el Ateneo Mercantil.

La población indemnizada por las reformas interiores debía buscar su propio realojo, ya que la Administración no establecía ningún medio para ello. La mayoría de los casos los nuevos alojamientos se buscaron en la periferia, en barrios de similar condición a los que se habían abandonado (Como por ejemplo, el Barrio de pescadores en 1907).

El Estatuto Municipal de 1924 que coordina la actuación hacia la periferia y las leyes “Ley contra el Paro Obrero” de 1935 (Ley Salmón), “Ley de Viviendas Protegidas” de 1939 y “Ley de Casas de Renta para la clase media” de 1944 definen la morfología de la vivienda en la primera mitad del siglo XX. La demanda de viviendas basadas en estas leyes busca la mayor rentabilidad de la inversión, lo cual se traduce en la construcción del número más elevado de viviendas que se pueda. Así se propició la formación de empresas constructoras, valiéndose de los nuevos materiales como el hormigón armado, idóneos para generar economías de escalas a partir de la repetición de módulos. En la primera mitad del siglo XX se inician más de 30 proyectos, todos en la periferia de la ciudad, para construir grupos, entre 2 y 11 casas, para obreros. Con la Ley Salmón y su apuesta por las

viviendas plurifamiliares, (Barriada Malvarrosa del Arq. Lorenzo Criado, Sociedad Ripole, Benot y Huguenot, 32 casas de dos planos alrededor de un patio interior).

Como ejemplo de construcción de viviendas en las que se utiliza estructura de hormigón armado en el periodo anterior a 1940, se hallan, entre otros, dos edificios que compatibilizan residencia con oficinas o nave industrial:

– *Edificio de Viviendas y Fábrica Buch. 1935-1938.* Situado en Calles Quart 114 y San Jacinto 1-3. Arquitecto Luis Albert Ballesteros.

– *Edificio Zabala 1935-1937 (Figura I. 59).* Situado en Calle Cuenca 16-20. Arquitecto Luis Albert Ballesteros. Situado en el ensanche periférico, se trata de un conjunto de viviendas económicas.



*Figura I. 59. Fachada Edificio Zabala, Luis Ballesteros 1935-1937.
(Jordá, 2001)*

El desarrollo del Ensanche Este y Oeste entre 1929 y 1947 estuvo marcado por diferentes ritmos de construcción. En el Ensanche Este el crecimiento zonificado alrededor de la Gran Vía (espacio delimitado entre Marqués del Turia, la diagonal de M^a Cristina y el pretil del río), había producido casi 2600 residencias

¹⁴ La normativa obligaba a instalar ascensores en edificios que superaban las 4 plantas desde las Adiciones y Modificaciones de las ordenanzas municipales aprobadas por el gobernador civil en 23 de Mayo de 1912.

con vivienda más grande, tanto en altura como en ocupación de planta (504 nuevas parcelas), lo cual suponía las dos terceras partes ocupadas (*Temes, 2009*).

En el ensanche Oeste la construcción fue más lenta, quedando espacios libres que se ocuparon por construcciones de viviendas plurifamiliares para ser ocupadas por la clase trabajadora vinculada a las industrias que se desarrollaban en la zona, madereras, metálicas,...

Al final de 1940 Valencia había cambiado definitivamente de escala en la promoción de viviendas. A partir de los 50, con el capítulo de los polígonos y el desarrollo del Plan General de Valencia de 1946 se inauguró otra etapa.

Barca Lambot 1855	Fábrica Harinas 1899	Casa Perret 1902	Pasarela de la Exposición 1909	Edificio Ferrer 1922	Edificio Fenix 1929
Francia	España	Francia	Valencia	Valencia	Valencia

Figura I. 60. Esquema cronológico de las primeras construcciones con hormigón armado.

CAPÍTULO II

NORMATIVA

1. LAS PRIMERAS NORMAS SOBRE HORMIGÓN ARMADO

1.1. EL NACIMIENTO DE LA NORMATIVA

Un conglomerado de hechos, estudios y experiencias relacionados con el hormigón armado culminó después de medio siglo en la redacción de la primera normativa para regular el cálculo y ejecución del hormigón armado.

La necesidad de normalización estuvo marcada por diferentes motivos en los países pioneros en la técnica del hormigón armado (Francia, Alemania y Suiza). Pero todos ellos coincidían en que era imprescindible disponer de unas bases de diseño racional, apoyadas sobre sólidos fundamentos teóricos, en vez de encontrarse a merced de unas patentes a menudo producto de intuiciones y llenas de empirismo.

En Alemania desde un primer momento se apostó por el desarrollo científico para conocer el comportamiento del hormigón armado. El sector público, el privado y las asociaciones técnicas se implican en la normalización del uso del hormigón armado. Así pues, Wayss y Freytag, Bauschinger, la Asociación

Alemana de Arquitectos e Ingenieros y la Asociación del Hormigón (Betón-Verein) formaron una comisión para elaborar la primera ¹⁵Circular Ministerial alemana. Desde esta comisión y gracias al esfuerzo de los investigadores, en 1903 los municipios de Berlín, Dresde, Düsseldorf, Francfort y Hamburgo emitieron los primeros reglamentos de construcción con hormigón armado, aunque a juicio de la Sociedad Suiza de Ingenieros y Arquitectos, esta norma era prematura “y mucho más propia para poner obstáculos a este sistema de construcción que para asegurar sus progresos y garantizar la seguridad pública”. Se preocupó más en describir aquello que no se podía hacer que cómo se debía ejecutar correctamente. Además siguiendo las directrices descritas por dicha normativa se incurría en contradicciones, como aceptar dos valores límites del metal (Díaz de Canto, 1903). Ante las objeciones suizas, no tardó en reaccionar la comisión alemana elaborando una nueva circular con carácter preliminar. Dicha circular trataba los materiales, cálculo, ejecución y recepción de las construcciones de hormigón armado (anónimo, 1904). En 1907 se dio forma definitiva a la circular preliminar corrigiendo y ampliando su articulado. Prusia tomó como propia la normativa alemana.

Aunque Suiza apostó por procedimientos científicos (Ritter, Schöle, etc.) al igual que Alemania, el detonante que obligó a la reglamentación del uso del hormigón armado fue una serie de eventuales colapsos en edificios. El que más impacto causó fue el hundimiento del hotel de l’Ours Noir en Bâle en 1903 (Mesnager, 1921). El ingeniero Ritter y el arquitecto Geysler (aa, 1903)¹⁶ salieron en defensa de la utilización del material para combatir la campaña de desprestigio que causó dicho accidente. Los técnicos suizos se afanaron en publicar, ese mismo año, el “Reglamento Provisional para la Ejecución de Construcciones de Hormigón Armado”. Fue provisional estando, en vigencia durante varios años y lo redactó una comisión a la que pertenecía el propio Ritter.

¹⁵ La Circular Ministerial equivalía a una norma de obligado cumplimiento aprobado por el gobierno.

¹⁶ Autor sin identificar. “L’accident de Bâle et les accidents de chantiers” Levallois-Perret (Suiza), Imprimerie Crété de l’Arbre, 1903.

La administración francesa constató que los estándares que le servían de parámetro para adjudicar las obras públicas estaban basados en terminología anticuada e inadecuada para solventar el dilema que se presentaba ante la amplia oferta de patentes (Simonet, 2009). Esta apreciación, sumada al temor de los posibles accidentes¹⁷, impulsó la investigación para redactar la primera normativa. Se planteó la cuestión de establecer un procedimiento objetivo y común para evaluar y aprobar las obras realizadas en hormigón armado.

En 1900 Francia creó la comisión dedicada a la redacción de estas reglas destinadas a unificar criterios en el diseño y cálculo del hormigón armado. Esta comisión, integrada por doce miembros procedentes de la ingeniería (Armand Considère, Charles Rabut, Harel de la Nöe, Agustin Mesnager y Bechmann), de la arquitectura (Jacques Hermant y Charles Albert Gautier), de la empresa (Edmund Coignet y François Hennebique), de la química (Candlot) y del ejército (Hartman y Boitel) tardarían cinco años en redactar los veinticinco artículos de la primera normativa francesa: la *Circular Ministerial de Obras Públicas de 20 de Octubre de 1906*.

Este período estuvo marcado por las disputas mantenidas por algunos de los miembros de dicha comisión y por la realización de una gran cantidad de ensayos destinados a analizar el comportamiento del hormigón. Frente a la idea de Hennebique de basar los cálculos en procedimientos empíricos sobre el comportamiento del material, prevaleció la idea de Considère de basar los cálculos en métodos científicos apoyados en datos experimentales o en principios de la resistencia de los materiales. Otra de las disputas que se mantuvo giró en torno a la consideración o no de la resistencia a tracción del hormigón, que se zanjó a favor de Rabat, partidario de no considerarla, permaneciendo así hasta la actualidad.

Transcurrido este período de discusión y experimentación se redactó definitivamente la Circular Ministerial, que se convirtió en la reglamentación más seguida en toda Europa. Un año después aparecieron la Reglas para la ejecución de

¹⁷ Se le encargó a Matrai la obra del pedestal que soportaría el Cosmorama o Globo Celeste y la pasarela de acceso a éste, dicha pasarela cedió estando ocupada por visitantes, este accidente se cobró la vida de 8 personas, además del futuro del sistema.

las Obras de Hormigón Armado en Italia, y las Standard Building Regulations en Reino Unido, ambas muy similares a la Circular francesa.

Tabla II. 1. Primeras Normas de Hormigón

Año	País	Normativa	Redacción
1903	Suiza (i)	"Provisorische Normen für Projektierung, Ausführung and Kontrolle von Bauten in amiertem Beton (EMPA)", <i>Reglamento Provisional para la Ejecución de Construcciones de Hormigón Armado</i>	Sociedad Suiza de ingenieros y arquitectos
1904	Prusia/ Alemania (ii)	"Bestiurmugen für die Ausführung von Konstruktioneen aus Eisenbeton im Hochbau", <i>Instrucciones relativas a las construcciones de cemento armado.</i>	Ministerio de Trabajos Públicos de Prusia /Asociación Arq. e Ing./ Asociación Alemana Hormigón
1906	Francia	"Circulaire du ministre des Travaux Publics, des postes et des télégraphes en-chef des ponts et chaussées", conteniendo unas "Instructions Relatives à l'emploi du Béton Armé", <i>Circular Ministerial Francesa del 20 de Octubre de 1906</i>	Ministre des Travaux Publics
1907	Prusia/ Alemania	"Bestiurmugen für die Ausführung von Konstruktioneen aus Eisenbeton im Hochbau", <i>Instrucciones relativas a las construcciones de cemento armado.</i>	Ministerio de Trabajos Públicos de Prusia /Asociación Arq. e Ing./ Asociación Alemana Hormigón
1907	Italia	Reglas para la Ejecución de las Obras de Hormigón Armado en Italia	
1907	Reino Unido	"Report of the Joint Committee on Reinforced Concrete"	(No oficial).
1910	EEUU	"Standard Building Regulations for the Use of the Reinforces Concrete".	

(i) La comisión suiza la tachó de prematura.

(ii) Se publicó como provisional.

Con la fuerza que proporcionaron las normas, los técnicos empezaron a diseñar estructuras de hormigón armado por sí mismos, según su propio conocimiento y sin tener que recurrir a las patentes. A partir de este momento, el nuevo material empezó a consolidarse definitivamente. Tal y como señala Cyrille Simonet (Simonet, 2009) "en menos de dos décadas, el hormigón armado, material sin

nombre y sin reglas, se ve investido por el poder reglamentario de las ordenanzas públicas. Es una especie de bautismo social que lo entroniza y le abre las puertas de esferas institucionalizadas como la ciencia y el arte. Desde entonces, una vez asentada la invención, la cultura del hormigón armado se desarrollará en los terrenos de la investigación experimental y de la estética”.

En España, la primera norma apareció en 1939. Antes de la publicación del primer reglamento oficial de ámbito nacional sobre la técnica del hormigón armado, los técnicos españoles recurrían a la circular francesa porque se les enseñaba el idioma¹⁸. A la circular alemana también se hizo referencia en revistas de tirada nacional, como “*La construcción Moderna*” y la “*Revista de Obras Públicas*”, prueba de que tuvo eco entre los técnicos españoles.

1.2. LOS GRANDES REFERENTES EUROPEOS: LA NORMA FRANCESA DE 1906 Y LA NORMA ALEMANA DE 1907.

Este apartado se dedica a analizar con detalle las dos normas que más influencia tuvieron en España en el desarrollo teórico del cálculo y construcción del hormigón estructural. Se descartan las versiones alemanas de 1902 y 1904 además de la suiza de 1903. La primera por ser tachada de “prematura” y las dos últimas por “provisionales”.

La Circular Ministerial Francesa se publica el 20 de Octubre de 1906. Fue la primera reglamentación sobre hormigón armado en Francia. Constaba de 25 artículos agrupados en 4 capítulos: *Datos que se admiten en la redacción de los proyectos*, *Cálculos de resistencia*, *Ejecución de las obras* y *Prueba de las cargas*. El capítulo primero se ocupa de definir las cargas exteriores y las cargas de trabajo de los materiales. El segundo aborda las bases de cálculo. El tercero se centra en la ejecución. El cuarto y último describe qué tipo de pruebas se pueden realizar, cuándo es conveniente realizarlas y qué provecho se puede sacar de ellas.

¹⁸ A principio de siglo pasado los ingenieros estaban obligados a estudiar el francés y el alemán.

La Circular Prusiana relativa a las construcciones de Cemento Armado de 1907 estaba redactada por una comisión alemana formada por arquitectos, ingenieros y la asociación del hormigón armado. Fue adoptada por el Ministerio de Trabajos Públicos de Prusia como reglamento oficial.

Esta reglamentación se agrupaba en 3 capítulos. El primero, dedicado a las instrucciones generales, describe los controles que se deben practicar a los distintos materiales y las precauciones que se deben de tomar para la ejecución del hormigón armado. El segundo describe las cargas y fuerzas exteriores que se han de tener en cuenta para el cálculo y la determinación de las fuerzas interiores, así como la definición de la tensión de trabajo que se debe tomar para el cálculo. En el tercero se demuestran las fórmulas utilizadas para el dimensionamiento de las piezas, proponiéndose fórmulas simplificadas.

Para facilitar el análisis comparativo se distinguirán tres apartados. El primer apartado aborda el dimensionamiento del hormigón armado, que generó un debate más intenso entre los técnicos a principio de siglo. El segundo apartado describe la ejecución del sistema constructivo. En este punto no existen tantas discrepancias. El tercer apartado recoge el control de ejecución.

1.2.1. DIMENSIONAMIENTO.

Cuando se empieza a hablar del hormigón armado en Francia en la última década del siglo XIX, los conocimientos relativos a la resistencia de los materiales y al cálculo de las estructuras estaban ya desarrollados y extendidos. Ingenieros y arquitectos conocían los cálculos para dimensionar vigas metálicas y de madera. Así pues, el estudio del comportamiento del nuevo material, aunque basado en los datos conocidos, por sus peculiaridades necesitó de nuevas hipótesis que fueron elaborando los técnicos de principio de siglo.

1.2.1.a Cargas y solicitaciones

En ambas normas consideran las cargas permanentes, peso propio y pesos muertos y las sobrecargas que se prevean en el edificio en función de su uso. Las sobrecargas se clasificaban en Francia por su uso (puentes, cubiertas, forjados, depósitos, etc) y en Alemania en función de las vibraciones que este tipo de carga podía generar al edificio (Tabla II. 2): “vibración moderada” (vivienda y locales de comercio), “vibración bastante fuerte” (salas de baile, fábricas, depósitos de mercancías), y “vibraciones muy fuertes” (forjados sobre los que circulan *carruajes*). En cualquier caso esta clasificación era una distinción en función del uso.

En la circular alemana de 1907 ya se contemplaba el coeficiente de mayoración para las cargas, llegando por ejemplo en las construcciones con *muy fuerte vibración* a duplicar la sobrecarga previsible.

Tabla II. 2. Tipos de cargas y sobrecargas

	Cargas permanentes	Sobrecargas de uso	Coef. mayoración
Francia	No aporta datos.	Puentes: reglamento puentes metálicos	1
		Cubiertas, siguen reglamento de andenes metálicos de los ferrocarriles	1
		Otras construcciones(forjados, depósitos...) las peores sobrecargas	1
Alemania	Peso propio hormigón 2400 kg/m ³ .	Residencial	1
	Incluir peso propio peso de pavimento	Edificios públicos	1,5
		Forjados con tráfico rodado	2

Tras observar los efectos que la temperatura y la humedad ejercían sobre el endurecimiento del hormigón Considère sugirió sumar la componente higrométrica y de contracción a las cargas exteriores para el cálculo de esfuerzos. También la norma alemana comenta la consideración de dichas cargas, aunque ninguna de las dos especifica como se debían cuantificar.

Una vez obtenidas las cargas, el cálculo de solicitaciones de las vigas de varios vanos con luces similares se realizaba como una viga continua, sustituyendo los pilares por apoyos.

1.2.1.b Bases de cálculo

Ambas normas, para los cálculos de resistencia del material, hacían prevalecer los métodos científicos basados en la Resistencia de Materiales, u otros con iguales garantías, sobre cualquier procedimiento empírico.

Ambas normas utilizaban la teoría de tensiones admisibles, fundamentada en el hecho de que las tensiones de cálculo en las secciones no deben superar un valor máximo.

Para obtener las tensiones de cálculo se aplica la teoría de Bernoulli-Navier. Ello implica conocer la posición de la fibra neutra y el momento de inercia, que en estructuras homogéneas, como las metálicas, resultaba fácil. En las estructuras de hormigón armado la dificultad del cálculo residía en encontrar el centro de gravedad de una sección heterogénea. En 1894 Coignet y Tedesco propusieron solucionar dicho problema homogeneizando la sección con el coeficiente de equivalencia, $m = E_a/E_c$, aceptando como premisa la adherencia entre ambos materiales. Su error fue considerar la resistencia a tracción del hormigón. Por esas mismas fechas, en Alemania, Wayss y Koenen, promulgan la teoría elástica (teoría clásica) del hormigón armado. Consideraban el *material como homogéneo e isotrópico*, y por tanto era de aplicación *Hooke, Bernoulli-Navier*¹⁹, no consideraban la resistencia a tracción del hormigón, pero su particularidad estaba en situar la fibra neutra a mitad de la sección.

1.2.1.c Hipótesis básicas.

Ambas normas, para sentar las hipótesis, recurren a la Resistencia de Materiales en la que se basa la teoría clásica. Pero por el diferente comportamiento

¹⁹ Sigue la ley de Hooke (elasticidad lineal) y Bernoulli-Navier (conservación de secciones planas) y Saint-Venant (proporcionalidad de las tensiones a su distancia al eje neutro).

del hormigón se añaden las oportunas consideraciones tomadas de las teorías propuestas por técnicos como Wayss y Koenen o Coignet y Tedesco. Las hipótesis que se sientan para estas primeras normas, a excepción de la relación lineal entre tensiones y deformaciones y la consideración de los diagramas de ambos materiales sólo en régimen elástico, se mantienen hasta la actualidad. Las hipótesis para el dimensionamiento de piezas de hormigón armado son:

- No se considera la resistencia a tracción del hormigón.
- Las secciones son planas antes y después de la deformación.
- Existe relación lineal entre tensiones y deformaciones. Elasticidad lineal (*Hooke*) y consideran el diagrama de tensiones triangular.
- Adherencia entre acero y hormigón.
- Homogenización de la pieza con el coeficiente de equivalencia $m = E_a/E_c$. (siendo E_a el módulo de deformación del acero y E_c el módulo de deformación del hormigón).

La segunda y la tercera hipótesis están tomadas directamente de la teoría clásica. El resto de hipótesis se fijaron como consecuencia de las teorías propuestas por los técnicos para intentar reconducir las propiedades del nuevo material hacia la teoría que se domina, la teoría clásica.

1.2.1.d Coeficiente de equivalencia

La homogeneización del hormigón armado se consigue multiplicando el área de acero por el coeficiente de equivalencia, m , (el cociente entre el módulo de elasticidad del acero, E_a , y el módulo de elasticidad del hormigón, E_c). Para facilitar los cálculos la primera norma francesa propone calcular el valor de m en función de la cuantía de armadura.

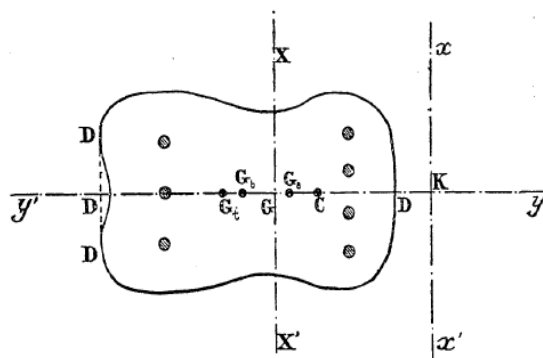
La teoría clásica, o teoría elástica, para el cálculo y diseño con hormigón armado proponía una traslación de los conocimientos del comportamiento del acero al hormigón armado, respaldándola con fórmulas y ensayos. Para conseguir esta traslación cobra vital importancia la relación entre los coeficientes elásticos del hormigón y del acero. Experimentalmente ya se observaba que este valor, m , aumentaba conforme la pieza llegaba al agotamiento, y era mucho mayor en las

piezas sometidas a compresión que en las sometidas a flexión. La asignación del valor que debe tomar este coeficiente fue motivo de acalorados debates. Coignet, Tedesco, Christophe y otros admitían la ley de tensiones lineal (Marv, 1902), con lo que el coeficiente de elasticidad en compresión del hormigón era constante. Pero seguía habiendo dudas sobre qué valor debería tomar el coeficiente de elasticidad del hormigón.

La circular alemana tomó el coeficiente de equivalencia constante e igual a 15. En cambio la Circular francesa de 1906 no entró a definir su valor. No fue hasta la versión de la circular de 1925 cuando los técnicos franceses definen el coeficiente de equivalencia. No obstante, en un artículo publicado en la Revista de Obras Públicas en 1907, comentando la primera norma francesa, se asignan valores a dicho coeficiente en función de ciertos parámetros.

La dificultad residía en proporcionar una definición adecuada del módulo de deformación del hormigón. Para obtener dicho módulo ensayaban probetas de hormigón en masa, y dado que el comportamiento del hormigón junto con la armadura es diferente se decidió tomar valores del coeficiente de equivalencia deducidos de la experiencia (MTP, 1906). En la versión de 1930 el intervalo de variación oscilaba entre 8 y 15. La elección concreta venía en función de la relación entre el diámetro de las barras longitudinales y la mínima dimensión de la pieza²⁰. La mayor cuantía de acero se relacionaba erróneamente con un mayor módulo de deformación del hormigón y, por tanto, correspondía un coeficiente de equivalencia menor, 8. A menor cuantía de acero mayor coeficiente de equivalencia.

²⁰ Según la Circular francesa de 1906: "El mínimo se aplicará cuando las barras longitudinales tengan un diámetro igual a 1/10 de la dimensión más pequeña de la pieza, de las ligaduras o encajamientos transversales espaciados de esta última dimensión y de las maderas poco separadas de las superficies libres de hormigón. El máximo cuando el diámetro de las barras longitudinales no sea más que la vigésima de la dimensión más pequeña de las piezas, y el espaciamiento de las ligaduras o armaduras transversales el tercio de esta misma disminución". (MTP, 1906)



$$Y=GK; Y_b=G_bK; Y_a=G_aK$$

Figura II. 1. Sistema de equilibrio. (MTP, 1907a)

1.2.1.e Propiedades mecánicas del hormigón.

– Diagrama de tensiones del hormigón

A finales del siglo XIX había diversidad de opiniones para abordar el cálculo en flexión, desde las más complejas, como las propuestas por Von Thullie (*Figura II. 5*) o Ritter (*Figura II. 6*), hasta las simplificaciones más prácticas, utilizadas por la mayoría de las patentes. Eran conocidos los métodos en rotura propuestos por Ritter, derivados del diagrama de tensiones en compresión del hormigón en parábola, que se descartan en estas primeras normas, por las complejas fórmulas inabordables en la práctica y porque la teoría clásica era dominada por todos los arquitectos e ingenieros. También se descartó la excesiva simplicidad de las fórmulas propuestas por las patentes por encerrar conceptos erróneos, (por ejemplo Hennebique no consideraba que la distribución del esfuerzo dependía de la rigidez del material).

Ante estas posturas extremas, la comisión francesa optó por una posición intermedia, entre el comportamiento real más complejo y la excesiva simplificación, para facilitar resultados rápidos: el diagrama triangular de tensiones del hormigón en compresión y la no consideración de la resistencia a

tracción del hormigón, debiendo absorber la armadura la totalidad de los esfuerzos de tracción²¹ (Figura II. 2).

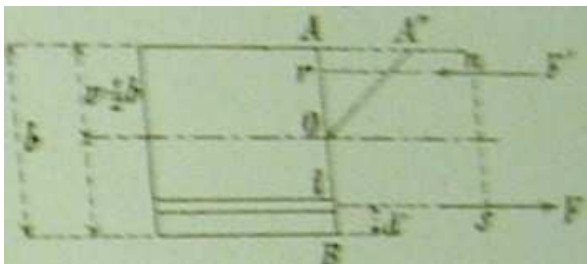


Figura II. 2. Diagrama de tensiones del hormigón armado propuesto por las normativas. (Marv, 1902)

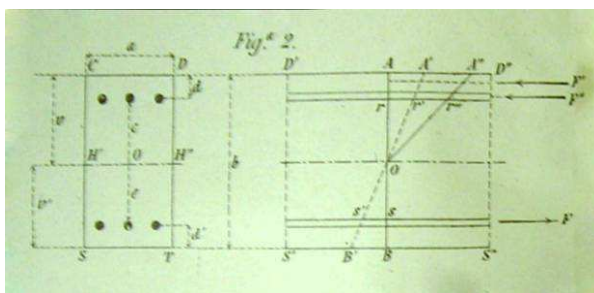


Figura II. 3. Diagrama de tensiones del hormigón armado propuesto por Considère. (Marv, 1902)

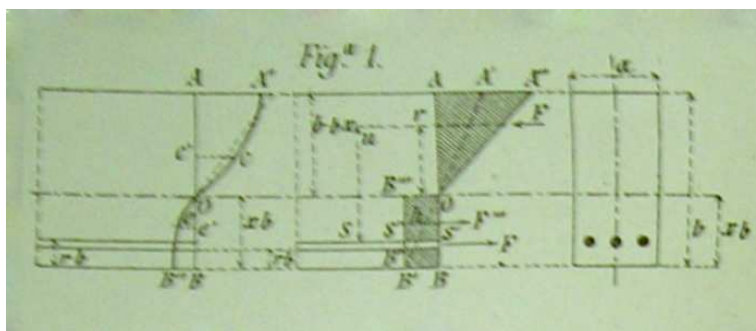


Figura II. 4. Diagrama de tensiones del hormigón. (Marv, 1902)

²¹ Según el artículo 11 de la circular francesa de 1906, para el cálculo de deformaciones se puede tomar la resistencia a tracción del hormigón, pero se prescinde para la fatiga local. Este punto se comentar después.

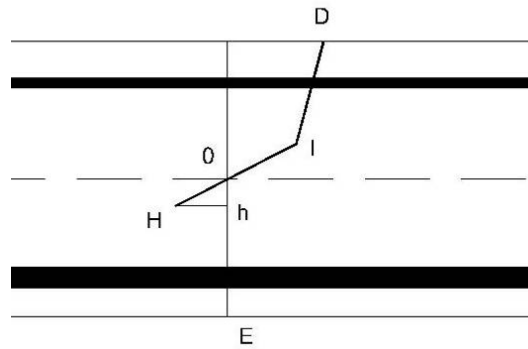


Figura II. 5. Diagrama de tensiones del hormigón armado propuesto por Von Thullie. (Marv, 1902)

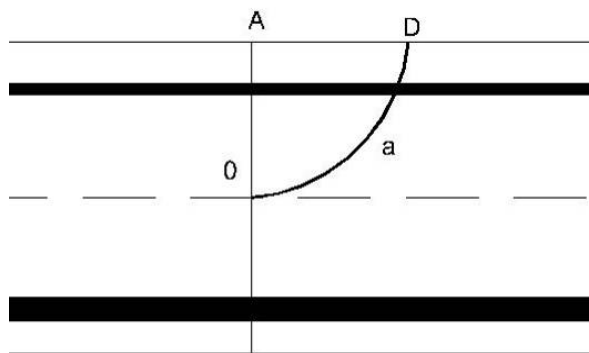


Figura II. 6. Diagrama de tensiones del hormigón armado propuesto por Ritter. (Marv, 1902)

— Resistencia a tracci3n del hormig3n

A finales del siglo XIX, la consideraci3n de la resistencia a tracci3n del hormig3n es el punto de mayor discrepancia entre la teoría de Wayss y Koenen y la de Coignet y Tudesco. Los franceses la tomaban en consideraci3n y los alemanes la despreciaban.

Cuando se redactó la circular francesa no se consideró la resistencia a tracción del hormigón para los cálculos en agotamiento, pero sí en deformaciones²². Considère realizó gran cantidad de ensayos destinados a cuantificar la resistencia a tracción del hormigón (*Tedesco, 1911*). La mayoría de los integrantes de la comisión francesa había seguido esta línea de investigación, considerando la resistencia a tracción del hormigón, en mayor o menor medida, ya que, según los resultados de los ensayos de Considère, el hormigón resiste²³ a tracción incluso hasta 12 kg/cm². No obstante, se impuso la idea de Hennebique, respaldada por los ingenieros alemanes ya desde la prematura norma de 1902 (*Díaz de Canto, 1903*), de despreciar la resistencia a tracción del hormigón. Considère tuvo que ceder pero insistiendo en la importancia de dicha resistencia para el cálculo de las deformaciones. En el artículo 15.2) de la circular alemana de 1907 se evidencia que se despreciaba la resistencia a tracción del hormigón: "... las armaduras deben equilibrar todas las fuerzas de tracción".

Resulta curioso observar que después de tal discusión en la norma francesa no se hacía mención al valor admisible de la resistencia a tracción del hormigón a considerar en los cálculos de deformaciones. En cambio, en la alemana especifican que dicho valor se tomaría como 1/10 de la carga de rotura a compresión ó 2/3 de la resistencia obtenida en ensayos de tracción (*art. 15.3, circular alemana, 1907*).

– Carga de rotura a compresión, carga admisible y coeficiente de seguridad para el hormigón.

Las tensiones admisibles se definían como la carga de rotura a compresión, en el hormigón, y el límite elástico, en el acero, dividida por un coeficiente de seguridad.

²² Armand Considère realizó numerosos ensayos sobre los fenómenos de tracción de los hormigones armados. De los que dedujo que en el hormigón armado, el hormigón toma alargamientos un 20% mayor que sin el metal.

²³ Esta resistencia a tracción se alcanzaba en un hormigón con un contenido de 300 kg/m³ de cemento con igual proporción de arena y gravilla.

Para obtener la carga de rotura, R_c , cada norma define el ensayo de forma distinta. Mientras que en Alemania la carga de rotura se medía en probeta cúbica de 30 cm de lado y se rompía a los 28 días, en Francia se medía en probeta cúbica de 20 cm de lado y se ensayaba a los 90 días.

Tabla II. 3 Tensiones admisibles del hormigón.

	R_c ^(I)	Carga admisible			
		Compresión	Flexión	Cortante Adherencia Rasante	Tracción
Francesa	Cubo 20 cm a los 90 días	0,28 R_c	0,28 R_c	0,028 R_c	Según ensayo
Alemana	Cubo 30 cm a los 28 días	0,1 R_c	0,16 R_c	4,5 kg/cm ² ($<0,2R_c$)	0,66 R_{ct} ^(II) 0,1 R_c

^(I) R_c : Carga de rotura en probeta
^(II) R_{ct} : resistencia de ensayo a tracción

En la francesa, la carga admisible del hormigón (a compresión o flexión) se fijaba en el 28% de la carga de rotura ($0,28 R_c$), con posibilidad de aumentarse, en piezas zunchadas, o disminuir, en piezas sometidas a esfuerzos variables. De esta definición se deduce que el coeficiente de seguridad para el hormigón es del orden de 3,5. Para el acero (Tabla II. 4) el coeficiente de minoración era dos; es decir, se reducía a la mitad la carga del límite elástico ($0,5 R_a$).

Tabla II. 4. Tensiones admisibles del acero.

	R_a ^(I)	Carga admisible
Francesa	Acero dulce: 2.200-3000 kg/cm ²	0,5 R_a (vibración fuerte 0,4 R_a)
Alemana	Hierro: 1.500-2000 kg/cm ² (Casares,(a) 1910)	1000 kg/cm ² (pilares con pandeo 0,2 R_a)

^(I) R_a : Carga límite elástico de la armadura

La resistencia admisible de tracción en el hormigón, según la norma francesa, se debía determinar mediante ensayos. En cambio, la norma alemana la definía en función como la décima parte de la resistencia admisible a compresión, aunque también aceptaba un valor de esta resistencia obtenido por ensayos.

Como se observa en la *Tabla II. 3*, en Alemania, el coeficiente del hormigón tomaba el valor 6 ($1/6=0,166$), en piezas a flexión, y 10 ($1/10=0,1$) en piezas a compresión. Para el acero y el hierro fijaba como valor 1000 kg/cm², independientemente del límite elástico del material. En pilares con axil y momento el coeficiente de minoración para las armaduras alcanzaba el valor cinco.

La norma francesa era mucho más permisiva en los coeficientes de trabajo que el resto de las normas, debido a que los coeficientes tomados en el resto de normativas estaban basados en reglamentos más antiguos, y si se hubiesen tenido en cuenta las mejores calidades que ofrecía el hormigón armado se podrían aumentar las cargas admisibles en la dirección que toma la circular francesa (*MTP, 1906*), resultando más económico lo dictado por la norma francesa.

Tabla II. 5 Variación de las tensiones admisibles (kg/cm²) en el hormigón de resistencia ⁽¹⁾ 120 kg/cm² a los 28 días y 134 kg/cm² a los 90 días, según las diferentes normas.

	Flexión	Compresión	Cortante/Rasante/ Adherencia
Francia 1906	37,52	37,52	3,75
Alemania 1907	19,20	12	4,50
España 1939	40	40	4,05

⁽¹⁾ Para estimar la resistencia a 90 días se ha utilizado la expresión $f_c(j) = \beta_{cc}(j) f_{c,28}$, recogida en la EHE-08

Tanto en la norma francesa como en la alemana el coeficiente de minoración del hormigón es superior a tres. Adoptar un coeficiente de seguridad para el hormigón mayor de tres, tiene un doble objetivo: Por una parte, cubrir los posibles defectos derivados de la incertidumbre en la ejecución y por otro lado, calcular con tensiones en el hormigón dentro del régimen elástico, para ser coherentes con el método de análisis derivado de la teoría clásica (*Zafra, 1911*).

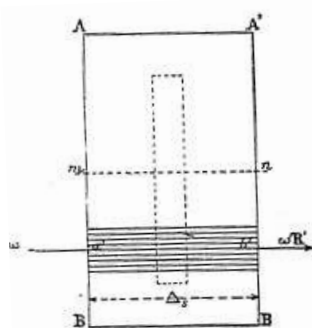
– Carga admisible de cortante, de rasante y de adherencia

Las dos normas adoptaban un mismo valor para la tensión de cortante²⁴, de rasante y de adherencia. No obstante, este valor en la norma francesa se definía como 0,028 veces la resistencia a compresión del hormigón, y en la norma alemana fijaba un valor constante igual a 4,5kg/cm² (Tabla II. 4).

En 1886 Wayss demostró que gracias a la adherencia ambos materiales trabajaban conjuntamente, pese a la desconfianza que tenían algunos de los creadores de las patentes, como Matrai y Cottancin, de la adherencia entre hormigón y acero. Justificaban no tener en cuenta el trabajo de ambos materiales por la dificultad que había en calcular la adherencia. Bauschinger, responsable del Instituto de Materiales de Munich, propuso la siguiente expresión para calcular el esfuerzo de deslizamiento entre ambos materiales haciéndola depender de las armaduras (Figura II. 7):

$$\frac{\omega'(R'_a - R''_a)}{x' \Delta_s}$$

Ec. II. 1



ω' : área de acero

R'_a : tensión del acero en la sección AB

R''_a : tensión del acero en la sección A'B'

x' : Perímetro de las armaduras a tracción

Δ_s : ancho de la rebanada

Figura II. 7. Esquema y expresión del funcionamiento de la adherencia.

Debido a la complejidad del fenómeno, al gran número de variables que intervienen en este tipo de resistencia y la poca trascendencia económica de la armadura de cortante, no se realizaron muchos ensayos para conocer el comportamiento frente a esfuerzo cortante. No obstante, el alemán Morsch,

²⁴ En esta época para hacer referencia al cortante hablaban también del esfuerzo de "tronchadura".

vinculado a la casa Wayss & Freitag, y el suizo Ritter se dedicaron a investigar este fenómeno.

Mörsch (*Mörsch, 1902*) modelizó el mecanismo resistente de una pieza lineal de hormigón armado como una celosía. En esta celosía virtual tanto los estribos como las barras levantadas actúan como montantes o diagonales traccionados, la cabeza comprimida de hormigón como cordón superior, las armaduras longitudinales de tracción como cordón inferior y las bielas inclinadas de hormigón como diagonales comprimidas. Estas bielas siguen la dirección de las isostáticas de compresión. Este modelo propuesto por Mörsch en 1902 sobrevivirá hasta la actualidad (*Calavera 2003*).

Por estas mismas fechas, Marv indicaba en su libro *Mecánica aplicada a la construcción* (*Marv, 1902*), que lo más habitual era prescindir del cortante, del rasante o de la adherencia:

“La casi totalidad de los constructores prescinden del esfuerzo cortante en sus cculos. Hay algunos, sin embargo, que a más de la armadura principal, emplean barras suplementarias y estribos, y a estas piezas encomiendan el papel de resistir los esfuerzos cortantes, así como los rasantes o de desgarramiento longitudinal. [...]”

...el esfuerzo rasante o de desgarramiento longitudinal puede manifestarse en vigas de hormigón armado de dos modos: rompiendo longitudinalmente el hormigón o arrancando las barras de la armadura venciendo la adherencia de hormigón y metal.

No suele tomarse en consideración por estimar que su valor es siempre menor que la resistencia que ofrecen el mortero o hormigón al desgarramiento longitudinal o esfuerzo cortante, y que la adherencia del metal al mortero”.

De la situación descrita por Marv se deduce que la probabilidad de que los elementos a flexión no se llevasen armadura de cortante era grande. Situación que se esperaba corregir con la aparición de la norma, aunque después de las primeras normas aún cabía la posibilidad de construir piezas a flexión sin armadura de cortante.

Para el cálculo de las tensiones de cortante se utilizaba la teoría de Mörsh. El rasante, o deslizamiento del hormigón sobre sí mismo, utilizaba la misma expresión, de ahí que la primera instrucción española se centrara en la comprobación de cortante y no comentara nada del rasante. En lo referente a la adherencia, estas primeras normas, se preocupaban de que no hubiera deslizamiento entre acero y hormigón. La comprobación consistía en averiguar si había suficiente longitud de la barra que pudiese soportar el esfuerzo de tracción.

1.2.1.f Pandeo

Ambas normas definen una simple regla en función de la esbeltez de los soportes, según la cual se podrían evitar los efectos del pandeo si se cumplen unas dimensiones mínimas de la sección. Esta consideración también se mantiene en la actualidad, aunque el valor de la esbeltez mínima varía.

La circular francesa indica que se podía evitar la comprobación de pandeo si la esbeltez mecánica, es decir, la relación entre la altura y la mínima dimensión de sección, es menor de 20, siempre que la tensión de trabajo sea menor que la tensión admisible a compresión. No indicaba nada en caso de que la esbeltez fuese mayor. No obstante, en el artículo de la Revista de Obras Públicas la norma que proponían utilizar la fórmula de Rankine (*MTP, 1907a, b*).

La circular alemana proponía un valor límite de la esbeltez de 18, superado el cual se debía aplicar la teoría de Euler. Las dos fórmulas para el pandeo trabajan con los mismos parámetros, pese a que la de Rankine tiene unas expresiones más complejas. Las fórmulas de Euler coincidían con las de Rankine para las piezas de grandes longitudes, tomando un coeficiente de seguridad igual a cuatro.

En ambas normas comentan la contribución positiva de la armadura transversal para paliar el efecto de pandeo. En el artículo 5 de la norma francesa dedican un artículo a describir los beneficios que aporta el zunchado, frente al esfuerzo de compresión (*MPT, 1906*), motivado seguramente por los ensayos llevados a cabo por Considère, que llegó a patentar un soporte en el que colocaba una armadura en hélice.

Tabla II. 6 Esbeltez límite y expresión para la comprobación de pandeo en soportes.

Norma	$\lambda = h/b$	Con pandeo
		Rankine (MTP, 1907a, b)
Francia	< 20	$N < \frac{10.000}{\alpha} \cdot \frac{A_c n^2}{l^2} f_{cd}$
		Euler (MTP, 1907a, b)
Alemania	< 18	$N < \frac{1}{4\alpha} \cdot \frac{\pi A_c n^2}{l^2} E_c$

1.2.2. EJECUCIÓN Y CONTROL

Desde un principio se insistía en que la calidad final del hormigón depende más de la buena ejecución que de la calidad de los materiales:

“...recordar que el hormigón armado no vale más que por la perfección de su ejecución. [...] Es conveniente, pues ejercer, una vigilancia muy grande sobre la procedencia de los materiales, sobre su pureza, su clasificación, el del agua empleada en la confección del hormigón, su apisonado, su relleno a lo largo de las armaduras, la sólida unión de éstas, etc.” (MTP, 1907a,b)

Alemania hace continua referencia a la autoridad responsable, que llama “policía”, sin la autorización de la cual no se puede emprender ninguna acción que pueda comprometer la ejecución de la obra. Incluso llega a obligar que la marcha de los trabajos de la obra quede registrada en un “libro especial que se lleve en la obra y que pueda consultarse en todo momento”. Este gesto de control en obra se podría considerar como el antecesor del Libro de Órdenes actual, cuyos objetivos comparten.

1.2.2.a Ejecución

Los artículos sobre la ejecución comentan las características de los encofrados, las precauciones de la puesta en obra del hormigón y de las armaduras y las precauciones durante el endurecimiento, deteniéndose en como afecta el clima frío al hormigón.

En líneas generales las dos normas tratan los mismos puntos, profundizando más la alemana en algunos de ellos, como por ejemplo en los tiempos de descimbrado o de curado.

_ Encofrados

Ambas normas exigen a los encofrados que sean suficientemente resistentes como requisito indispensable y fácil de desencofrar.

_ Puesta en obra

Francia aconseja el cemento de fraguado lento por norma general, para permitir un correcto apisonado. Éste se hará por capas de espesor variable en relación con las dimensiones de los materiales empleados y la separación de las armaduras y siempre inferior a los 5 cm después del apisonado a excepción de si utiliza canto rodado. En este punto hay una pequeña discrepancia con lo que recoge la alemana, que fija el espesor máximo de las capas en 15 cm antes de ser apisonados. Una precaución nueva en la alemana es el tiempo máximo que debe transcurrir entre la fabricación del hormigón y la colocación en obra. Ésta fija el tiempo máximo permitido que puede transcurrir en función del clima. Para un clima cálido y seco se permitía colocar el hormigón como máximo 1h después de su fabricación, y no más de 2h en tiempo frío y húmedo. Esta matización será recogida en la primera norma española.

_ Juntas de hormigonado

Los criterios establecidos para las juntas de hormigonado son los mismos en ambas. Estos requisitos eran: limpieza de la junta, regado del hormigón antiguo, cepillado de la superficie y cubrición con una capa de mortero de cemento, evitando colocar las juntas en zonas de fuerte tracción.

_ Recubrimientos y separaciones

Los valores que fijan como mínimos para recubrimientos y separaciones entre armaduras son del mismo orden en las dos, e igual de insuficientes frente a durabilidad. Las vigas podrían tener un recubrimiento neto de 2 cm.

– **Hormigonado en tiempo frío.**

Dado que los climas fríos son habituales en ambos países, se estudia el hormigonado en tiempo frío. El comentario es el mismo: no se hormigonará si no se dispone de los medios necesarios para evitar los problemas en el endurecimiento del hormigón, sin entrar a detallar cómo solucionarlos.

– **Descimbrado**

La circular alemana es un poco más específica que la francesa a la hora de determinar el momento de descimbrado. Mientras que el artículo 20 de la circular francesa describe el momento de descimbrado y desencofrado *cuando haya adquirido el suficiente endurecimiento (MTP, 1906)*, la circular alemana llega a cuantificar en días el momento de descimbrado en función de las condiciones climáticas, de las distancias entre los apoyos y del peso propio.

– **Curado**

En el curado, al contrario que en el descimbrado, la circular francesa se arriesga y propone una cifra mínima de 15 días, mientras que la alemana sólo da indicaciones muy generales.

– **Armaduras**

La norma alemana aconseja limpiar las armaduras quitándoles la grasa, pero también el óxido. Consejo desafortunado para la adherencia de ambos materiales ya que se ha demostrado que la capa de óxido superficial en las armaduras aumenta la adherencia. La circular francesa se preocupa por el recubrimiento de las armaduras independientemente de la forma que tengan.

– **Dosificación**

Ambas normas establecen la cantidad de cemento y áridos de la misma forma, el primero en peso y el segundo en volumen, aunque se recomendaba cuantificarlos también en peso. La unidad de medida era el saco de cemento de 50 kg. No obstante, respecto de la cantidad de agua la norma alemana exigía que se

especificara en el pliego junto a las cantidades de los otros componentes, mientras que la francesa no especificaba la cantidad de agua, sólo insistía en que el agua de amasado fuera la adecuada *“para conseguir la plasticidad necesaria para que queden envueltas las armaduras y perfectamente rellenos todos los huecos”*.

1.2.2.b Control.

En Alemania los laboratorios oficiales²⁵ eran los encargados de emitir los certificados de materiales componentes del hormigón y dar los resultados de los ensayos, incluso antes de la redacción de la primera norma. En cambio en la primera norma francesa sólo define el ensayo a compresión.

La circular alemana hace referencia constantemente a dos tipos de control, el control de los materiales y el control de la ejecución. En lo referente al control de la calidad de los materiales recuerda la importancia de la revisión de la documentación de los materiales recibidos en obra confirmando que estén acreditados e insiste en la confirmación de que los materiales suministrados sean los pedidos (art. 2, 4 y 6, dentro del capítulo pruebas de las obras). En lo referente al control de ejecución destaca la necesaria aprobación de la persona responsable, llamada “policía”, para consentir cualquier cambio.

Ambas normativas dedican un apartado a describir las situaciones y condiciones bajo las cuales serían preceptivas algún tipo de pruebas para confirmar la seguridad estructural. Las condiciones establecidas en la norma alemana son más restrictivas que las descritas por la circular francesa. Según la circular francesa cuando se juzgue necesaria la prueba de carga, como en los edificios públicos, se cargará un tramo de forjado con el peso propio y la sobrecarga prevista. No obstante, la circular alemana definía la prueba de carga añadiendo una carga del 50 % del peso propio más 150% de las sobrecargas de uso (Gallego (b), 1918).

²⁵ Los laboratorios oficiales estaban bajo la supervisión del gobierno.

2. LOS PRIMEROS INTENTOS DE NORMATIVA ESPAÑOLA

A principio de los años treinta eran las entidades privadas (en el campo de la construcción destaca la empresa ICON, de la que fue socio fundador Eduardo Torroja) y las empresas con intereses económicos (catalanas y vascas) las que se ocupaban de los problemas de la construcción de forma rigurosa (*Azorín, 2011*). Estas iniciativas de investigación se vieron truncadas por el estallido de la guerra civil. Aún así, inmersos en el conflicto bélico, en 1938, un año antes de finalizar la guerra, se configuró la primera comisión encargada de la redacción de la primera Instrucción de hormigón armado para las Obras Públicas. Esta iniciativa llevada a cabo por el Ministerio de Obras Públicas dio como fruto la primera Instrucción de hormigón armado para obras públicas publicada en 1939. Dos años después, en 1941, la Dirección General de Arquitectura, vinculada por aquel entonces a Juan del Corro, siguió los pasos del Ministerio de Obras Públicas publicando varias normas para edificación.

El tiempo con el que se contó para la redacción de estos reglamentos fue muy breve. Para conseguir los objetivos previstos, los redactores hubieron de recurrir a documentos extranjeros de la misma índole y a manuales y tratados españoles ya publicados. Las dos normativas que más influencia tuvieron en la redacción de las primeras normas españolas fueron la Circular Francesa de 1906 y la norma alemana de 1907.

De estos textos, el francés había sido empleado por los técnicos españoles en los años precedentes a la de la norma española, como base para la redacción y ejecución de los proyectos y obras de hormigón armado. Debido esencialmente a la proximidad geográfica y al conocimiento del idioma por parte de los técnicos españoles.

El Ingeniero de Caminos Juan Machimbarrena refleja en su libro, *Hormigón armado* (*Machimbarrena, 1923*):

“... En España no se ha publicado hasta el presente reglamento alguno [...] De todos modos, puede decirse como atenuante, que la Circular francesa a la que se ajustan cuantas obras de alguna importancia se realizan hoy en nuestro país, llena cumplidamente este vacío de Instrucciones oficiales”.

En revistas españolas como “*El Cemento Armado*” se llegaron a publicar los “*Reglamentos alemanes para las construcciones de hormigón armado*” en 1903, una prematura norma sobre hormigón armado redactada por la Comisión Alemana. También llegó a España, a través de la Revista de Obras Públicas, las posteriores versiones de la Circular Alemana de 1907 y sucesivas como el artículo de enero de 1933 donde se ponían de manifiesto las novedades que introducía el nuevo reglamento alemán de 1932 (*Ríos, 1933*) que se convirtió en la primera DIN-1045.

Tanto la norma francesa de 1906 como la alemana de 1907 sufrieron varias modificaciones anteriores a la redacción de la primera instrucción española. La instrucción francesa fue modificada en 1913 (*MTP, 1934*) y, posteriormente en 1925²⁶.

Las dos modificaciones de la norma francesa mantenían conceptos o corregían y aumentaban aquello que se definía en la primera, pero sin llegar a ser tan exhaustivas como las versiones alemanas. Las normas francesas de hormigón armado se caracterizaban por dejar más abiertas las actuaciones de los técnicos, no siendo tan detallistas, mientras que las alemanas eran mucho más descriptivas y pormenorizadas. De ahí que la primera norma francesa mantiene mayor similitud con sus versiones posteriores que la primera alemana con sus modificaciones.

Los técnicos españoles encargados de la redacción de la primera Instrucción tuvieron presente las últimas versiones de la normativa extranjera. Así la norma francesa de 1925 y sobretodo la alemana de 1932 supusieron una fuente de inspiración para confeccionar, tanto la norma de Obras Públicas, como la de Arquitectura.

²⁶ “Reglament sur les Constructions en Béton Armé”, établi par la comisión d’études Techniques de la Chambre Syndicale. Paris. Gauthier-Villars et Cia. Éditeurs. 1932.

La Instrucción de 1939 ofreció un carácter más analítico y técnico, tomando como referencia el tratado de hormigón armado de Peña Boeuf y la norma alemana del 32 para la parte de ejecución. En cambio, la Norma de la Dirección General de Arquitectura de 1941, buscando un enfoque más práctico, se basó en manuales de construcción y en la norma alemana mucho más práctica y más detallada que la francesa.

Los artículos redactados por los investigadores españoles hasta 1939, en las revistas especializadas se pueden clasificar en tres grandes grupos: aquellos que se ocupan de facilitar los cálculos, derivados de la aplicación de las fórmulas de la normativa francesa, los que tratan sobre dosificación, y los que abordan propiedades del hormigón (adherencia y cambios de volumen durante el fraguado).

Los primeros intentos de reglamentación españoles corrieron a cargo de los ingenieros Militares, siendo éstas solo de aplicación en las obras militares. En los *pliegos de condiciones facultativas*, aprobados por Real Orden de 3 de diciembre de 1910, se incluían por primera vez prescripciones relativas a la recepción de cementos en las obras militares (Gallego, 1919).

Dos años después, el Laboratorio del Material de Ingenieros publicó sus *Instrucciones Reglamentarias para el Empleo del Cemento Armado*, que pueden considerarse como la primera normativa española en la materia pero, que no eran de obligado cumplimiento para todas las construcciones de hormigón armado. Constaban de setenta y cinco artículos, agrupados en tres capítulos: Hormigón, Bases para el cálculo y Distribución de las armaduras. Los técnicos encargados de su redacción se inspiraron en las circulares francesas y prusianas, tomando de cada una los aspectos más restrictivos (Burgos, 2009). Por ejemplo, para las pruebas de carga adoptaron las prescripciones de la prusiana, “por ser mucho más precisas y algo más severas que las contenidas en la Circular Ministerial Francesa” (Gallego, 1919).

Pero el primer intento de una reglamentación de ámbito nacional sobre el nuevo material de “cada vez más extensa aplicación en toda clase de obras” se haría

esperar hasta 1917 (*Gallego, 1919*), casi una década después de que en una decena de países hubieran aprobado sus Instrucciones sobre el hormigón armado. En estas fechas, ya era bastante común el uso del hormigón armado para las construcciones civiles y las de obras públicas, habiéndose logrado algunos resultados verdaderamente espectaculares así como otros que desembocaron en fracaso e incluso en algún accidente. Las autoridades publicaron por Real Decreto la creación de una Comisión para la redacción de *“las bases de una instrucción para los proyectos de obras de hormigón armado aplicables a toda clase de obras públicas”* que tuviera en cuenta las peculiaridades climatológicas de nuestro país. La comisión, nombrada el 2 de junio de 1917, estaba integrada por José Eugenio Ribera, que había ejecutado obras de gran importancia, Juan Manuel de Zafra, profesor de la Escuela de Caminos que había realizado investigaciones sobre el hormigón armado, y Domingo Mendizábal, constructor de reconocido prestigio.

En el Real Decreto se destacaba la urgencia de este servicio, con lo que se animaba a los técnicos, experimentados y con conocimientos teóricos del material, a publicar la tan necesaria instrucción sobre el material. En efecto, estos se lanzaron al trabajo con aplicación, dedicándose en primer lugar a normalizar los puentes de carreteras y ferrocarriles, cuyas respectivas colecciones oficiales no tardarían en publicarse. Pero la redacción de una norma española oficial, para todas las construcciones de hormigón armado, no llegaría hasta 1939.

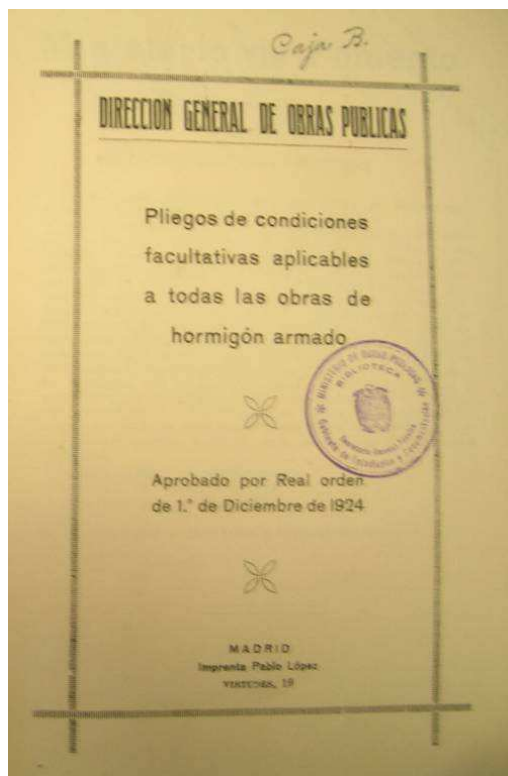


Figura II. 8. Portada del Pliego de condiciones facultativas aplicables a todas las obras de hormigón armado. 1924.

En 1924, Ribera junto a Peña Boeuf, tras dejar el puesto de director de la Cátedra de Hormigón Armado en la Escuela de Caminos de Madrid y prestar sus servicios al Estado como ministro de Obras Públicas, elaboraron un *Pliego de Condiciones facultativas aplicables a todas las obras de hormigón armado* que complementaba al vigente y que fue publicado por la Dirección General de Obras Públicas.

También este mismo año 1924 Aguilar anunciaba en la Revista de Obras Públicas que se había comenzado la modernización del pliego de condiciones para la recepción del cemento portland, que incluiría los nuevos cementos que se empezaban a comercializar, como el cemento aluminoso, o cemento fundido, o los cementos naturales. Para la redacción de este nuevo pliego los redactores, entre los que también se incluía a Peña, tuvieron muy presente los numerosos pliegos actualizados de los restantes países.

3. LA PRIMERA NORMA ESPAÑOLA.

Después de la Guerra civil española el gobierno aprueba, en el plazo de dos años, dos normativas de obligado cumplimiento para las obras de hormigón armado. La primera “Instrucción de Proyectos y Obras de Hormigón” se aprueba el 3 de febrero de 1939, por el Ministerio de Obras Públicas, de obligado cumplimiento sólo para obra civil y por ello se ocupaba de temas afines a este tipo de estructuras. La segunda “Normas para cálculo y ejecución de las obras de hormigón armado” en 1941, redactada por la Dirección General de Arquitectura (DGA), que aún siendo muy similar a la redactada por el Ministerio de Obras Públicas, profundizaba en problemas característicos de obras de edificación.

3.1. NORMATIVA DEL MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE ARQUITECTURA.

– Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón. Orden de 24 Marzo 1938 (Ministerio de Obras Públicas).

El uso del hormigón armado en la construcción de obra civil era muy reducido a nivel nacional, debido, entre otras cosas, a la falta de reglamentación que estandarizara su uso. Con la intención de subsanar esta situación se aprueba en 1939 la citada norma “*Instrucción de Proyectos y Obras de Hormigón*”, que trata sobre la ejecución y cálculo y es sólo de obligado cumplimiento en las obras públicas.

Un año antes de terminar la Guerra Civil española, el 24 de marzo de 1938, se designa la comisión definitiva encargada de la redacción de dicha Instrucción. Esta comisión estaba compuesta por: Eduardo Torroja, Ramón Iribarren Cavanilles

y Jesús Iribas de Miguel, todos ellos presididos por el Ingeniero Jefe don Luís Rodríguez-Arango Somoza. En la elección de los miembros seguramente tendría mucha influencia Adolfo Peña Boeuf, por aquel entonces subsecretario del Ministro de Obras Públicas. En apenas un año redactó la primera *“Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón”*, de obligado cumplimiento sólo para obra pública.

Todos los miembros eran Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, siendo el más veterano L. Rodríguez-Arango, que había publicado en la Revista de Obras Públicas, entre 1920-1934, dieciséis artículos, todos ellos relacionados con obras de ferrocarriles. Por su parte, R. Iribarren había publicado varios libros relacionados con obra marítima, además de la propuesta del ensayo de consistencia que había quedado recogido en la primera instrucción. Por último, J. Iribas había centrado sus estudios en las propiedades del acero²⁷.

El miembro de la comisión con mayor experiencia previa era Eduardo Torroja, quien había desarrollado fundamentalmente investigaciones encaminadas a esclarecer los métodos de cálculo de diferentes tipologías estructurales, sobre todo de láminas.

El contenido de la nueva instrucción se organiza en seis capítulos, más los anejos:

- Capítulo I: Disposiciones generales. Se tratan generalidades que hacen referencia a la aplicación de la instrucción, condiciones de obligado cumplimiento.
- Capítulo II: De los materiales. Propiedades que se deben exigir a los cuatro componentes del hormigón.
- Capítulo III: De las características y dosificaciones de los hormigones. Muy escueto, sólo comenta dos artículos que deben exigir al hormigón, uno respecto a las cualidades y otro a la dosificación.

²⁷ En 1950 patentó en España un tipo de barra de acero estirado en frío (Calavera, 2003).

- Capítulo IV: De la ejecución. Describe las exigencias y precauciones que hay que tomar durante el proceso de ejecución, desde el cimbrado hasta el vertido y curado, pasando por la colocación de armaduras.
- Capítulo V: Pruebas. Sólo define dos tipos de pruebas que se le pueden realizar al hormigón, una de ellas durante la ejecución y otra una vez endurecido.
- Capítulo VI: Del proyecto. Este es muy extenso. Es una mezcla, desde los planos mínimos que hacen falta para definir la estructura, pasando por las propiedades mecánicas de los dos materiales base, hormigón y acero, para finalizar con los métodos de cálculo. Desde el artículo 34 hasta el 48 ofrece un gran repertorio de tipologías de las diferentes situaciones en las que se puede usar el hormigón, desde cimentación, pasando por los forjados y las diferentes sollicitaciones en las que se puede encontrar las piezas lineales

Se añaden los anejos con métodos breves de ensayos: Toma de muestras de áridos, determinación sencilla de la arcilla, de la materia orgánica, de la compacidad del árido, preparación y conservación de probetas de hormigón, rotura de probetas, tipos especiales de probeta, ensayos de docilidad, de absorción, de desgaste, de tracción de las armaduras, del doblado, de segregación de azufre, determinación del residuo insoluble en los cementos puzolánicos, puzolanas y zumayas y determinación de la cal liberada en los cementos fraguados.

Los redactores eran conscientes de la rapidez con la que se había actuado y por ello sólo planearon su vigencia por dos años, pasados los cuales se publicarían las correcciones oportunas a la misma, tal y como sucedió. Finalmente, en 1944 se aprobó una nueva versión de esta instrucción la cual no aportó grandes cambios.

- **Dirección General de Arquitectura. Normas para el cálculo y ejecución de estructuras metálicas, hormigón armado y forjados de ladrillo armado. Decreto del 22 de julio de 1941 por el que se aprueba el Reglamento sobre las restricciones del hierro en la edificación²⁸.**

Esta norma se redactó por la Dirección General de Arquitectura (DGA), bajo la atenta supervisión de Juan del Corro²⁹. Su objetivo era regular las situaciones más habituales en edificación, y por otra parte obligar al uso restringido del hierro, que por esas fechas no abundaba. Como queda claro tras la lectura del apartado a) del artículo 8 de las normas para estructuras metálicas:

“Se recomienda realizar los cálculos de modo que la cuantía de armadura sea la menor posible”,

o el apartado c) del mismo artículo, donde *“...se prohíbe el uso de soportes zunchados por el empleo de armadura transversal en forma de hélice”.*

El decreto del 22 de julio de 1941 por el que se aprueba el *Reglamento sobre las restricciones del hierro en la edificación*, se divide en cuatro partes. La primera atañen a todo tipo de estructuras, en ella se describe la aplicación de dicha norma. La segunda se centra en las estructuras metálicas, donde se detallan las restricciones a tener en cuenta cuando se utiliza el hierro. En la tercera parte se especifica el cálculo y la ejecución de las estructuras de hormigón armado. La última se dedica a la ejecución de los forjados con materiales cerámicos que, a su vez, se subdivide en dos partes la primera se centra en las propiedades de los materiales, mientras que la segunda se centra en el dimensionamiento, ejecución y documentos de proyecto.

Todas ellas eran de *“inexcusable observancia y exacta aplicación en todas las edificaciones”*. De todas ellas, es objeto de esta investigación la dedicada a las

²⁸ Desarrolla las Normas para la aplicación del Decreto sobre las restricciones del hierro en la edificación del 11 de marzo de 1941.

²⁹ Aunque no aparezca el nombre de ningún redactor, de forma explícita, es muy posible que el máximo responsable del documento sea Juan del Corro, por aquel entonces muy vinculado al Ministerio y también profesor en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura persona más afín a la vertiente analítica del arquitecto que artística.

estructuras de hormigón armado, destinada a controlar la ejecución y el cálculo de la obra de hormigón armado.

Consciente de la situación social que se vivía después de la guerra civil, la norma pretende facilitar la construcción con hormigón armado, sin complicaciones y con criterios fáciles de seguir para garantizar unos mínimos de calidad, aunque no sean muy rigurosos.

Se controlaba desde el Gobierno la racionalización del cemento y del acero debido a la escasez de materiales. La empresa COMAC, afincada en la actual sede de la Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA), era la encargada de ello. El cemento se destinaba primero a las obras consideradas prioritarias (por ejemplo, obras públicas) y se reservaba una parte para obras privadas.

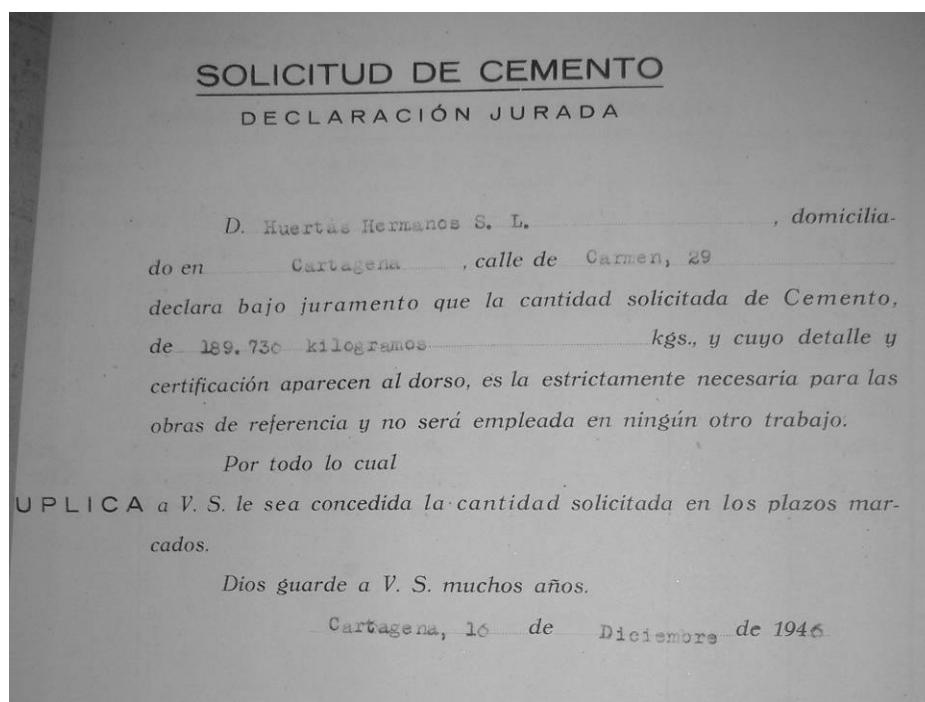


Figura II. 9. Solicitud de cemento. Arquitecto Ros, 1946.

El técnico responsable de la ejecución de una obra debía justificar la cantidad de kilos de cemento (Figura II. 9) y de hierro necesario para su realización al

Ministerio de la Vivienda, o a la delegación correspondiente de la zona³⁰ en la que se realizase la obra.

La máxima cantidad de hierro permitida por metro cuadrado aparecía en cada hoja justificativa (*Figura II. 10*). Se fijaba en función de la luz que debían cubrir los forjados. Para pilares se permitía un máxima cuantía del 3%. Mientras que para las vigas se insistía en que se proyectaran sin armadura de compresión, es decir, con secciones de canto suficiente para que no se requiera armadura de compresión.

MEMORIA JUSTIFICATIVA DEL EMPLEO DE HIERRO
D. FRANCISCO BLANCO GARCIA Y OTROS

Propietario: Calle Prolongación Paseo Valencia al Mar.
Emplazamiento: Viviendas económicas.-
Clase de edificio:

CALCULO DE FORJADO DE PISOS
350 Kgs. m².

PESO MAXIMO AUTORIZADO: PESO PROPIO y sobrecarga:
Menor de 3'00 m. 10 kgs. m.²
» » 3'50 » 12 » »
» » 4'00 » 15 » »
» » 4'50 » 18 » »
Mayor » 4'50 » 21 » »

OBSERVACIONES:

v. 5180 - Mod. n.º 5-5.

CRUJIAS	L U Z	MOMENTO	PERFIL ELEGIDO	TENSION	PESO por m. ²	PESO TOTAL
I-III	3'5	187	2p10	40-1.200	3'98	3.395,30
II	3'-	136	2p10	" "	3'67	2.023,71
IV	3'2	143	2p10	" "	3'74	2.735,10
V	4'8	269	1p10-1p12	" "	4,71	2.023,30
Suma						10.845,43 Kgs
Porcentaje por metro cuadrado de forjado:					10.845,43 Kgs.	3,95 Kgs.
					2.745,68 m ² .	m ² .

Figura II. 10. Memoria Justificativa del empleo del hierro. Edificio
ficha 77A.022, 1949

³⁰ Las provincias españolas de la península se dividía en cinco zonas con delegaciones en cada una de ellas. (Levante, Cataluña, Centro, Sur, Norte)

DETALLE DEL CONSUMO DE CEMENTO EN LA OBRA DE
D. FRANCISCO FANDOS QUEROL. c/ Sueca, 69

Alcantarilla, 66'60 m.l. a 10 kg.	666'00 k
Hormigón en masa para cimientos, 184'19 m/3 a 150	27.628'00
Hormigón armado en pies derechos, soleras y jácenas, 142'22 m/3 a 300 kg.	42.666'00
Forjado de suelos, 2.250'94 m/2 a 21 kg.	47.269'00
Fábrica de ladrillo macizo 249'85 m/3 a 60 kg.	14.991'00
Fábrica de ladrillo hueco 11 cms. 1.111'64 m/2 a 10	11.116'00
Tabique del 7, 418'44 m/2 a 7 kg.	2.929'00
Hormigón en bajos, 303'80 m/2 de 8 cm.s a 10 kg.	3.038'00
Enfoscado al exterior, 1.862'31 a 3 kg.	5.586'00
Escaleras, 87'86 m/2 a 7 kg.	615'00
Montajes varios y pavimentos	5.000'00
	161.504'00
	=====
DURACION DE LA OBRA 12 meses	
RITMO MENSUAL 40 Tm.	


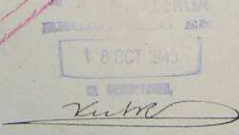



Figura II. 11 Cupo de cemento, Edificio ficha 127C.006, 1945.

3.2. DIMENSIONAMIENTO

Las primeras bases teóricas para el cálculo de estructuras de hormigón armado en las que se basan las primeras normativas de todo el mundo quedan fijadas durante las dos primeras décadas del siglo XX. Según éstas, el hormigón

armado se comporta como un sólido homogéneo, isótropo y elástico, y como tal, se aceptan las hipótesis de que el hormigón sigue la ley de Hooke. También se consideraba que las secciones eran planas antes y después de la deformación, que el hormigón sufre deformaciones remanentes y que por adherencia las armaduras se deforman conjuntamente con el hormigón. Con estas hipótesis se construirán las estructuras de hormigón armado hasta la llegada del momento tope, en la década de los sesenta.

Así pues, aceptadas estas bases, el debate sobre los cálculos de piezas de hormigón armado continuaba en facilitar los cálculos a los técnicos encargados gracias a la configuración de ábacos y tablas. Así por ejemplo, Juan del Corro tras la publicación de la norma de 1941, elaboró un libro exclusivamente dedicado al cálculo con ábacos siguiendo las exigencias de la norma. Se publican artículos en la *Revista de Obras Públicas* como el redactado por Benito Velo (*Velo, 1934*) o por el mismo Zafra (*Zafra, 1923*) destinados a facilitar el cálculo de piezas sometidas a flexión compuesta mediante ábacos.

3.2.1. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN

3.2.1.a Resistencia a compresión y a tracción.

– Resistencia a compresión

Peña Boeuf señala en 1933 que *“a pesar de que en innumerables tratados y en publicaciones en Congresos científicos se empeñen en considerar como constantes (para cualquier dosificación de hormigón) varios coeficientes numéricos, como son la resistencia a compresión, la de tracción, la adherencia, los coeficientes de elasticidad longitudinal y transversal y el importante coeficiente de equivalencia, él defiende que son independientes pero que se pueden tomar en función de uno de ellos, la resistencia a compresión, por ser “el de más sencilla determinación experimental”(Peña, 1933).*

En la Instrucción de obligado cumplimiento para la Obra Pública se preocupa por detallar cuidadosamente como obtener la resistencia del hormigón,

definiendo el tipo de probeta a usar, cuándo y cómo se debe romper. Además, se ocupaba de definir el concepto de tensión límite del hormigón y del acero. No obstante, según la norma de 1941 cuando se refiere a los ensayos de los que se puede obtener la resistencia del hormigón acepta ambos tipos de probetas, cúbicas y cilíndricas, pero no obliga, ni describe como se deben ensayar dichas probetas, de lo que se puede deducir que raramente se realizaría algún tipo de ensayo de control de la resistencia.

La Instrucción de 1939 permitía que las probetas fuesen cúbicas o cilíndricas. El motivo por el que aparecen las dos posibilidades de medir la resistencia se debía a la influencia de la normativa francesa, que impone la probeta cúbica, y la normativa americana que usa la probeta cilíndrica con relación de altura dos veces el diámetro. Con las probetas cúbicas la resistencia es algo mayor dada la poca esbeltez de la pieza. Aunque se contemplaban los dos tipos de probetas en España, la más empleada era la cúbica, al menos hasta la década de los 50 (*Alonso, 2011*).

La Instrucción de 1939 define el mismo valor para la resistencia a tracción, a cortante y adherencia, imitando el procedimiento de la norma francesa, pero no el valor propuesto. La expresión a la que recurre la Instrucción de 1939 para definir la resistencia a tracción la toma de la expresión propuesta por Feret (*Barceló, 1946*):

$$R_t = K R_c n E_s = 864 R_c \quad \text{Ec. II. 2}$$

Donde K era una constante que variaba en función de la naturaleza del cemento y n un coeficiente que variaba de 0.5 a 1, siendo la media 2/3, valor éste por el que optaron los técnicos redactores de la Instrucción de 1939. La norma de 1941, al igual que la fuente de inspiración de ésta, la norma alemana del 32, no dan ninguna definición para la resistencia a tracción, o cortante, del hormigón

Tabla II. 7 Tensiones admisibles del hormigón.

	Francesa, 1925	Alemana, 1932	MOP, 1939	DGA, 1941
$R_c^{(I)}$	Probeta Cúbica lado mayor $3g^{(II)}$	Cúbica 20 cm	Cúbica 15cm Cilíndrica 15x30cm	Cúbica y cilíndrica
Compresión	0,32 R_c	0,29 R_c		0,29-0,37 R_c ^(VI)
Flexión	0,32 R_c		0,33 R_c ^(V)	
Compresión compuesta	0,32 R_c	0,33-0,42 R_c		0,33-0,42 R_c
Tracción	$0,32R_t^{(III)}$	-	$0,5R_c^{2/3}$	-
Cortante /adherencia	$0,32R_t^{(III)}$	120 < R_c < 160: 4kg/cm ² ^(IV) $R_c > 160$ kg/cm ² : 6 kg/cm ²	$0,5R_c^{2/3}$	120 < R_c < 160: 4 kg/cm ² ^(IV) $R_c > 160$ kg/cm ² : 6 kg/cm ²

^(I) La carga de rotura se mide a los 28 días
^(II) g: diámetro del tamaño máximo del árido.
^(III) R_t : resistencia de ensayo a tracción
^(IV) Con menor tensión unitaria de cortante no es necesaria la armadura de transversal
^(V) Si se consideran los efectos de las cargas reológicas y contracciones del nudo se puede aumentar la tensión admisible a $0,41R_c$
^(VI) En función del número de plantas

3.2.1.b Módulo de elasticidad

La definición de módulo de elasticidad del hormigón propuesta por la Instrucción de 1939 recurre a una expresión que lo vincula a la resistencia a compresión. Para probeta cilíndrica definía el módulo del hormigón como:

$$E_s = 864 R_c \quad \text{Ec. II. 3}$$

siendo R_c la resistencia a rotura a los 28 días. Esta expresión derivaba de la propuesta por Ritter, $E_c = 1000 (R_c - R_1)$ (Ec. II. 3), donde R_c es la resistencia a compresión y R_1 la resistencia minorada con una reducción del 28% respecto a la anterior. Sustituyendo en la ecuación de Ritter, R_1 por $0,28 R_c$, queda la expresión:

$$E_s = 1000 (R_c - 0,28 R_c) \quad \text{Ec. II. 4}$$

Peña Bouef (*Peña, 1933*) introduce una modificación a esta última expresión. Propone aumentar a 1200 la constante de la ecuación, dado que los hormigones con resistencias medias, es decir, comprendida entre 180 y 230 kg/cm², tenían un módulo de elasticidad alrededor de 180.000 kg/cm², que es un valor más alto que los derivados de aplicar la fórmula de Ritter y más cercano a los valores deducidos de la expresión *Ec. II. 4*. Con esta última modificación queda la expresión que recoge la Instrucción de 1939:

$$E_s = 1200 \cdot (0,72R_c) = 864 R_c \quad \text{Ec. II. 5}$$

En la norma de la DGA no se comenta la definición del módulo de elasticidad del hormigón, únicamente se centra en definir el valor del coeficiente de equivalencia.

Tabla II. 8 Módulo de Deformación y coeficiente de equivalencia

Módulo elasticidad	Alemana, 1932	Francesa ³¹ , 1925	MOP, 1939	DGA, 1941
E_c (kg/cm²) hormigón	140.000	Ambiente saturado: E _c = 102.000	Prob. Cilind.: E _c = 1100 R _c ⁽⁰⁾	140.000
		Condiciones normales: E _c = 204.000	Prob. Cúb.: E _c = 864 R _c	
E_a (kg/cm²) acero	Según DIN 1000	-	2.000.000	2.000.000
m = E_s/E_c	10 y 15	$10 + \frac{bh}{20A_{s1}} =$ $10 + \frac{1}{20\rho_{s1}}$	8; 10;15 y 20	10 y 15

⁽⁰⁾ R_c es la resistencia media a compresión medida en probeta, cilíndrica o cúbica, a los 28 días.

3.2.1.c Coeficientes de equivalencia

Aceptando un módulo de elasticidad de 2.000.000 kg/cm² para el acero, ya se puede definir el coeficiente de equivalencia (*cfr.CAP-II.-1.2.1.d*), m, parámetro

³¹ La norma francesa vincula el valor del coeficiente a la cuantía de las armaduras a tracción, mientras que las españolas los vincula a la resistencia del hormigón. Si se considera que la cuantía podía variar entre 4 a 40%; m podía variar de 22,8 (para cuantía de 4%) a 11,25 (para cuantía de 40%), valores muy similares a los propuestos por la Instrucción española de 1939.

necesario para desarrollar los métodos de cálculo del hormigón armado, basados en la teoría de la Elasticidad. Este coeficiente de equivalencia relaciona los dos módulos de elasticidad de ambos materiales (*Tabla II. 8*).

La instrucción española de 1939 agrupa en cuatro intervalos la resistencia del hormigón obtenido en probeta y asigna un valor entero a cada intervalo de resistencias. El valor de m asignado a cada intervalo se obtiene tomando la resistencia media de cada uno de los intervalos, a la que se aplica la definición de módulo de deformación (*cf. CAP-II. 3.2.1.b*) que aporta la misma norma. Así, se obtienen para la franja de hormigones de mayor resistencias (200-250Kg/cm²) el coeficiente de equivalencia igual a 8, y para los hormigones más pobres (75-100 kg/cm²) el valor 20. Las dos franjas intermedias, para resistencias de 150 a 200 kg/cm² y de 100 a 150 kg/cm², es decir, los más habituales, les otorgaba el valor de m igual a 10 y 15, respectivamente. Estos valores, asignados a los coeficientes de equivalencia para las resistencias más usuales, coincidían con los dos únicos propuestos en la norma de 1941.

Dado que la norma de 1941 no obliga a realizar probetas para obtener la resistencia a compresión del hormigón, proponía que el coeficiente de equivalencia se tomara igual a 15 cuando se utilizasen cementos ordinarios y a 10 cuando se utilizasen supercementos³². Estos valores que define la norma de 1941 coinciden con los valores propuestos por la norma alemana de 1932, la primera norma DIN-1045.

3.2.1.d Coeficientes de seguridad

La teoría clásica heredada de las estructuras metálicas se basaba en no superar una tensión admisible. La Instrucción de 1939 definía la tensión admisible para el hormigón como el cociente entre la carga de rotura dividida por un coeficiente de minoración igual a tres. Para el acero, tomaba la mitad del límite elástico.

³² Supercementos son los cementos de hidratación rápida.

Estos coeficientes de minoración de la resistencia, aunque si bien son muy similares a los tomados por las normas francesas y alemanas, seguramente seguían las indicaciones que Zafra aconsejaba en 1911 de tomar los coeficientes derivados de las estructuras metálicas, con un valor de 3 (*Tabla II. 7*).

La norma de 1941 no propone unos coeficientes de minoración concretos ni para el acero ni para el hormigón, sino que establece directamente unas tensiones de cálculo. Para el dimensionamiento del acero se consideraba una tensión de trabajo de 1200 kg/cm² ó 1400 kg/cm², dependiendo de la resistencia del hormigón (*Tabla II. 9*), al igual que dictaba la norma alemana. Estas tensiones de trabajo coinciden con las tensiones límite del acero dividido por un coeficiente aproximadamente igual a dos. Admitir una tensión de trabajo mayor para una resistencia mayor del hormigón, coincide con las limitaciones impuestas en la Instrucción de 1939, que penalizaban la tensión de cálculo del acero en función de la resistencia del hormigón (*Tabla II. 9*). Pero siguiendo con la tónica de la norma de 1941, ésta simplifica las limitaciones descritas en el art. 31 de la Instrucción de 1939 a dos intervalos. En definitiva, ambas normas españolas manejan coeficientes de minoración para las armaduras muy similares, de valor aproximadamente igual a dos.

Tabla II. 9 Propiedades mecánicas del acero

Norma	R _c (kg/cm ²)	Carga límite, R _a (kg/cm ²)	Carga admisible (kg/cm ²)
Francesa, 1925	Cualquier	-	0,53 R _a
Alemana, 1932	120 ≤ R _c ≤ 160	Hierro común	1200 - 1400
	160 ≤ R _c	Acero de alta calidad	1500
MOP, 1939	Cualquier	<0,8R _{rot a} ⁽¹⁾ <22*R _{c cil} ó 17* R _{c cub}	0,5R _a
DGA, 1941	120 ≤ R _c ≤ 160	-	1200 - 1400
	160 ≤ R _c	-	-

⁽¹⁾ Tensión de rotura del acero.

La norma de 1941 definía la tensión admisible del hormigón en función del tipo de cemento (ordinario o de rápido endurecimiento), del tipo de sollicitación (flexión o compresión) y de la planta en la que estaba situado el elemento estructural (*Tabla II. 10*). Esta misma distinción mediante la que variaba el

coeficiente de minoración se recogía en la norma alemana, la primera norma DIN-1045. Aunque esta norma permitía variar las tensiones de trabajo para elementos a flexión y a compresión, en la práctica se tomaba el coeficiente de minoración de tres en todos los casos (Calavera, 1973); es decir, que la tensión de trabajo que se proponía en general para los pilares era de 40 Kg/cm².

Tabla II. 10 Coeficientes de minoración del hormigón para soportes y vigas

	R _c (kg/cm ²)	Compresión			Flexión
		3 últimas plantas	4º piso desde arriba	A partir del 5º piso hacia abajo	Compresión - Compuesta
MOP, 1939	-	3	3	3	3
DGA, 1941	120	120/35= 3,4	120/40= 3	120/45 = 2,66	120/40=3 ⁽¹⁾
	160	160/55= 2,91	160/60= 2,66	160/65 = 2,46	160/50 = 3,2 ⁽¹⁾

⁽¹⁾ Si h>20 cm se puede aumentar 10 kg/cm²

Tabla II. 11. Variación de las mínimas tensiones admisibles en el hormigón (kg/cm²)

	Norma	Flexión	Compresión	Cortante/ Adherencia	Tracción
Hormigón de resistencia 120 kg/cm² a los 28 días.	Francia, 1925	38,4	38,4	5,0	5,0
	Alemania, 1932	30	30	4,0	-
$f_{ct,m} = 0,30 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$	MOP, 1939	40	40	4,0	4,0
= 15,72 kg/cm ²	DGA, 1941	50	35	4,0	-

3.2.2. CARGAS Y SOLICITACIONES

La norma de 1941, con el objetivo de agilizar el cálculo y la construcción, dedica un apartado a describir las sobrecargas a considerar en función del uso del edificio. Estos valores son mayores que los fijados por la norma francesa de 1932,

aunque ésta define un coeficiente de mayoración y la norma española no. La Instrucción de 1939 no dedica ningún apartado para la estimación de cargas porque existía un reglamento dedicado exclusivamente a ello.

Tanto la norma de 1941 como la Instrucción de 1939 admiten las mismas simplificaciones descritas por la DIN-1045 de 1932 para el cálculo de solicitaciones en estructuras reticuladas de vigas y pilares rígidamente enlazados (empleados normalmente en edificación). Se puede considerar, siempre y cuando las luces entre pilares no tengan una diferencia mayor del 20%, las simplificaciones siguientes:

— En los pilares interiores se puede prescindir del enlace con las vigas y por tanto, considerar el nudo como articulado, de modo que el pilar estaría sometido sólo a carga axil.

— En los soportes extremos se tendrá en cuenta un momento en los pilares que se determinará en función de las rigideces de los elementos que acometen al nudo y el momento de empotramiento de la viga.

$$M_{b, pil} = M_v \left(\frac{e_{b, pil}}{e_{b, pil} + e_{c, pil} + e_v} \right) \quad \text{Ec. II. 6}$$

$$M_{c, pil} = M_v \left(\frac{e_{c, pil}}{e_{b, pil} + e_{c, pil} + e_v} \right) \quad \text{Ec. II. 7}$$

siendo,

- $M_{b, pil}$ Momento en la base del pilar
- $M_{c, pil}$ Momento en la cabeza del pilar
- M_v Momento de empotramiento perfecto en la viga
- $e_{b, pil}$ Rigidez en la base del pilar (altura / canto)
- $e_{c, pil}$ Rigidez en la cabeza del pilar (altura / canto)
- e_v Rigidez de la viga (luz / canto)

_ Las vigas se pueden considerar continuas, como si no existiesen los pilares. Las vigas se consideraban como perfectamente empotradas si los pilares tienen un canto mayor de 1/5 de la altura de la viga.

_ En el centro de vano el momento será como mínimo igual a $ql^2/24$.

La Norma de 1941 propone valores para considerar en la estimación de cargas, mientras que la Instrucción de 1939 remite a la normativa específica para Obras Públicas. No obstante, ambas normativas aceptan las mismas simplificaciones para la obtención de las solicitaciones en pórticos planos.

3.2.3. DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN

Las hipótesis de partida para el cálculo de las construcciones de hormigón armado son las mismas que toma la circular francesa de 1925. Esta versión acepta, a diferencia de la de 1906, además de la comprobación basada en métodos científicos, la posibilidad de poder comprobar la estabilidad estructural mediante ensayos sobre modelos reales:

Art.26: "Se deberá comprobar la estabilidad y resistencia, del conjunto y de cada parte, con arreglo a las teorías de la Elasticidad, y para ello se podrían emplear comprobaciones de tipo experimental siempre que se efectuasen con suficientes garantías sobre las propiedades de los materiales y también se podrían construir modelos a escala".

La norma de 1941 admite las mismas hipótesis que la de Obras públicas, pero, al igual que la norma francesa de 1906, no considera la comprobación experimental.

El método de análisis propuesto por ambas normativas españolas es el mismo que se define en la primera circular francesa que se repite en las dos versiones francesas posteriores.

3.2.3.a Vigas

Para el cálculo de vigas a flexión, tanto Ribera como Hennebique, coincidían en que la fibra neutra estaba situada en el centro de la sección. Un error que les facilitaban los cálculos (*cfr. CAP-I-1.3.1.a*).

Lejos de estas sencillas suposiciones, las normas españolas de 1939 y de 1941 tomaban las fórmulas propuestas por la primera norma francesa y la alemana de 1906 y 1907 respectivamente, basadas en la Resistencia de Materiales. Las expresiones que se plantean para encontrar el armado de una pieza rectangular de hormigón armado sometido a flexión simple son:

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + n A_{s2} (x - r_2) = n A_{s1} (d - x) \quad \text{Ec. II. 8}$$

A partir de esta ecuación del momento estático (Ec. II. 8) se obtiene la profundidad de la fibra neutra, x . Con el Momento de Inercia definido del siguiente modo:

$$I = \frac{b x^3}{3} + n A_{s2} (x - r_2)^2 + n A_{s1} (d - x)^2 \quad \text{Ec. II. 9}$$

Se obtienen las tensiones de trabajo del hormigón y del acero, que debían ser menores que las tensiones admisibles:

$$\sigma_c = \frac{Mx}{I} \quad \text{Ec. II. 10}$$

$$\sigma_{s1} = M n \frac{d - x}{I} \quad \text{Ec. II. 11}$$

$$\sigma_{s2} = M n \frac{x - r_2}{I} \quad \text{Ec. II. 12}$$

siendo:

- b Ancho de la sección
- h Canto de la sección
- n Coeficiente de equivalencia (Ea/Ec)
- A_{s2} Área de acero a compresión
- A_{s1} Área de acero a tracción
- r₂ Recubrimiento mecánico de la armadura de compresión

d	Canto útil ($h-r_1$)
x	Profundidad de la fibra neutra
M	Momento flector
I	Momento de Inercia de la sección incluida la armadura
f_{cd}	Tensión admisible del hormigón
σ_{s1}	Tensión admisible del acero a tracción
σ_{s2}	Tensión admisible del acero a compresión

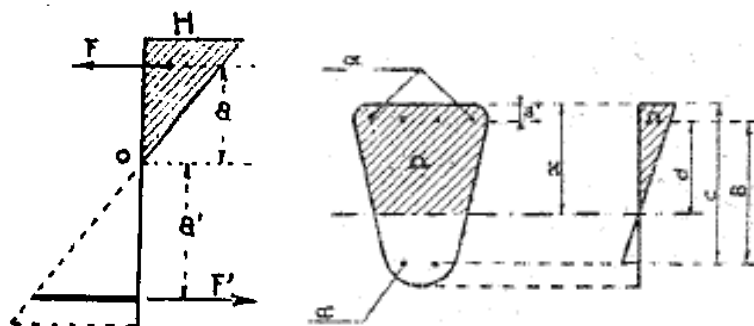


Figura II. 12. Distribución de tensiones en el hormigón (DGA, 1941)

Según la teoría clásica, si el material rebasaba la tensión admisible se consideraba que la pieza se agotaba. Para dimensionar una pieza a flexión era necesario fijar a priori las dimensiones de la sección y la cuantía de la armadura. A partir de estos datos, aplicando las ecuaciones *Ec. II. 8*, *Ec. II. 9* y *Ec. II. 11* se obtenían las tensiones de trabajo del acero y del hormigón debiéndose verificar que dichas tensiones eran inferiores a las tensiones admisibles. Este proceso era iterativo, hasta llegar a una solución económica y que cumpliera las exigencias de resistencia.

Para agilizar este proceso iterativo, los técnicos españoles se afanaban en confeccionar ábacos. En esta línea, anteriores a la redacción de la norma de 1939, aparecen ya en diversas revistas españolas (*Revistas de Obras Públicas*, *Revista Tecnológico-Industrial*, *Memorial de Ingenieros del Ejército*, *La Construcción Moderna*...) gran número de artículos destinados a explicar como se utilizaban estos ábacos. Así por ejemplo, en 1904, Seco de la Garza publica en *Memorial de Ingenieros* un artículo destinado a facilitar las sucesivas aproximaciones a la

solución más económica para la sección de hormigón y acero. Con las fórmulas de Considère construye varias tablas buscando “*siempre el constructor mecanismos o procedimientos de cálculo de más fácil empleo que las fórmulas teóricas, en general complicadas*” (Seco de la Garza, 1904a).

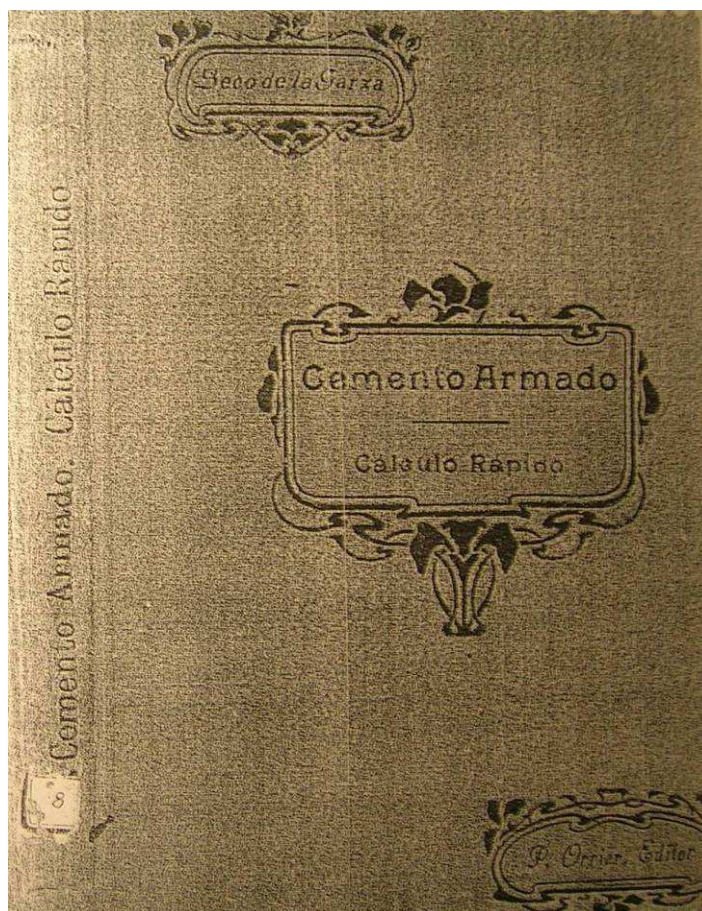


Figura II. 13 Carátula del libro “Cemento Armado. Cálculo Rápido”.
(Seco de la Garza, 1913)

El método gráfico que propone lo agrupa en función de los esfuerzos y tipos de piezas. Así establece una gráfica para barras curvas, otra para losas y otra para forjados con o sin vigas (Seco de la Garza, 1904b). En 1911 aprovecha y recopila todo estos artículos diseminados en la Revista de Obras Públicas en una única publicación titulada “Cemento Armado. Cálculo Rápido” (Figura II. 13), en la que

también enuncia diferentes soluciones propuestas por varios autores, como Monier y Hennebique.

CUADRO gráfico para calcular losas ó forjados de cemento, armadas con varillas redondas.

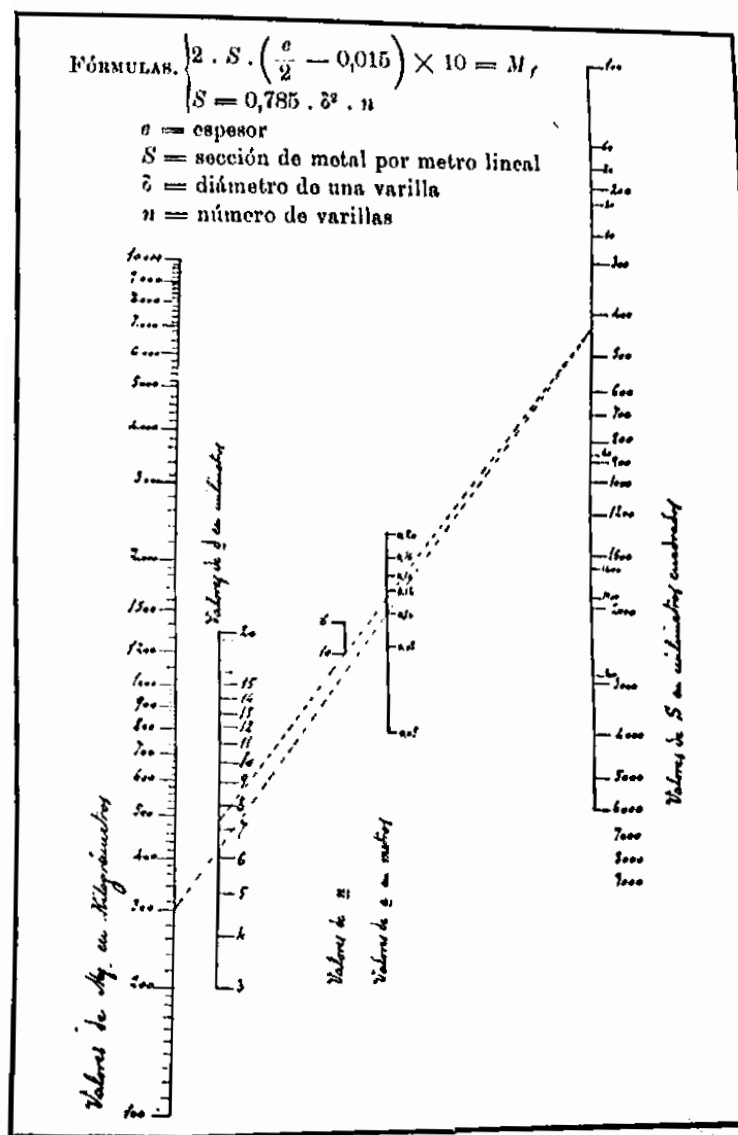


Figura II. 14 Gráfico para armar losas de hormigón armado. (Seco de la Garza, 1904.)

Otras de las propuestas son las aportadas por Monfort, Del Corro, Velo, Jamar, Candau,... elaborando tablas y ábacos para resolver la flexión compuesta y compresión (*Monfort, 1932; Angulo, 1933; Angulo, 1936*).

FLEXIÓN SIMPLE.- Momentos en metros-kilos resistidos por la sección de 1×1 cm. para $K = 0$

Cuantías.	r = 8	r = 10	r = 12	r = 15
0,001	0,011525	0,011384	0,011242	0,011145
0,002	0,022681	0,022517	0,022317	0,021993
0,003	0,033643	0,033369	0,033040	0,032546
0,004	0,044432	0,044144	0,043798	0,043279
0,005	0,055086	0,054645	0,054098	0,053321
0,006	0,065976	0,064576	0,062895	0,060374
0,007	0,076866	0,074329	0,071283	0,066718
0,008	0,087757	0,082883	0,077035	0,068262
0,009	0,098647	0,091437	0,082831	0,069807
0,010	0,106883	0,098138	0,088644	0,071903
0,015	0,135735	0,124174	0,098143	0,081492
0,020	0,148577	0,133299	0,106427	0,087465
0,030	0,166912	0,149320	0,116281	0,096542
0,040	0,179757	0,160973	0,123524	0,104621
0,050	0,184741	0,165067	0,130921	0,110034

Figura II. 15. Momento que resiste una sección de 1cm^2 solo con armadura de tracción. (Candau, 1936).

La tabla representada en la *Figura II. 15* (Candau, 1936), está confeccionada para flexión simple, con armadura asimétrica ($K = 0$), es decir, sólo de tracción. Cerca de la línea negra que atraviesa las columnas se obtiene la optimización de ambos materiales. (r: coeficiente de equivalencia)

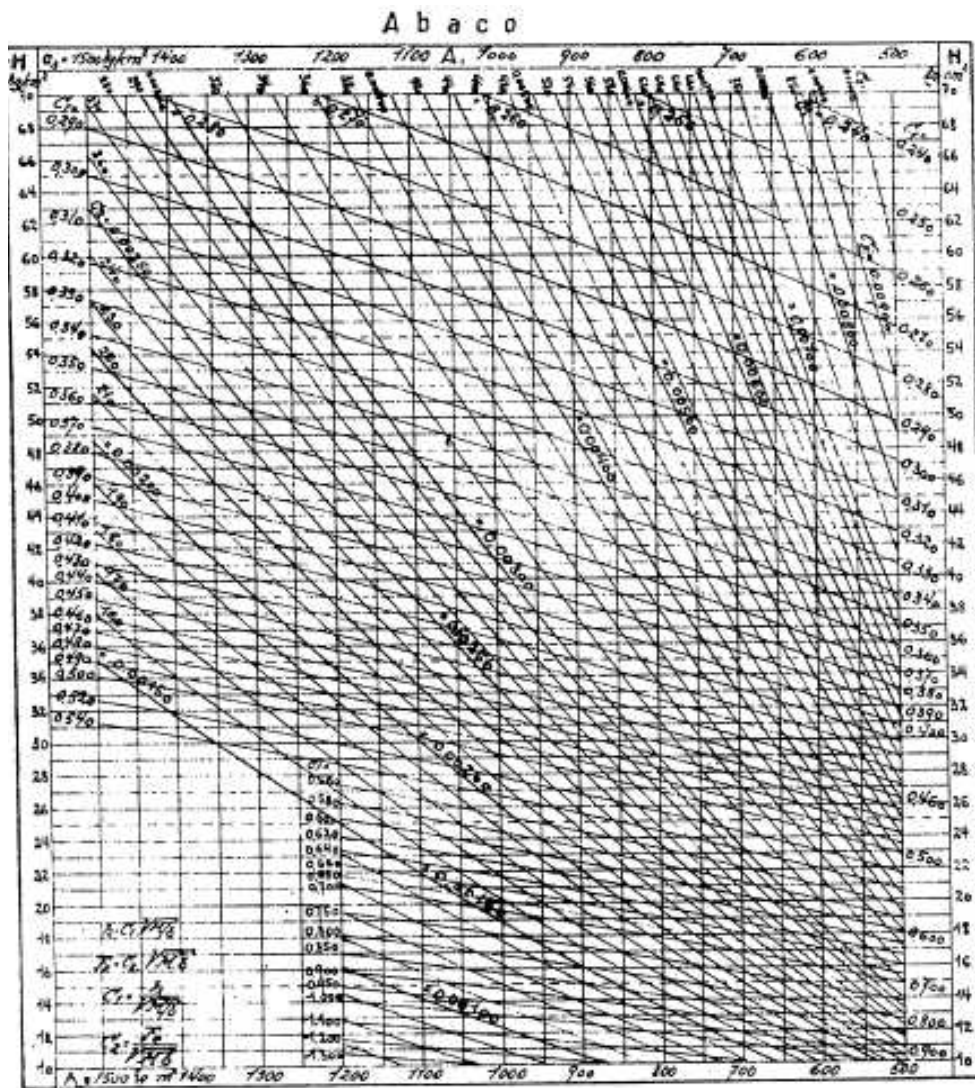


Figura II. 16 "Ábaco y cuadros para el rápido cálculo de resistencia de losas y vigas de hormigón armado" (Monfort, 1932)

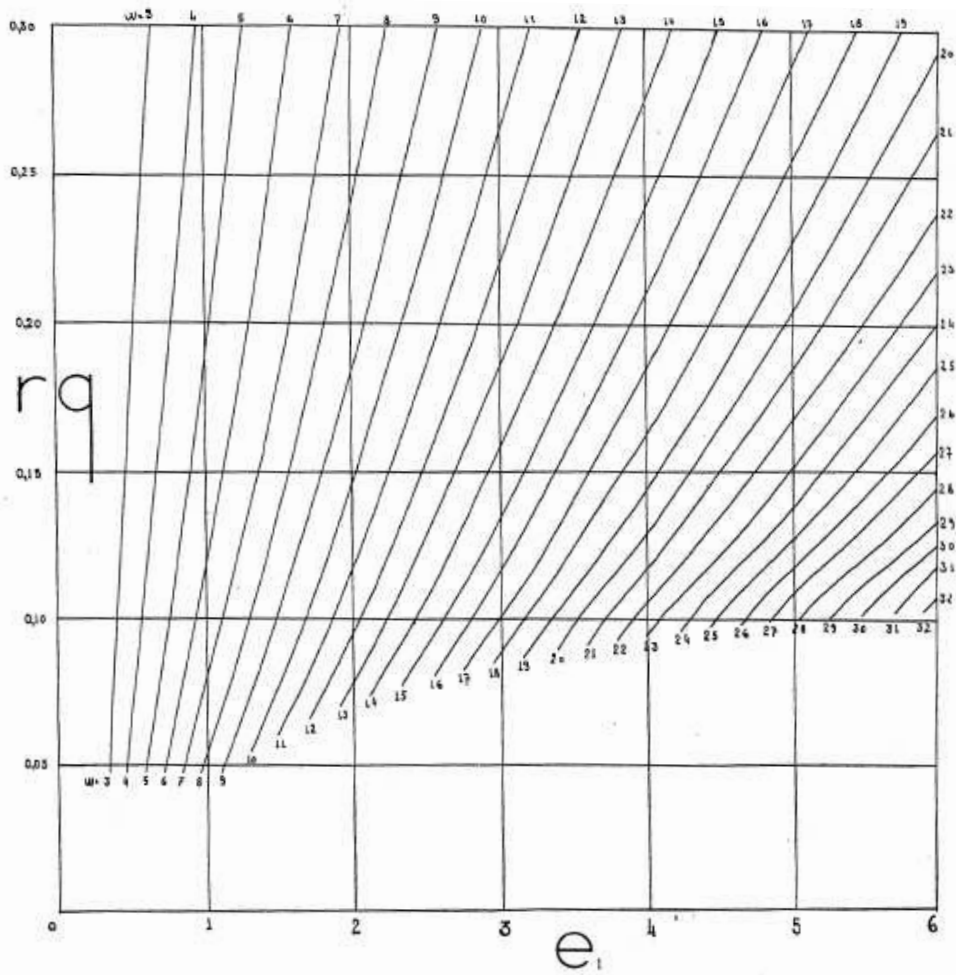


Figura II. 17 Hormigón Armado. Ábaco para el cálculo de piezas rectangulares a flexión compuesta. " (Angulo, 1933.)

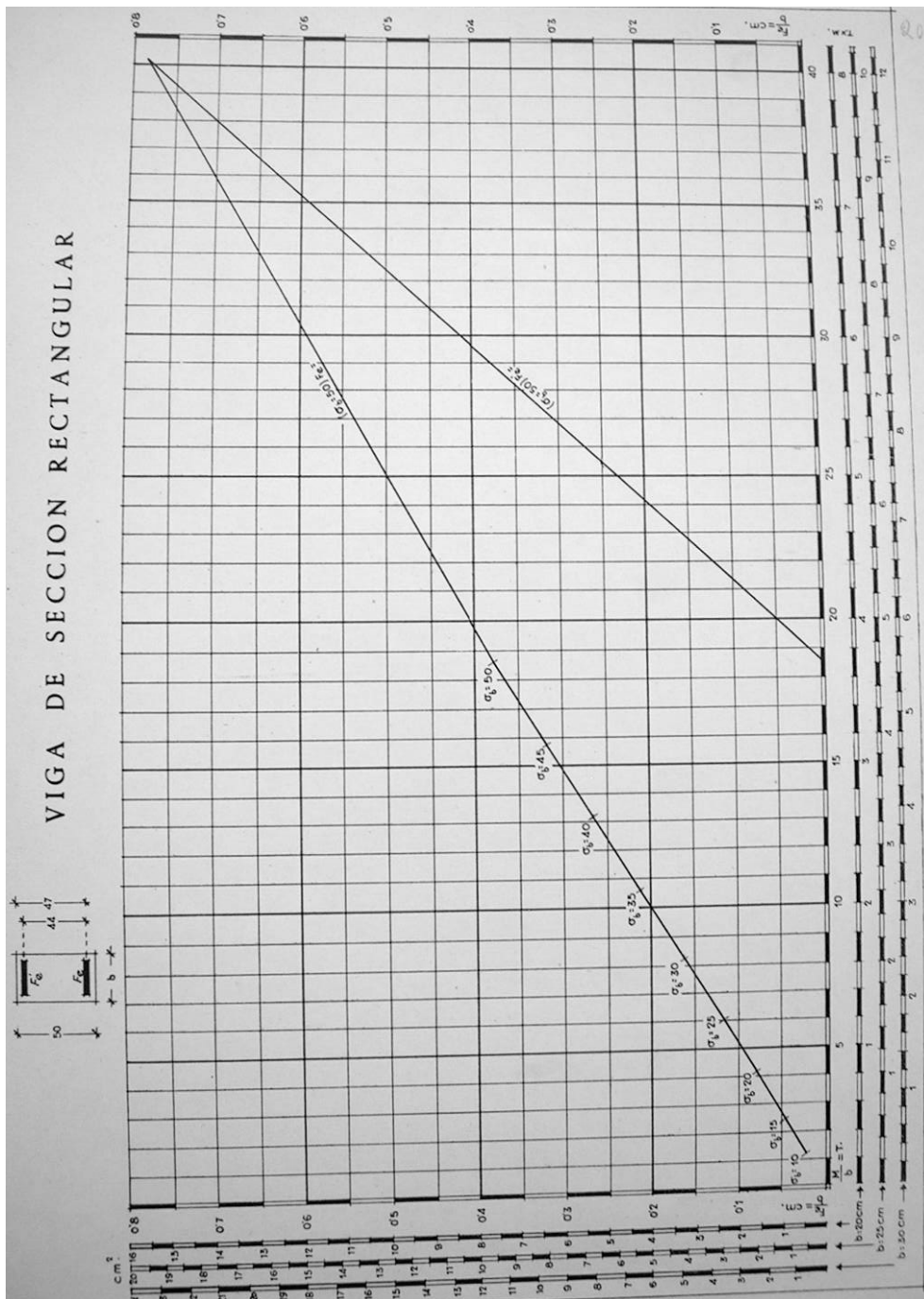


Figura II. 18. Ábaco para flexión simple en vigas (Corro, 1944).

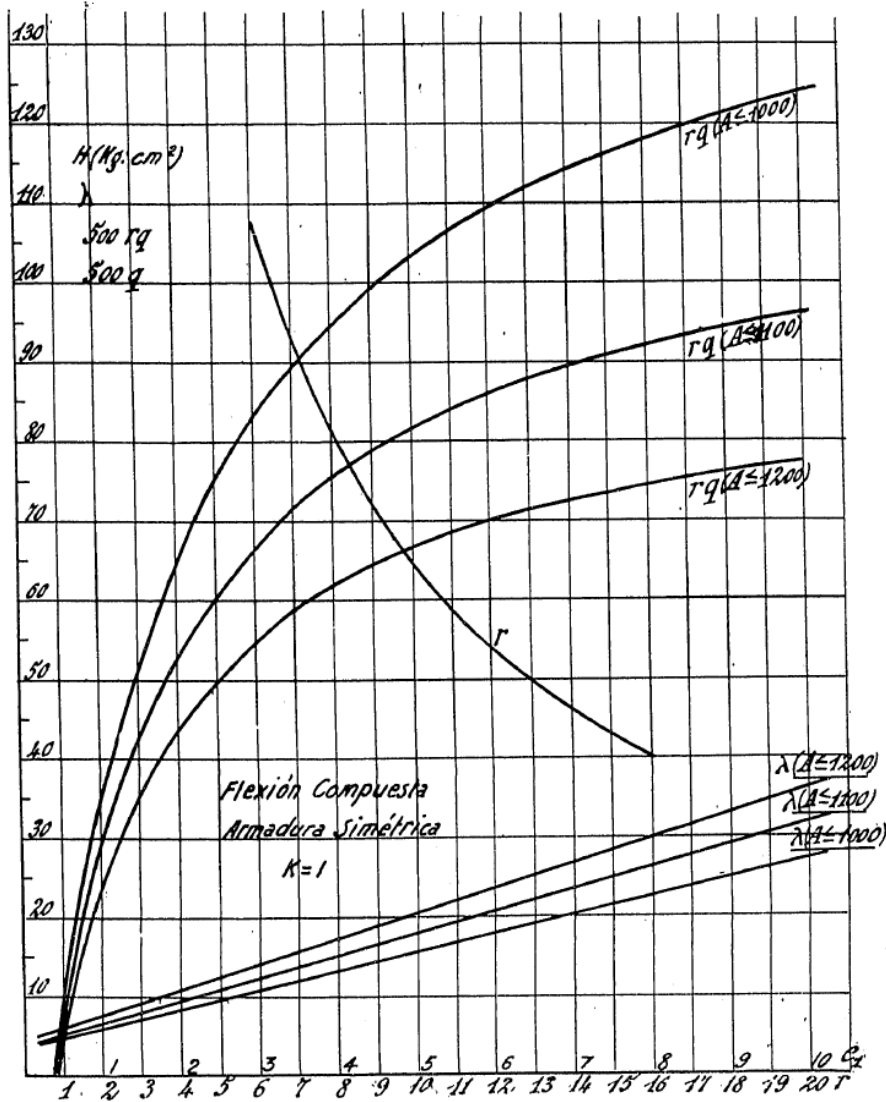


Gráfico 3

Figura II. 19 Hormigón Armado. Cálculo de flexión compuesta. (Velo, 1934)

3.2.3.b Pilares.

Las normas españolas de 1939 y de 1941 consideraban cuatro situaciones para armar pilares: pilares poco esbeltos o sin peligro de pandeo, pilares esbeltos o con peligro de pandeo, pilares zunchados con armadura elíptica y pilares sometidos a compresión compuesta con o sin peligro de pandeo. Dicha agrupación

coincide con la propuesta por la norma alemana del 32. No obstante, mientras que la norma de 1941 adopta los mismos criterios de cálculo de la norma alemana, la norma de 1939 opta por otro camino.

En lo referente a las disposiciones constructivas, como separación de armadura y separación de estribos, ambas normas españolas toman como referencia lo dictado en la norma alemana de 1932 (DIN-1045) que obligaba a una distribución mínima de estribos (

Tabla II. 16).

Tabla II. 12. Comprobación a pandeo.

Normativa	Compresión simple poco esbeltos; $\lambda = l/b_{\min} \leq 15$	Compresión simple esbeltos; $\lambda = l/b_{\min} > 15$
	MOP, 1939	$N = (b \cdot d + A_s \cdot n) \cdot f_{cd}$
DGA, 1941	$N = (b \cdot d + A_s \cdot n) \cdot f_{cd}$	$N' = \alpha N$ $\alpha = 1,00; \lambda = 15$ $\alpha = 1,25; \lambda = 20$ $\alpha = 1,70; \lambda = 25$ $\alpha = 2,45; \lambda = 30$ $\alpha = 3,40; \lambda = 35$

__Pilares sin pandeo. Para el cálculo de pilares sin peligro de pandeo y sometidas a compresión simple proponía las mismas expresiones que proponen las patentes y que quedan recogidas en la primera norma francesa. Tal y como indica Ribera a principios de siglo, existía uniformidad de criterios entre los técnicos a la hora de calcular los pilares sometidos a compresión simple:

“...creo que los constructores están de acuerdo sobre el procedimiento que conviene emplear para el cálculo de estos pilares” (Ribera, 1902)

Las expresiones que materializaban estos criterios eran:

$$N = \sigma_i \cdot bd \rightarrow \sigma_i = \frac{N}{bd} \quad \text{Ec. II. 13}$$

$$\sigma_i = \sigma_b(1 + n\phi) \quad \text{Ec. II. 14}$$

$$N = \sigma_b (1 + n\varphi)bd$$

Ec. II. 15

siendo:

- b ancho de la sección
- n E_a/E_c (coeficiente de equivalencia³³)
- d Canto útil ($h-r_1$)
- N Axil
- σ_i Tensión máxima de trabajo de la sección
- σ_b Tensión de trabajo del hormigón
- φ cuantía de acero; $\varphi = \frac{A_{stot}}{bd}$, se determina el valor en una tabla.

A través de los ábacos se obtenía la sección de hormigón en función de la excentricidad, la disposición de la armadura (simétrica, disimétrica, asimétrica), el coeficiente de equivalencia y la cuantía de armadura (Figura II. 20). Conocidas la carga máxima que puede actuar sobre el pilar, la sección del pilar y los coeficientes tensión admisible del hormigón y del hierro.

Compresiones en kilogramos resistidas por la sección de 1×1 cm. para $r = 15$ y $K = 0$								
e	q = 0,001	q = 0,002	q = 0,003	q = 0,004	q = 0,005	q = 0,008	q = 0,007	q = 0,006
0,00	43,848	44,496	45,144	45,792	46,440	47,088	47,736	48,384
0,25	16,459	16,701	16,950	17,160	17,309	17,431	17,536	17,620
0,50	6,556	8,309	9,064	9,593	9,948	10,238	10,515	10,756
0,75	3,018	4,157	5,753	6,504	7,018	7,332	7,561	7,762
1,00	1,887	3,359	4,261	4,861	5,303	5,648	5,891	6,110
1,50	1,064	1,951	2,755	3,325	3,722	3,941	4,124	4,278
2,00	0,678	1,424	1,963	2,440	2,784	3,022	3,156	3,304
2,50	0,485	0,900	1,411	1,914	2,260	2,498	2,597	2,706
3,00	0,416	0,825	1,234	1,648	1,892	2,067	2,157	2,253
4,00	0,296	0,585	0,874	1,166	1,408	1,571	1,662	1,738
5,00	0,241	0,474	0,711	0,945	1,142	1,267	1,329	1,391
6,00	0,195	0,380	0,563	0,755	0,929	1,059	1,117	1,164
10,00	0,116	0,229	0,341	0,451	0,556	0,631	0,679	0,712

Figura II. 20 Cuantías para pilares en compresión simple. ($K = 0$, Pieza asimétrica, sin armadura de compresión; Cerca de la línea optimización de ambos materiales; $r = E_a/E_c$). (Candau, 1936)

___ Pilares con pandeo. En 1902 Ribera consideraba erróneamente que las piezas de hormigón armado no podían sufrir pandeo:

³³ El coeficiente de equivalencia, n, es igual a 15 para cementos ordinarios, es decir, los más habituales.

“Como el hierro empotrado en el hormigón no puede tener flexión, pues que además del empotramiento total, quedan las barras sujetas por las ligaduras de alambre, no hay que tener en cuenta la altura de las columnas, como ocurre generalmente.”

Por el contrario, Zafra (Zafra, 1923) consideraba que eran de temer efectos de pandeo incluso cuando la carga en pilares se considera centrada, debido a las imperfecciones en la ejecución. Para prever y evitar posibles problemas, propuso dividir los pilares en tres grupos: interiores, de fachada y de esquina. Según la situación en la que se encontraba, de entre estas tres, aumentaba las cargas. Aumenta la carga estimada en los cálculos multiplicando por un coeficiente que penalizaba más al de esquina, aumentando un 66% más la carga, y menos al interior, aumentando un 25% más de carga.

En 1933, Peña Boeuf (Peña, 1933) propuso seguir las indicaciones manejadas en las diversas normas extranjeras que seguían las indicaciones de Euler. Éstas consideraban que se debía aumentar la carga en función de la esbeltez de la pieza. Así, para los pilares con esbeltez geométrica mayor de 15, se calculaba la sección de hormigón y acero para la carga crítica:

$$P' = \alpha \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad \text{Ec. II 16}$$

siendo α un coeficiente en función de las condiciones de apoyo.

La Instrucción española de 1939 toma esta misma expresión, pero considerando que las piezas están biarticuladas, con lo que $\alpha = 1$, y la expresión se simplifica a:

$$P' = \frac{10EI}{l^2} \quad \text{Ec. II 17}$$

La norma de la DGA para pilares con peligro de pandeo aumenta el valor de la carga multiplicándolo por un valor que vendrá dado en función de la esbeltez, los mismos que recoge la DIN 1045 de 1932 (Tabla II. 12). La Instrucción de 1939 utiliza la expresión de Euler y la norma de 1941 utiliza la propuesta por la norma alemana de 1932. La expresión de Euler, y por tanto la Instrucción de 1939, es un poco más restrictiva que la alemana, dado que una esbeltez de 16 según la norma de Euler equivale a una esbeltez de 18.

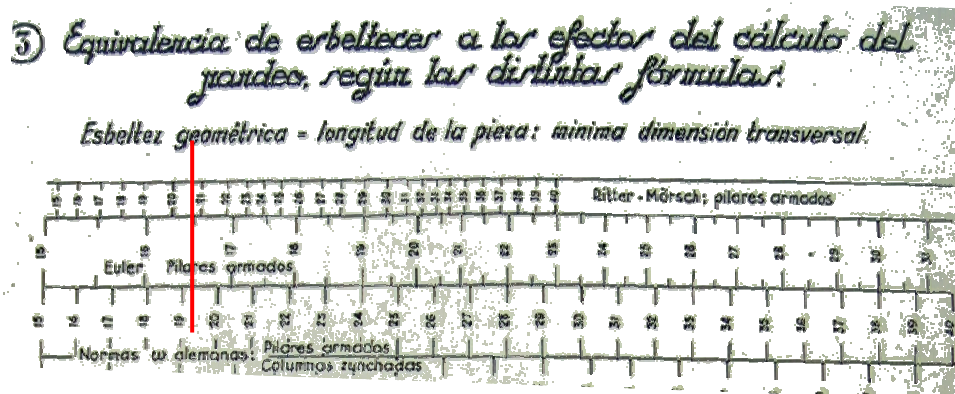


Figura II. 21. Equivalencia de esbelteces según las distintas fórmulas.
(Tirado, 1942)

—El pilar zunchado. El pilar zunchado es la mayor aportación de Considère. Armar un pilar de hormigón con una armadura transversal muy abundante confería a la pieza una mayor resistencia a compresión y este efecto se observó ya desde la aparición de las patentes. La norma del MOP consideraba que este efecto se puede dar en un pilar de hormigón armado con sección cualquiera siempre que vaya con una armadura helicoidal circular (Figura IV. 22).

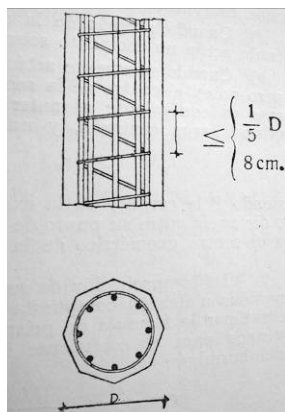


Figura II. 22. Pilar zunchado. Norma de 1941. (DGA, 1941)

Debido a la escasez de hierro durante la posguerra, este tipo de pilar no fue muy usado en obras sencillas, llegando incluso a prohibirlo en la norma de la DGA “Temporalmente, mientras el decreto de restricciones esté en vigencia, se prohíbe el empleo de soportes con armadura helicoidal (zunchado)” punto 8.c) del decreto del 11 de marzo de 1941.

3.2.4. DIMENSIONAMIENTO A CORTANTE

Las dos normas españolas proponen soluciones de armadura de cortante distintas para pilares y elementos a flexión. Mientras que para pilares prescriben unos mínimos, para vigas plantean un procedimiento algo más laborioso.

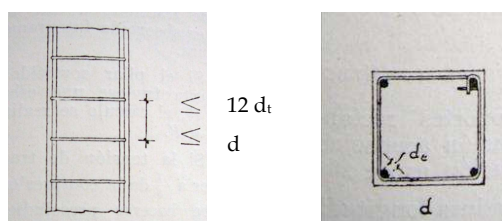


Figura II. 23. Disposiciones de la armadura transversal en pilars.
(DGA, 1941)

La Instrucción de 1939 no contempla la posibilidad de que el esfuerzo de cortante sea absorbido conjuntamente por el hormigón y el acero en los elementos a flexión. A consecuencia de ello aparecen dos comprobaciones en paralelo. Por una parte, verificar que el hormigón sólo resiste el esfuerzo cortante ($V_d \leq V_{cu}$), y en caso contrario, armar la viga con estribos y/o barras levantadas para resistir la totalidad del esfuerzo cortante ($V_d \leq V_{slév} + V_{st}$). En el caso de que el hormigón sólo resistiera dicho esfuerzo sólo sería necesaria la armadura mínima de estribos.

En cambio, la norma de 1941 daba la opción de diseñar la viga de forma que el esfuerzo cortante (Figura II. 25) fuese absorbido por la acción conjunta del hormigón y de la armadura ($V_d \leq V_{cu} + V_{slév} + V_{st}$). Aunque también se podía dimensionar igual que la Instrucción de 1939. En cualquier caso, si el hormigón sólo resistía el esfuerzo cortante también sería necesaria una mínima armadura de estribos.

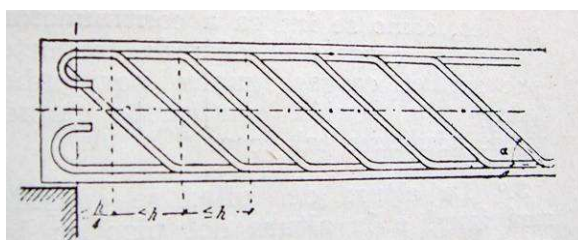


Figura II. 24. Separación máxima de las barras levantadas según la norma de 1941 (DGA, 1941).

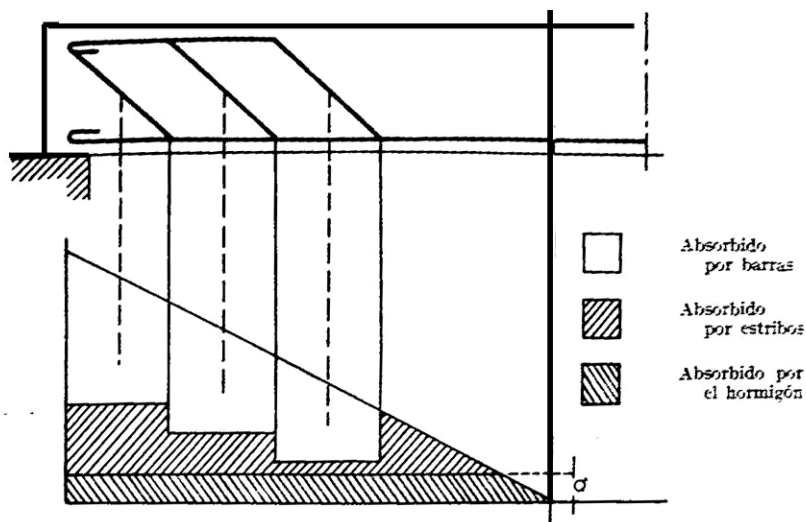


Figura II. 25. Reparto del esfuerzo de cortante según la norma de 1941 (DGA, 1941).

Para resolver el esfuerzo cortante en piezas a flexión, en ambas normas se precisa primero averiguar la carga unitaria tangencial, τ_0 , en función del esfuerzo de corte dividido por el producto del ancho de la pieza por el brazo mecánico. Es decir, aplicar la fórmula de la Mecánica como ya definió Mörsch a principio de siglo (Mörsch, 1902)³⁴.

$$\tau_0 = \frac{V}{bz} \quad \text{Ec. II. 18}$$

siendo:

- b Ancho de la sección
- τ_0 Tensión tangencial unitaria
- z Brazo mecánico
- V Cortante solicitación.

Una vez conocida la tensión unitaria de cortante, τ_0 , en piezas a flexión, se comparaba con el valor de la tensión admisible de corte del hormigón (Tabla II. 13).

³⁴ Según la norma francesa de 1925 para el cálculo de estas armaduras se actuará como si se tratase de "treillis métallique" (celosía metálica) que sólo trabajan a tracción. Para compensar la escasa atención que en las normativas francesas anteriores a la de 1925 se le hace a la armadura transversal, esta actualización francesa dedica dos artículos a las armaduras transversales. Algunos autores españoles, como Martín de la Escalera, pensaban que se le dio una *desmesurada importancia a la armadura de cortante*.

Si la tensión unitaria estaba por debajo de la admisible, no hacía falta colocar armadura. Según la Instrucción de 1939, si la tensión unitaria superaba este valor (Tabla II. 13), pero era inferior a 1/10 de la carga de rotura del hormigón en compresión, se calculaba el área de acero (cercos y armadura levantada) que se necesitaba para absorber dicho esfuerzo sin tener en cuenta la contribución del hormigón. Por último, si la tensión unitaria de corte era mayor que 1/10 de la carga de rotura a compresión, se aumentaba la sección de la pieza hasta verificar que $\tau_o \leq 1/10 R_c$.

Tabla II. 13. Valor límite de la tensión τ_o (kg/cm²) para la determinación de la armadura de corte.

	(kg/cm ²)	No armadura	Armadura transversal	Incrementar sección
MOP, 1939		$\tau_o \leq 0,5 R_c^{2/3}$	$0,5 R_c^{2/3} < \tau_o \leq 1/10 R_c$	$\tau_o > 1/10 R_c$
DGA, 1941	$120 < R_c < 160$	$\tau_o \leq 4$	$4 < \tau_o \leq 14$	$\tau_o > 14$
	$R_c > 160$	$\tau_o \leq 6$	$6 < \tau_o \leq 16$	$\tau_o > 16$

La norma de la DGA, adopta el mismo criterio, con la salvedad de que los valores límite en vez de definirse en función de la resistencia a compresión del hormigón tomaban unos valores fijos coincidentes con los recogidos en la norma alemana de 1932 (Tabla II. 13). Resulta, pues, un procedimiento muy similar en ambas normas españolas para armar frente a cortante. Además, los valores límite en ambas normas son muy similares (Tabla II. 14).

Tabla II. 14. Valor límite de la tensión τ_o (kg/cm²) para la determinación de la armadura de corte en hormigones de 120 kg/cm² y de 160 kg/cm²

	(kg/cm ²)	No armadura	Armadura transversal	Incrementar sección
MOP, 1939	$R_c = 120$	$\tau_o \leq 4,05$	$4,05 < \tau_o \leq 12$	$\tau_o > 12$
	$R_c = 160$	$\tau_o \leq 4,91$	$4,91 < \tau_o \leq 16$	$\tau_o > 16$
DGA, 1941	$R_c = 120$	$\tau_o \leq 4$	$4 < \tau_o \leq 14$	$\tau_o > 14$
	$R_c = 160$	$\tau_o \leq 6$	$6 < \tau_o \leq 16$	$\tau_o > 16$

Según la norma de 1941, los estribos deben abrazar la armadura de tracción y compresión³⁵ la separación de los estribos máxima en las vigas. Los diámetros de la los estribos variaban de 5Ø a 8Ø.

La máxima separación permitida para los estribos cerca de los apoyos podía ser igual a la mitad de la altura de la viga, mientras que en la zona central, podían ser igual a su altura; es decir, más juntos en los apoyos y más separados en el centro. Era obligatorio disponer estribos, aún cuando según el cálculo no fueran necesarios, para asegurar la unión entre el bloque de hormigón traccionado y el comprimido. La máxima separación para los estribos fijada por la Instrucción de 1939 coincide con la norma establecida de 1941.

En el caso de que el cortante fuese absorbido por armadura transversal, la Instrucción de 1939 proponía que en una longitud igual al brazo mecánico las armaduras debían ser capaces de absorber el cortante según la expresión *Ec. II. 19* :

$$V \leq \frac{\sum f_{yd} A_{slev}}{\sin \alpha} + \frac{\sum f_{yd} A_{st}}{\sin \alpha} \quad \text{Ec. II. 19}$$

siendo:

- V Cortante solicitación
- α Ángulo que forma la armadura levantada con el eje longitudinal
- f_{yd} Tensión admisible del acero
- A_{slev} Área de una barra levantada

Esta expresión es la misma que recoge la norma de 1941 para el caso en que el cortante se absorba únicamente con armadura levantada (*Ec. II. 20*)³⁶ con un ángulo de 45° y una separación igual al brazo mecánico:

$$V_{su,lev} = \frac{z f_{yd} A_{slev} \sqrt{2}}{s_{lev}} \quad \text{Ec. II. 20}$$

siendo:

³⁵ En caso de que no exista esta última se colocan diámetros del 8 ó del 10, que no se tendrán en cuentan para el cálculo.

³⁶ En el caso que la armadura levantada sola absorbiera el esfuerzo cortante, la expresión es la misma que la propuesta por la Instrucción de 1939. La Instrucción de 1939 propone la expresión para cualquier ángulo que pueda formar la barra con el eje longitudinal.

z	Brazo mecánico ($z=h$, vigas biapoyadas; $z=0,8h$, el resto de casos)
$V_{su,lev}$	Fuerza de las barras levantadas a 45°
s_{lev}	Separación entre barras levantadas
f_{yd}	Tensión admisible del acero
$A_{s,lev}$	Área de las barras levantadas

Tabla II. 15. Cálculo de capacidad mecánica de la armadura levantada a 45° separada una distancia igual al brazo mecánico

MOP, 1939	$V \leq V_{lev} = \frac{\sum f_{yd} A_{slev}}{\sin \alpha}$	$\frac{f_{yd} A_{slev}}{\sin 45}$	$1,41(f_{yd} A_{slev})$
DGA, 1941	$V \leq V_{su,lev} = \frac{z f_{yd} A_{slev} \sqrt{2}}{s_{lev}}$	$\frac{z f_{yd} A_{slev} \sqrt{2}}{z}$	$(f_{yd} A_{slev}) 1,41$

La expresión propuesta por la norma de 1941 para obtener la separación de estribos (Ec. II. 21) es muy similar a la propuesta en la actual Instrucción. La separación era un 10% mayor según la norma de 1941, dado que en la expresión de la actual Instrucción se multiplica por 0,9d, en vez de por d.

$$s_t = \frac{d f_{yd} A_{st}}{V} \quad \text{Ec. II. 21}$$

siendo:

d	Canto útil ($h-r_1$)
V	Cortante solicitación (del que se puede descontar la parte absorbida por el hormigón y por las armaduras levantadas)
s_t	Separación de los estribos
f_{yd}	Tensión admisible del acero
A_{st}	Área de cada estribo

Para la comprobación a cortante en pilares sólo se daban unos criterios sencillos, que consistían en el cálculo de la separación de los estribos. Ambas normas españolas fijan lo mismos que la norma alemana de 1932 (

Tabla II. 16).

Tabla II. 16 Separación y diámetro de estribos para pilares

	Instrucción de 1939	Norma de 1941
Separación	$s < 12\phi$ longitudinal $s < b_{\min}$ (lado mínimo de sección)	$s < 12\phi$ longitudinal $s < b_{\min}$ (lado mínimo de sección)
Diámetro	$\phi_{st} > 1/16 \phi$ longitudinal Cuantía mínima arm. Transversal de 2‰.	ϕ_{st} : 5-10mm, y abrazaran la armadura longitudinal.

3.2.5. ANCLAJES Y EMPALMES

Como dispositivos de anclajes, la instrucción de 1939 proponía: por solape en prolongación recta, por gancho en semicircunferencia, por gancho envolviendo una barra de diámetro igual o superior, por patilla en ángulo recto y por soldadura. De estos cinco dispositivos de anclaje la norma de la DGA recoge cuatro y descarta el anclaje por gancho en semicircunferencia por exigir mayor diámetro de doblado, y por tanto mayor espacio.

La Instrucción de 1939 propone hacer el empalme mediante soldadura, manguito o solape, siendo el solape el más habitual. Se exigía que para empalmar dos barras lisas la longitud del empalme fuese como mínimo de 25 veces el diámetro y que las barras se ataran con alambre terminando los dos extremos en gancho. Esto mismo se dictaba en la última versión de la norma Suiza, anterior a la publicación de la instrucción española. Para los empalmes, la Norma de 1941 era más estricta, exigiendo que la longitud de empalme midiese como mínimo 40 diámetros, medida heredada de los primeros manuales españoles sobre el hormigón armado (Gallego, 1919).

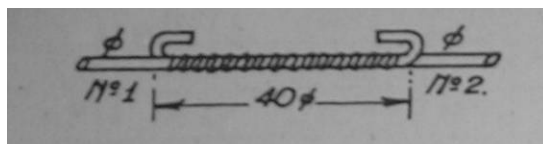


Figura II. 26. Detalle de solape de armado según la Norma de 1941.

3.2.6. OTROS ELEMENTOS

3.2.6.a Elementos superficiales a flexión

De los elementos superficiales a flexión, la instrucción de 1939 recoge las placas sustentadas en su contorno, sean circulares o rectangulares y las placas continuas sobre apoyos aislados. La DGA agrupa los tipos de forjados en placas fungiformes o suelos nervados, de los que primero define cómo calcular los momentos flectores y después las condiciones para la construcción de cada tipo de forjado.

Ambas normas, aunque con traducciones distintas, se inspiran en lo descrito en la norma alemana de 1932. Toma los mismos momentos de empotramiento y las mismas consideraciones constructivas, como canto útil de la losa, etc.

3.2.6.b Cimentaciones

Las cimentaciones no se tratan en la norma francesa de 1925 ni en la alemana de 1932, aunque si describen algún detalle sobre macizos de hormigón (art.29.4, DIN-1045 de 1932). Las consideraciones que se recogen en las dos normas españolas son muy similares y se asemejan a los tipos de cimentación descritos en el tratado de Jalvo de 1903. Define detalladamente como construir macizos bajo muro y zapatas en masa en forma de pirámide.

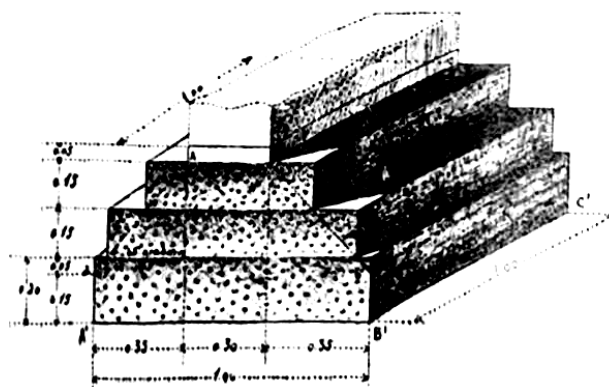


Figura II. 27. Tipo de cimentación en masa en tronco de pirámide (Jalvo, 1903)

3.3. EJECUCIÓN Y CONTROL

No existen muchas diferencias entre las directrices recogidas en las primeras normas de los distintos países sobre la ejecución, dado los pocos avances que se había producido en la técnica de la construcción con hormigón armado, salvo en la dosificación. No obstante, sí encuentra varias mejoras sustanciales que facilitan y mejoran la ejecución del mismo.

El primer cambio sustancial afecta a la forma de obtener la dosificación del hormigón. En un principio bastaba con fijar una cantidad mínima de cemento, medida en peso, para unas cantidades de arena y grava, medidas en volumen y que generalmente no variaban, a la que se añadía el agua paulatinamente para conseguir la consistencia adecuada. Frente a esta postura, gracias a las investigaciones de Füller, Bolomey y Abrams en la segunda década del siglo pasado, se pasó a dar mayor importancia a la relación agua/cemento y a la importancia de la humedad de los áridos, sobretodo de la arena.

“La influencia de la cantidad de agua no es muy grande; hay una proporción óptima, a igualdad de riqueza, composición del árido, apisonado, etc., que da el máximo de resistencia, disminuyendo ésta más rápidamente cuando la proporción es escasa que usando sobrada. El exceso de agua produce más bien un retraso en el desarrollo de la resistencia, que, en largo período, tiende a igualarse con la máxima” (Zafra, 1923).

De ello se desprende que no era muy partidario de la consistencia seca, porque daba peores resistencias que una con más agua, por la difícil compactación y puesta en obra.

Otro cambio que mejoró la homogeneidad de la mezcla fue la aparición de las hormigoneras para el amasado, que se conocían y distribuían en España desde principio de siglo, como la Roll (*Figura II. 28*) o la Schlosser. Esta maquinaria no estaba al alcance de cualquier obra. Así pues, para obras de poca importancia, aquellas que manipulaba como máximo unos 20 metros cúbicos de hormigón al día, se hacía el amasado generalmente a mano, confección a brazo (*Palomar, 1934*).

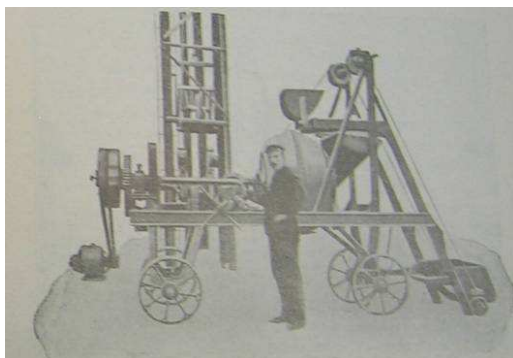


Figura II. 28. Hormigonera Roll. (Gallego, 1918).

Con la dosificación fijada y el amasado listo, el siguiente cambio relevante que se produce en los años anteriores a 1939 en la técnica del hormigón armado afecta a la forma de compactar la masa. La aparición de los vibradores, ya fuera de superficie, internos o de mesa de sacudidas, suponen una mejora muy sustancial en el aumento de la resistencia del material con las mismas proporciones de componentes básicos. Pero este adelanto, que irrumpe en las revistas técnicas españolas a principios de la década de los treinta, le costará desplazar a la barra o picota como medio de compactación. Una vez más, en las obras de poca importancia este medio de compactación brillará por su ausencia, más aún si tenemos en cuenta el hecho de que en la normativa para edificación ni siquiera contempla este nuevo método de compactación.



Figura II. 29 Ilustración de compactación con vibrador. (Vilagut, 1931).

Otra destacable mejora fue la formación de los operarios encargados de la ejecución del hormigón. En los inicios de la expansión del hormigón en la península uno de los inconvenientes que le achacaban al nuevo material era la falta de obreros formados en la técnica de ejecución del hormigón armado. Queja a la que Mauricio Jalvo responde argumentando que era *“tan sencillo el sistema, que no necesita aprendizaje, cualquiera lo hace, aunque no tenga oficio alguno, basta con que dirija un encargado práctico y éstos aprenden pronto teniendo, como es natural, algunos conocimientos. Nosotros hemos construido la mayor parte de nuestras obras, con chicos de 14 a 16 años que lo hacen muy bien, porque trabajan con gusto.”* (Jalvo, 1903).

Con la nueva técnica aparece nuevo personal de obra. Además del encargado³⁷, el cual debía *“tener los suficientes conocimientos técnicos para entender los planos de obra, los prácticos, de haber hecho algunas obras de hormigón armado, ocupando categoría inferior y algo de contabilidad para llevar las cuentas de la obra”*, aparecían las figuras del *Armador de moldes*³⁸, *Capataz de fabricación* de la mezcla y *Capataz de colocación* en obra. Estos últimos tenían como subordinados a los porteadores, encargados de llevar el hormigón amasado, a los hormigoneros, encargados del amasado del hormigón, y a los tiradores, aquellos que debían colocarlo en obra.

Estos puestos, a medida que avanzaba la tecnología, fueron sustituidos por maquinaria más rápidamente en obras en las que se manejaban grandes volúmenes de hormigón y de forma mucha más lenta en obras de pequeña importancia.

³⁷ *“...en España hay pocos que puedan servir para encargado, es preciso, pues, a los directores educar la gente para este nuevo oficio, escogiendo, no entre los encargados de obras actuales, apegados a rutinas y malas prácticas difíciles de abandonar, ni entre los que tienen miedo a mancharse las manos o la ropa[...]. Como deber moral importante es no abandonar nunca precauciones cuando construya, el peligro del hormigón armado está en la confianza de los encargado, hacen obras, hacen variaciones, disminuyen las dimensiones de los hierros, la cantidad de Pórtland en metro cúbico y ven que no ocurre novedad...”*

³⁸ *“Se asemeja mucho este oficio al de carpintero de armar, pero no estaría bien aplicado este nombre al que construye los moldes o cimbras para tirar hormigón armado. La misión que desempeña es de la mayor importancia; de él depende el buen aspecto de la construcción...”*

3.3.1. MATERIALES

3.3.1.a Áridos.

Para definir los requisitos que deben cumplir los áridos ambas normas españolas recogen los mismos criterios que aparecen en la norma alemana de 1932.

De los áridos, arenas y gravas, triturados provenientes de yacimientos naturales destaca que no contengan demasiadas sustancias nocivas (limos, arcillas, carbones, etc), y que las propiedades del árido deben ser iguales o superiores a las exigidas para el hormigón. El tamaño máximo de árido tenía que medir como máximo un $\frac{1}{4}$ del menor espesor de la pieza, y sólo se permitía que el 10% del árido no pudiera pasar por la separación de las barras.

3.3.1.b Agua

Las cualidades que debía reunir el agua de amasado según la Instrucción de 1939 son más exigentes que las que aparecían reflejadas en las normas extranjeras. Tanto la norma francesa como la alemana se limitaban a definir que el agua utilizada para amasar el hormigón fuera potable que no estuviera sucia y que *“no contenga sustancias perjudiciales que puedan alterar el fraguado”* (Jalvo, 1903). La Instrucción española además cuantifica en qué proporción y qué sustancias serían dañinas. El motivo de esta mayor precisión en la definición del tipo de agua aceptable para el amasado reside en la escasez de agua potable y la abundancia de aguas malas que caracteriza a nuestro país, y por ello se abre el abanico de las posibles aguas para el amasado, pero con unos ciertos límites. Esta problemática ya en 1933 Peña Boeuf la señalaba tras unos experimentos realizados sumergiendo probetas con diferentes tipos de cemento en el agua del río Tinto y del río Oriel (Huelva), ambos con aguas muy corrosivas. Al cabo de un mes sólo quedaba una masa jabonosa alrededor de las armaduras. (Peña, 1933).

3.3.1.c Cemento

La Instrucción de 1939 y la norma de 1941, para definir las características que debían reunir los cementos remitía al “Reglamento de Recepción de conglomerantes hidráulicos” (Orden del 10 de noviembre de 1930).

Los cementos más comunes, como ya apuntaba Ribera a principio de siglo, eran los cementos de portland puro: “En cuanto a los cementos utilizar sólo cementos portland artificiales de primera calidad, no aquellos que siendo artificiales están mezclados con escorias de alto horno y cal, vulgarmente llamados cementos laitiers, inconvenientes desigualdad y lentitud de endurecimiento pueden determinar peligrosos resultados” (Ribera, 1902). Aunque se fabricaban cementos con adiciones no tenían muy buena acogida entre los técnicos españoles, a diferencia de otros países, porque se pensaba que reducían la resistencia del hormigón, como ya dejó claro Zafra en su tratado (Zafra, 1911). No obstante, ello era debido a que con las adiciones se necesita un mejor curado y si no se garantizaba podrían dar peores resultados que con los cementos puros (Figura II. 30).

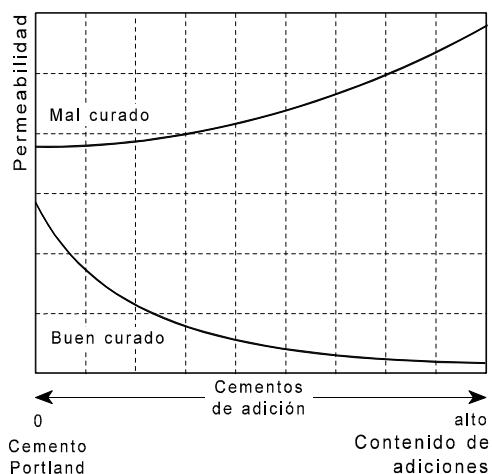


Figura II. 30. Influencia de la cantidad de adiciones en función del curado (Apuntes Construcción 3, 2000)

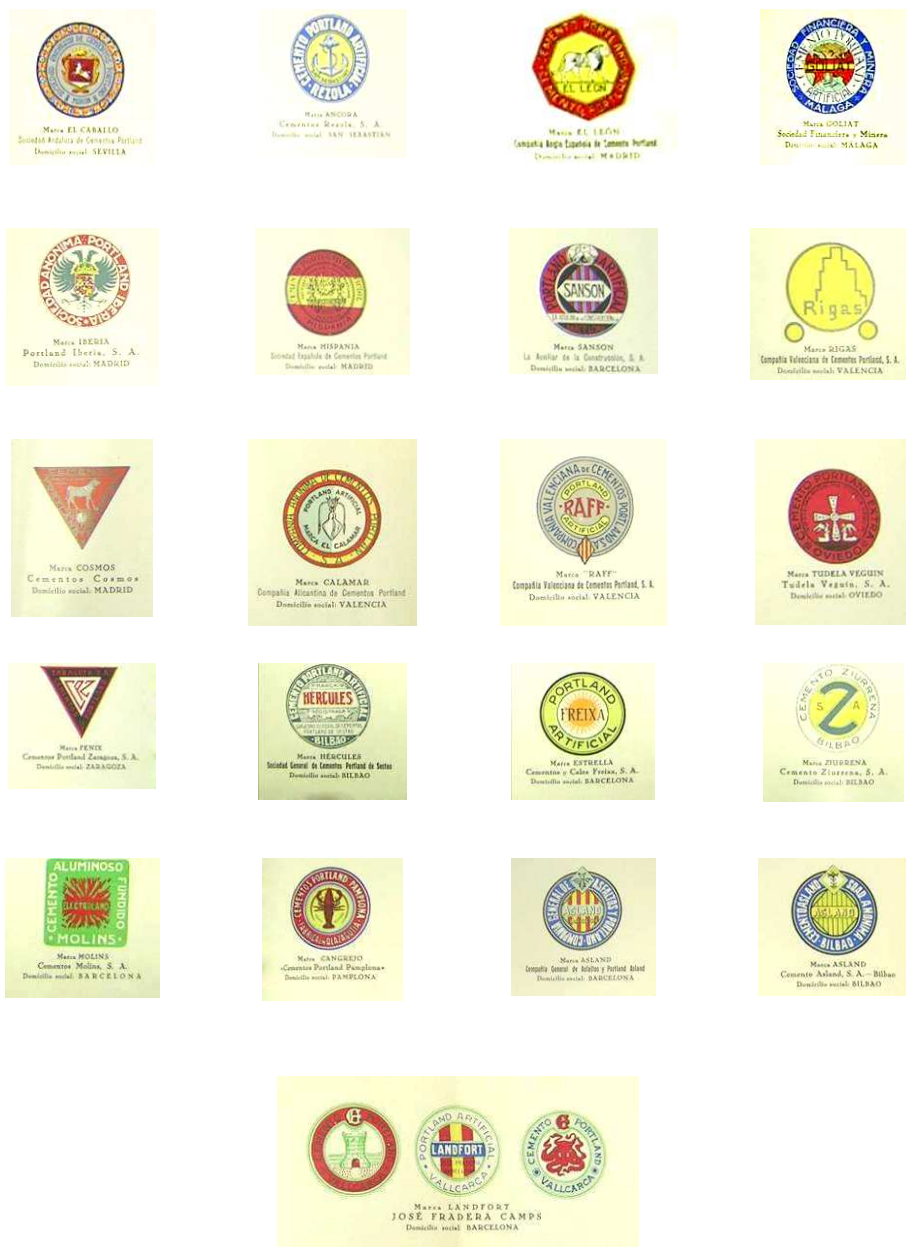


Tabla II. 17. Sellos de las Fábricas de 1930. (Cemento-Hormigón, 1930.)

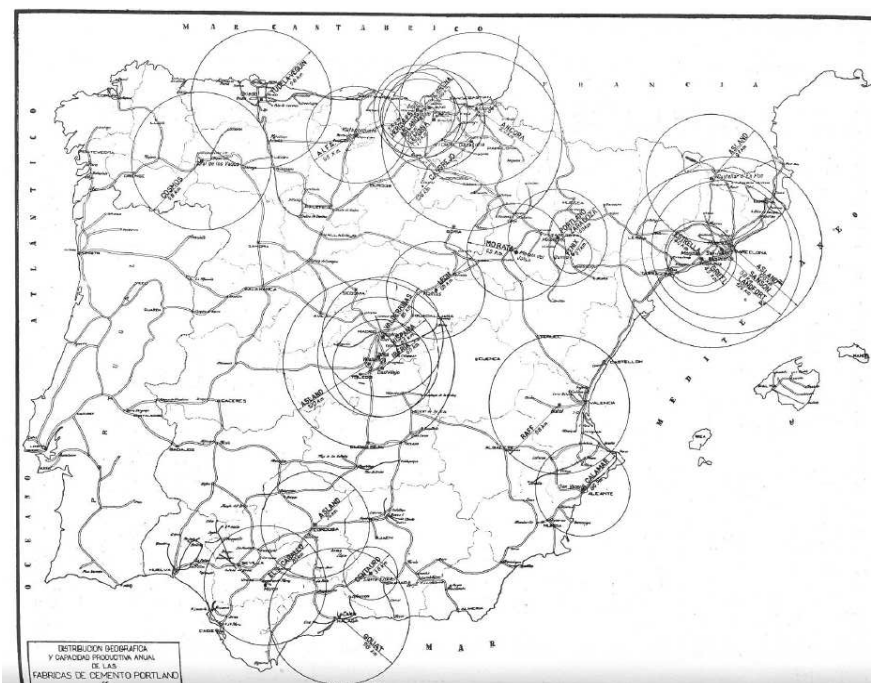


Figura II. 31. Situación de las fábricas de cemento en España en 1934.
(Cemento- Hormigón, 1935)

El almacenaje debía ser en lugar ventilado y resguardado de la humedad y de la intemperie. Estas exigencias son las mismas que se recogían en la norma alemana de 1932. Esta precaución también figura en la norma de 1941.

3.3.1.d Armadura.

Las referencias al tipo de acero son las mismas en las dos normas españolas. Cabe destacar que, debido a la escasez de hierro, en las obras de edificación era corriente utilizar hierro relaminado, o aceros sin certificados de ningún tipo.

Los técnicos de principio de siglo, como Zafra, indicaban y calculaban distinguiendo tres formas de colocar la armadura: simétrica, disimétrica y asimétrica (Figura II. 32).

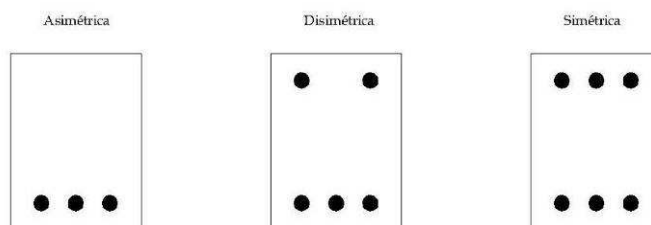


Figura II. 32. Posibilidades de disposición de armadura.

La Instrucción de 1939 de Obras Públicas diferenciaba entre aceros ordinarios, es decir, aceros dulces y aceros especiales con mayor límite elástico. En la norma de 1941 sólo hacía referencia a los aceros con una tensión admisible de 1200 Kg/cm², es decir, a los aceros ordinarios. Aunque aconsejaba como mejor solución utilizar acero de mayor límite elástico para así colocar menos área, no obstante, en obras de edificación era habitual utilizar los aceros corrientes.

La Instrucción de 1939 penalizaba la resistencia del acero en función de la resistencia del hormigón. La norma de 1941 simplifica esta condición con dos intervalos, uno para los hormigones de resistencia entre 120 y 160 kg/cm² y otro para los hormigones de más de 160 kg/cm². En el primer intervalo la tensión admisible del acero se tomaba igual a 1200 kg/cm² y en el segundo igual a 1400 kg/cm².

La Instrucción de 1939 remitía a la Instrucción de estructuras Metálicas de la Real Orden de 17 de marzo de 1930 para cumplir las prescripciones. La serie de diámetros más corrientes era 5-6-7-8-10-12-14-16-18-20-25-30, añadiendo en 1944 el diámetro de 35 mm. La norma de 1941 no aconsejaba ninguna serie de diámetros, sólo matizaba que las barras de diámetro menor de 25 mm se podían doblar en frío y las barras de diámetro entre 25 y 30 mm se debía doblar en caliente.

3.3.2. DOSIFICACIÓN.

La dosificación del hormigón debía fijarse en proyecto. Según lo descrito en la Instrucción de 1939 para fijarla se deben obtener tres parámetros: Cantidad

mínima de cemento y de agua; la proporción de los áridos; y la consistencia. Para fijar el primero de estos tres propone a su vez 3 métodos:

__1) por ensayos directos, exigiendo que para la fabricación del hormigón con este método se hará por peso de los tres componentes cemento, arena y grava;

__2) en función de la resistencia por la función de Bolomey;

__3) la misma norma propone una tabla de cantidad de cemento y agua para conseguir como mínimo una compactación del 65% y especificando la resistencia estimada. La mínima relación agua cemento que contempla es de 0,5. La relación agua/cemento fue uno de los pocos parámetros que se modificaron en la revisión de 1944. Mientras que en la instrucción de 1939 la relación A/C podía variar de 0,5 a 1,25, en la siguiente revisión esta relación podía variar de 0,52 a 0,95, descartando así el hormigón de 30 kg/cm².

En 1932, Ramón Ríos hace hincapié en la importancia de la dosificación y lo insuficiente que resultan las exigencias que dictaban los pliegos en vigencia para garantizar las propiedades deseadas en el hormigón, como la resistencia a compresión. Para definir la dosificación del hormigón sólo fija la cantidad de cemento en peso y la cantidad de arena y grava, frente a esta propuesta y respaldándose en los pliegos que viene con la experiencia probada desde Estados Unidos después de los experimentos de Abrams (*Ríos, 1933*), propone que, en cambio, se controle la consistencia, fluidez y resistencia del hormigón. Justificando que de poder controlarlo se podrían conseguir mejores hormigones y que estos serían más baratos.

La Instrucción de obras públicas propone obtener la composición de los áridos utilizando la fórmula de Füller. Para comprobar la consistencia de las amasadas se recomienda el uso del Docilímetro Iribarren, pero también se aceptaba medirla con la mesa de sacudidas o el cono de Abrams. En la década de los treinta, en EE.UU. tenían mayor aceptación los métodos establecidos por su paisano Abrams, en cambio en Europa eran preferidos los métodos propuestos por Bolomey y Füller (*Peña, 1933*). Por lo que respecta a las normas alemanas, estas desecharon el método de Abrams, tanto para la dosificación como para la comprobación de consistencia, por no ser lo suficiente preciso. La mesa de

sacudidas daba información más precisa sobre la consistencia del hormigón (Ríos, 1933). Según Ríos, (Ríos, 1933), para obtener la composición de los áridos resultaban más precisas las curvas de Bolomey y Füller porque con Abrams sólo se obtenía la conveniencia de obtener, en función de la plasticidad, el mayor valor posible del módulo de finura, mientras que con Füller y Bolomey se definía la curva ideal del árido para obtener el mejor resultado (Ríos, 1933). Así que en definitiva la primera Instrucción española tomará de la alemana la definición de la obtención de la dosificación, completándola en cuanto al método de comprobación de la plasticidad con el utensilio ingeniado por uno de los redactores, el docilímetro Iribarren.

De los tres métodos (Tabla II. 18) para obtener la cantidad de cemento y agua, la Instrucción de 1939 destaca como más preciso aquel en que se realizan ensayos directamente (1). El más desaconsejable, a “utilizar sólo con carácter ligeramente aproximado” la tabla propuesta por la norma. Fija un máximo, 400 kg, y un mínimo, 250 kg, de cemento que debe contener cada m³ de hormigón armado, y 150 kg para el hormigón en masa. Con la modificación de 1944 desaparece la relación agua cemento más fluida de la tabla.

Según lo recogido en la norma de la DGA sobre el método de dosificación se podría decir que directamente incurre en un error, ya denunciado en la fecha de publicación, por fijar la dosificación del cemento en peso y de los áridos en volumen, por la comodidad que de ello se desprende. No obstante, aceptando que las obras de edificación se consideraban de poca importancia en general, sería suficiente garantía de calidad el control de la consistencia.

Lo más habitual para fijar la dosificación en las obras de edificación era dar el contenido de cemento en peso y los de la arena y grava en volumen, y así se queda reflejado en la primera norma. Pero había veces incluso que por no coincidir el volumen de hormigón necesitado con sacos enteros de cemento se pasaba a medir en volumen también el cemento, con las variaciones que eso implica. Nada se decía sobre la cantidad de agua que se tenía que echar. A este hecho le dedica unas líneas el ingeniero López Bosch en la revista Obras Públicas, aclarando con un ejemplo cuan diferente puede resultar la mezcla final de hormigón aún partiendo

de la misma dosificación si esta se hace en volumen. Dejando claro, por tanto, la importancia de la relación agua /cemento y del agua que aportan los áridos por estar húmedos (López Bosch, 1936).

Tabla II. 18. Método de dosificación del hormigón

	Instrucción de 1939				Norma de 1941		
Método de dosificación	A) Ensayos directos con probetas fabricadas con diferentes dosificaciones y repetirlas en la obra				A) Ensayos directos con probetas fabricadas con diferentes dosificaciones y repetirlas en la obra.		
	B) Determinar la resistencia mediante la curva de Bolomey. $R_{cil}=(R_m/3,6)((1/w))-0,5$ $R_{cub}=(R_m/2,7)((1/w))-0,5$				B) Determinar la resistencia mediante la curva de Bolomey.		
	C) Carácter aproximado:				C) Dosificación para hormigones plásticos		
	C (kg)	A(l)	kg/cm ²	A/C	C (kg)	A(l)	A/C
	400	200	170	0,5	400	200	0,5
	375	200	150	0,53	350	220	0,63
	360	220	120	0,61	300	220	0,73
	300	220	90	0,73	250	220	0,88
	250	220	60	0,88	200	250	1,25
	200	250	30	1,25	150	250	1,66
Árido	Para hormigones $f_{ck} > 30 \text{kg/cm}^2$, áridos según ley: $P=100\sqrt{(d/D)}$				Grava 800-900 litros Arena 400-500 litros		

La consistencia se fijaba con el objeto de conseguir una buena docilidad, acorde con el método de puesta en obra y apisonado, para evitar las coqueras y que refluya la pasta. La más aconsejable para el hormigón in situ era la plástica o la blanda (Tabla II. 19)

Tabla II. 19. Consistencia del hormigón

Instrucción de 1939	Norma de 1941
Seca. Es recomendable en taller para elementos de gran resistencia con un buen vibrado, o para elementos de poco espesor compactados con picado fuerte. Desaconsejable para hormigones con cemento aluminoso.	Seca. Esta consistencia no es recomendable más que en macizos y piezas ejecutadas en taller.
Plástica. Es recomendable para macizos de hormigón en masa y para elementos verticales de hormigón armado, de gran espesor y con poca armadura si se pica por capas.	Plástica. Es la consistencia normal para obras de hormigón armado.
Blanda o fluida. Desaconsejable para hormigones con supercementos. Aconsejable blanda o plástica para hormigones armados.	Blanda. Más fluida que la anterior, es útil para los casos en los que sea difícil el recubrimiento de las armaduras.
Fluida. Desaconsejable en general. Excepcionalmente para elementos de pequeño espesor con mucha armadura y para hormigones de baja calidad.	Fluida. La consistencia es similar a la de un líquido denso. Se utiliza en aquellos casos que sea necesario rellenar espacios difícilmente accesibles.

En 1929, Luis Serra propone cuales deben ser los parámetros que hay que controlar en la dosificación del hormigón armado en función de la importancia de la obra. Para una obra de poca importancia, bastaba con controlar la cantidad de cemento y de agua. En obras que requerían mayor control, era más conveniente controlar 3 parámetros: la relación agua/cemento, la relación cemento/áridos y la relación arena/grava (Serra, 1929).

La norma de la DGA establecía que la mínima cantidad de cemento variaba en función del tipo de construcción que se fuese a ejecutar. Mayor cantidad de cemento cuanto mayor sollicitación se esperaba soportar. Para fijar la proporción de los áridos, aconsejaba como mejor método los ensayos, igual que la Instrucción de

1939. Aportaba también una gráfica en la que aparecen dos curvas límites (*Tabla II. 20*), que garantizan una buena composición granulométrica del árido si la curva del árido estuviera dentro de este límite. Esta limitación está tomada directamente de la DIN-1045³⁹. Además, la norma de 1941 recupera el mismo gráfico para delimitar el huso granulométrico de las arenas de la norma alemana (*Figura II. 34*), publicada seis años antes que la española. Como valor aproximado fija un mínimo y un máximo para las cantidades de grava y arena, pero se fija en volumen.

Tabla II. 20 Cantidades mínima de cemento según la Norma de 1941

	Cemento (kg)	Arena (l)	Grava (l)	Agua (l)			
Macizos a compresión/ cimentación	150-200			250	plástica		
	250			220			
Obras corrientes	300-350			400-500	800-900	220	plástica
Elementos grandes luces, depósitos, etc.	350-400					200	plástica

Según los criterios marcados en la norma de 1941, los métodos más precisos para obtener las cantidades de arena, grava, cemento y agua eran mediante ensayos directos o por fórmulas empíricas (Bolomey u otra similar). En el caso que no se aplique ninguno de estos métodos, la norma también aporta indicaciones para fijar las cantidades de los componentes.

Los kilos de cemento se establecían en función del elemento que se fuera a construir (*Tabla II. 20*). Para las arenas y las gravas se fija un valor máximo y un mínimo en litros que coincide con las cantidades propuestas por la Comisión francesa que redactó la primera norma de 1906 (*Figura II. 33*). Además la granulometría debía estar dentro de un huso. El tamaño máximo del árido se fijaba en función de las dimensiones de la pieza y de la separación entre armaduras.

En la dosificación propuesta en la norma, los litros de agua se fijaban en función del contenido de cemento (*Tabla II. 18*). Con estas relaciones de cemento y

³⁹ En la norma alemana publican una gráfica para la arena y otra para la grava

agua la norma indica que se conseguía una consistencia plástica. Tras definir los tipos de consistencias, afirmaba que añadiendo o restando agua a las relaciones A/C, fijadas previamente para una consistencia plástica, se podía modificar la consistencia del hormigón pasando de una consistencia plástica a fluida o seca, respectivamente:

“Con las cantidades de agua antes indicadas (Tabla II. 18) se obtienen hormigones plásticos. Una cantidad menor nos da los secos, y una adición, los fluidos” (apartado 4º del 2º artículo, DGA, 1941)

podría interpretarse que el añadir más agua a la mezcla no repercutía en el hormigón con una bajaba de la resistencia⁴⁰, aunque en el momento de la redacción, ya existían autores que habían estudiado la influencia de la relación agua/cemento (A/C) en la resistencia del hormigón (Ríos, 1933). Se podría mantener la consistencia con pequeñas variaciones de la relación agua cemento variando los contenidos de finos, la arena, pero difícilmente un hormigón con una relación agua cemento de 0,5 tiene la misma consistencia que uno de una relación A/C de 1,66, los dos extremos opuestos en la tabla de la norma de la DGA.

TABLA XXX
DOSIFICACIÓN POR M³ DEL HORMIGÓN ARMADO

Componentes	Dosis en volumen	Dosis en capacidad	Dosis práctica
Cemento Portland artificial	1	200 litros	320 kgs.
Arena de 1 a 5 mm.	2	400 litros	0,4 m ³
Grava de 5 a 40 mm.	4	800 litros	0,8 m ³

Figura II. 33. Dosificación para un metro cúbico de hormigón. Termes, 1940.

⁴⁰ Si ha este artículo se le suma el hecho de que la norma considera que la resistencia de cálculo del hormigón para vigas es igual a 40 kg/cm² y para pilares varia sólo en función de la planta en la que se encuentra el pilar.

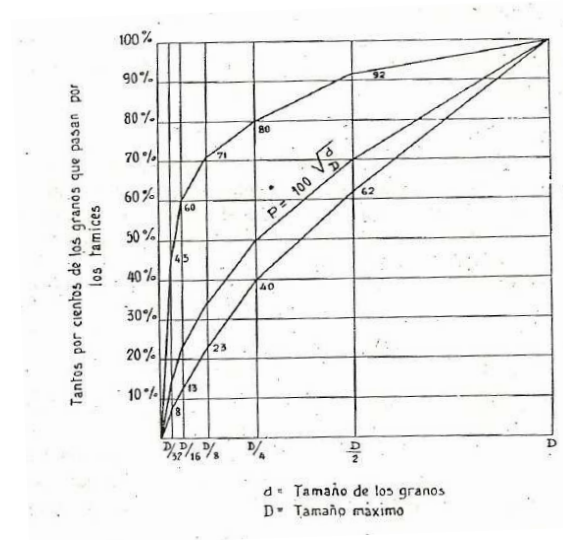


Figura II. 34. Huso para la granulometría de las arenas. Norma 1941

Para fijar las cantidades de agua y cemento propone los mismos métodos que la instrucción de obras públicas (Tabla II. 18). La única diferencia son los valores de la tabla del método, donde las relaciones agua/cemento propuestas por la DGA son mayores que las de la norma de obras públicas, es decir, acepta hormigones de menor resistencia.

3.3.3. CIMBRAS Y ENCOFRADOS

Para los encofrados se especifica los materiales de los que pueden estar hechos. Aunque se acepta el metal, la mayoría de los encofrados era de madera debido a la escasez del primero. El requisito que se les exige es que fuesen rígidos para soportar el peso del hormigón durante la ejecución, además de los requisitos de limpieza y fácil desmontado. En ambas normas se especifica lo mismo y coinciden con los requisitos exigidos desde el comienzo de la técnica del hormigón (Jalvo, 1903, Gallego, 1918).

En el texto de la DGA se precisa que se ha de tener en cuenta la introducción de una contraflecha en vigas, así como la previsión de una abertura en la parte inferior de los elementos verticales (muros, pilares) para facilitar su limpieza.

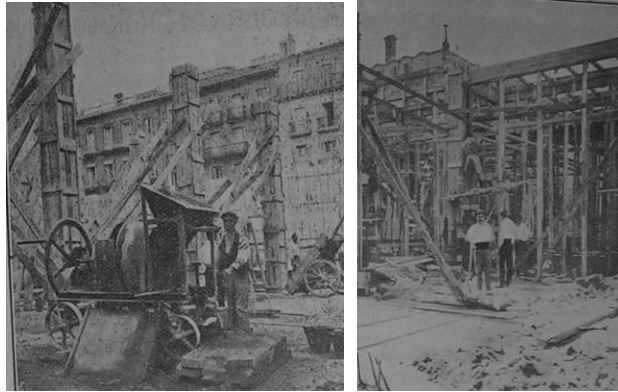


Figura II. 35. Encofrados de una casa en construcción en San Sebastián. (Gallego, 1918).

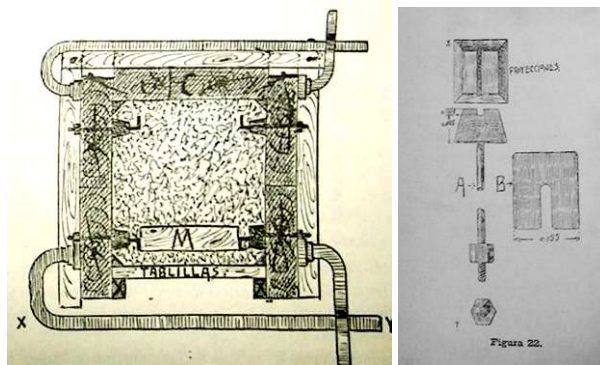


Figura II. 36. Encofrado de pilar. (Jalvo, 1903).

3.3.4. FABRICACIÓN DEL HORMIGÓN

En 1919, Gallego, desde la revista *La Construcción Moderna*, definía las precauciones que se debía cumplir para conseguir una buena calidad en la ejecución del hormigón. Muchas de éstas se mantendrán en la primera normativa española, como el orden de incorporación de los materiales, o las ventajas de compactarlo.

La forma más adecuada de hacer la medición de los componentes es mediante el pesado de las cantidades. Aún así, lo más habitual, antes y después de 1939, era medir en volumen los áridos porque de este modo resultaba más cómodo:

“...para una espuerta de Portland, cuatro de arena y seis de piedra” (Gallego, 1919)

Para determinar la cantidad de cemento, se solía medir en peso cuando la cantidad coincidía con el contenido del saco de cemento. La arena y la grava se medían con cajones sin fondo, de la capacidad conveniente (medida en volumen) 0,5 ó 1 m³, después de pasada por la zaranda o el tamiz (Gallego, 1919).

A la cantidad de litros de agua no era habitual prestarle demasiada atención. En la norma de la DGA, la dosificación del hormigón se fija en función del tipo de elemento que se va a hormigonar. Para la estructura aérea fijaba un mínimo contenido de cemento de 350 kg/m³ y, según la consistencia adecuada para una correcta compactación, determinaba la cantidad de agua que se añadía. Por este motivo, Gallego, en 1919, aconsejaba que el aporte de agua fuese en pequeñas dosis, con regadora a ser posible, para así controlar mejor la cantidad de agua justa para conseguir la consistencia adecuada: *“obtenida la mezcla uniforme, se procede a la agregación del agua del batido, ...generalmente, no se mide la cantidad de agua empleada en la mezcla, siendo una precaución muy recomendable el ir vertiendo esta agua por cantidades pequeñas, que se reparten sobre toda la masa, agitada constantemente con las batideras” (Gallego, 1919).*



Figura II. 37. Propaganda de hormigonera en revista Cemento y Hormigón, década de los cuarenta.

Para conseguir un buen amasado, primero se debía mezclar la arena con el cemento en seco, después se añadía la grava, y cuando la mezcla fuese homogénea

se le añadía el agua (*Gallego, 1919*), indistintamente del método de amasado, bien fuera a mano o a máquina. El orden de introducción de los componentes descrito en ambas normas españolas es el mismo e igual al descrito por Gallego en su manual de 1919.

En la Instrucción del MOP se aconseja utilizar alguna máquina hormigonera para conseguir una masa más homogénea. Aconsejaba incluso el empleo de dosificadora automática, centralizada para casos en que la importancia de la obra lo permita. La norma deja la posibilidad del amasado a mano, pero sólo para obra de pequeña importancia.

La DGA, de forma escueta, aconseja el uso del amasado a máquina, dejando también la posibilidad del amasado manual para obras de poca importancia.

En España, desde principios de la década de los treinta, ya se conocían las hormigoneras para el amasado pero, generalmente, el constructor prefería el amasado a mano si el alquiler de esta maquinaria no resultaba rentable económicamente (*Gallego, 1919*), es decir para obras que generaban menos de 20 m³ al día (*Palomar, 1934*).

__Confeccionado a máquina

Desde principios del siglo pasado existían las máquinas hormigoneras y, a pesar de la inicial desconfianza hacia ellas por algunos técnicos reputados como Ribera y Zafra, terminaron extendiéndose por la península, más rápidamente en la obra pública. Por lo caro que resultaba su alquiler, en obras donde se amasaban pocos metros cúbicos su empleo no salía rentable.

En ambas normas, se fijaba el tiempo de batido mínimo de un minuto, en hormigoneras ordinarias, o cuarenta revoluciones; el mismo mínimo que establece la norma alemana.

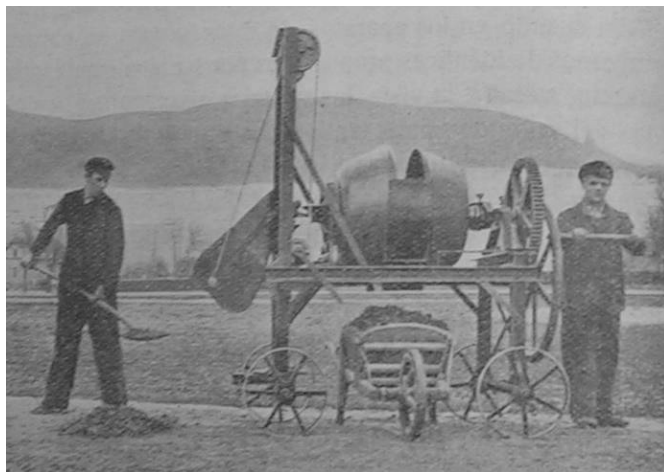


Figura II. 38. Hormigonera Roll móvil Rendimiento 20-30 m³ al día.
(Gallego, 1918).

_Confeccionado a mano

Aunque las dos normas desaconsejan el amasado a mano, en la práctica fue el método más habitual en las construcciones de edificación, calificadas como de poca importancia, seguramente por el poco volumen de hormigón que se maneja en comparación al volumen en obras civiles.

El amasado a mano se debía realizar sobre una superficie no absorbente, bien fuera unas planchas de hierro, bien un pavimento de hormigón, o un artesonado de madera⁴¹, pero nunca sobre la tierra blanda o removida, para evitar la mezcla de este material. Para el amasado eran necesarios 1 ó 2 peones con largas batideras, situados en los lados cortos de los artesones para mezclar la pasta hasta conseguir que esta fuese uniforme. Se aconsejaba usar siempre los mismos operarios para batir la mezcla, así se conseguía que estuvieran acostumbrados a estimar cuando hacía falta echar el agua. Una cualidad de estos operarios era que fueran robustos, que no fueran *ni chiquillos ni viejos*, dado que la actividad era pesada y muy importante (Gallego, 1919).

⁴¹ El artesonado de madera situado a pie de obra tenía unas dimensiones de 1-2 m longitud por 0,5-1 m de anchura, con una profundidad de 0,15-0,2 m. Para no detener la marcha, como mínimo eran necesarios dos artesonados, uno suministrando hormigón y otro amasándolo. Era posible que el amasado se hiciera sobre el propio terreno (Gallego, 1919)

3.3.5. PUESTA EN OBRA.

3.3.5.a Transporte y vertido del hormigón.

En 1919 se procuraba que el transporte del hormigón de la pastera a la pieza se efectuara *“lo más rápidamente adonde haya de emplearse, su traslación la efectúan peones, provistos generalmente de cubos...”*⁴² (Gallego, 1919) y sin que se produzca segregación de la masa, según el manual del constructor publicado por Gallego. Los requisitos indispensables para evitar la disgregación en el transporte de la masa, descritos en ambas normativas españolas, coincidía con los descritos por aquellos primeros manuales.

La norma de 1941 limita la velocidad de hormigonado para pilares en dos metros por hora para evitar así la disgregación de la masa. Esta misma limitación la recogía la norma alemana de 1932.

3.3.5.b Compactación.

La forma de compactación más común en edificación era mediante el pisón o la barra: *“se atacará (a la tongada de hormigón) con el mayor esmero, apisonando con golpes numerosos y de poca intensidad, de suerte que su efecto se haga sentir perfectamente en todos los puntos de la masa y muy especialmente en las zonas contiguas a las armaduras, que deberán mantenerse a las distancias precisas, fijadas en los planos”*. En el artículo X. c) del pliego de 1924, redactado por Peña Boeuf y Ribera, ya se contemplaba la posibilidad de la compactación por medios mecánicos (MOP, 1924). Los tipos de vibrador para compactar el hormigón aparecían en algunos artículos de revistas españolas (Angulo, 1932) (Figura II. 39) a principios de la década de los treinta. A pesar de la existencia de los vibradores, la norma de 1941 sólo comentaba el apisonado y picado como medio de compactación.

⁴² Caldereta, especie de cubo con asa metálico de menor profundidad que el cubo.

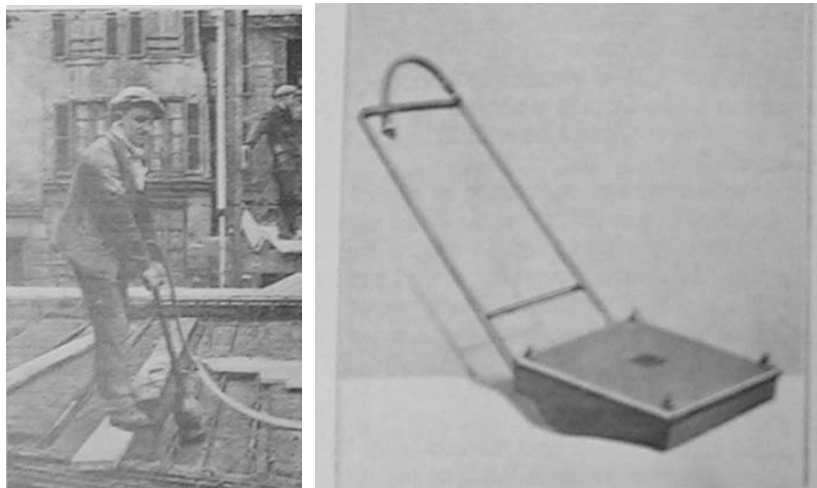


Figura II. 39 Tipos de vibradores. (Vilagut, 1932).

El objetivo del apisonado consistía en disminuir los huecos y aumentar la compacidad y la adherencia entre ambos materiales. Consistía en golpear el hormigón con un pisón con golpes repetidos y no muy fuertes. Para piezas con mucha concentración de barras, además de usarse un hormigón con mayor cantidad de agua, se usaba una barra para compactar.

3.3.5.c Juntas de hormigonado

Los requisitos exigidos para las juntas de hormigonado habían sido los mismos desde la primera Circular francesa. Estos requisitos eran: limpieza de la junta, regado del hormigón antiguo, cepillado de la superficie y cubrición con una capa de mortero de cemento, evitando colocar las juntas en zonas de fuerte tracción.

3.3.5.d Hormigonado en tiempo frío o caluroso

Lo descrito para el hormigonado en tiempo frío coincidía con lo aconsejado en las normas francesa y alemana, no siendo así para el hormigonado en tiempo caluroso. Ni en la francesa ni en la alemana comentaban que precauciones se debían tomar con tiempo caluroso. La instrucción del MOP claramente especificaba que con temperaturas mayores de 40 °C, para cementos normales, se debía detener

el hormigonado, pero en la norma de la DGA, aunque no lo dijera específicamente, sí comentaba que se debían tomar precauciones en ambientes calurosos.

3.3.5.e Colocación y doblado de armaduras

La principal aportación que se le puede atribuir a las patentes hace referencia a la disposición de las armaduras. La armadura longitudinal doblada para resistir cortante y pasar de absorber las tracciones de los momentos positivos a absorber las de los momentos negativos persistirá. Esta característica de la viga Hennebique resistió hasta la primera instrucción, y pervivió en la edificación española hasta mediados de los setenta. Pero su aportación más característica son sus estribos, después materializados con diámetros redondos en vez de los originarios flejes. A esta jaula de la viga Hennebique se le añade la armadura de compresión para que sea más fácil su ejecución. Con esto se llegó a la disposición de viga que recogía las primeras normas y que se empleó durante treinta años en España. El despiece actual, armado longitudinal atado con estribos de alambre, también tiene su origen en otra patente de principio de siglo pasado, la patente de Ribera.

En ambas normativas, el diámetro de 25 cm se establece como límite para distinguir entre el doblado de las armaduras en frío o en caliente. El doblado en frío se permite para los diámetros de menor tamaño y el doblado en caliente era obligatorio para los más gruesos.

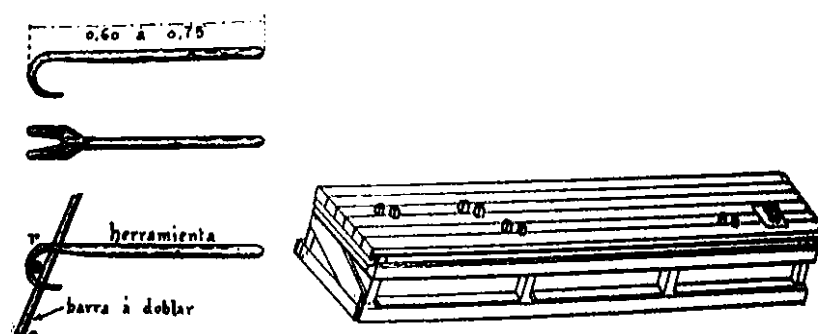


Figura II. 40. Utensilios para el doblado de las armaduras. (Gallego, 1918)

Para definir los recubrimientos de las armaduras, ambas normas españolas diferencian entre una situación normal y una en la que la pieza se encuentre a la intemperie, siendo en este último caso mayor el recubrimiento. La Instrucción de 1939 es más exigente que la norma de 1941 para barras mayores de 15 mm. Los recubrimientos y separaciones recogidos en la norma de 1941 son los mismos que en la norma alemana de 1932 (Figura II. 41).

Tabla II. 21. Recubrimiento y separación mínima

	Recubrimiento		Separación
	Interior	Intemperie	
MOP, 1939	$>\emptyset$ >1cm	$>3\emptyset$ >3cm	$>\emptyset$ (se puede rebajar hasta 1cm)
DGA, 1941	15	20	2 cm $>\emptyset$

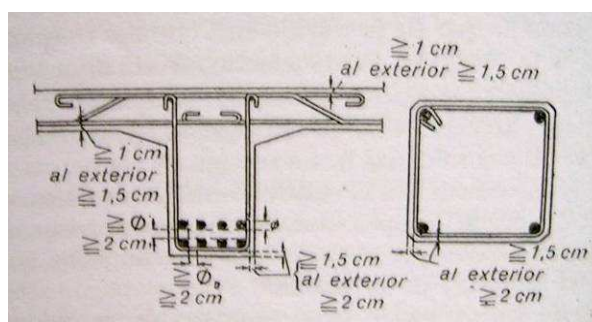


Figura II. 41. Detalle de recubrimientos y separación según la norma alemana de 1932.

Al tratar de la separación entre armaduras, la norma de 1941 resulta más restrictiva ya que fija el valor de la separación en 2cm o el diámetro de la armadura, mientras que la instrucción de 1939 sólo fija como valor el diámetro. En todo caso, ambos textos resultaron menos exigentes que lo fijado veinte años atrás por Gallego, que fijaba el mínimo de separación en 2 - 2,5 cm (Gallego, 1919).



Figura II. 42. Separador de madera. (Gallego, 1919).

3.3.5.f Curado

Están todas de acuerdo en destacar la importancia de este cuidado durante los primeros días del endurecimiento del hormigón, como también están de acuerdo en que se debe prolongar más cuando el clima es seco. Aunque lo que varía, respecto a las normas extranjeras, es la cuantificación del tiempo que se debe prolongar el curado del hormigón. En las dos normas españolas establecen 15 días, que se pueden rebajar si el clima es húmedo.

3.3.6. CONTROL

A lo largo de los diferentes procesos de ejecución del hormigón armado, la instrucción de 1939 exige que se vayan realizando ensayos, desde el de consistencia, pasando por el de resistencia a compresión para, por último, realizar unas pruebas de carga al finalizar la obra. En cambio, en la norma de edificación, de la lectura de los puntos en que describe qué control sería conveniente hacer, se deduce que no era obligatorio, más bien una buena práctica que pocas veces se llevaría a cabo.

Pero, existían pocos laboratorios capacitados para realizar los ensayos descritos en la Instrucción para obtener la resistencia. Hasta 1939, sólo existían el laboratorio de la escuela de Caminos, el laboratorio del ejército, el laboratorio de Materiales vinculado a la Escuela de Caminos de Madrid, el laboratorio de los Ingenieros Industriales de Barcelona y alguno privado vinculado a alguna fábrica de cementos (VVAA, 2000).

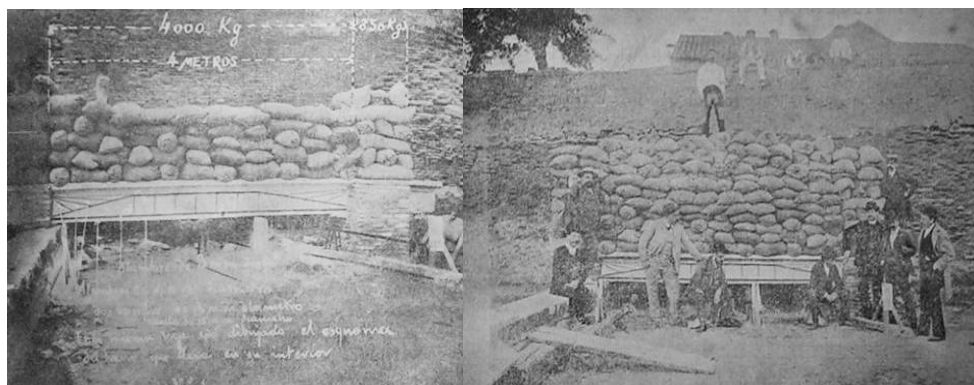


Figura II. 43 Pruebas de carga. (Jalvo, 1903)

Sólo existen dos artículos en la norma de 1941 que comentan, con carácter no obligatorio, qué hacer si se dispone del dato de rotura de probetas. Este dato se utilizaría para calcular el módulo de deformación del hormigón y las tensiones de trabajo del hormigón.

Si la resistencia de la probeta superara repetidas veces los 160 kg/cm^2 se podía tomar para los cálculos la resistencia obtenida dividida entre tres. Pero nunca se tomaría un valor superior a 80 kg/cm^2 para piezas a compresión (con canto mayor de 40 cm) y de 65 kg/cm^2 para piezas a flexión. Algo similar propone la Instrucción de 1939: cuando la resistencia superara repetidas veces el valor de 225 kg/cm^2 se podía tomar para los cálculos una resistencia de 225 más la mitad de la resta del valor de rotura menos doscientos veinticinco.

En definitiva, las dos propuestas de las normas españolas eran variaciones de la propuesta por la norma alemana que era algo más restrictiva. En la norma alemana si la resistencia de las probetas superaban los 160 kg/cm^2 , aceptaba que para los cálculos se tomara el valor de 160 más $1/3$ de la resta entre el valor de rotura y 160 kg/cm^2 .

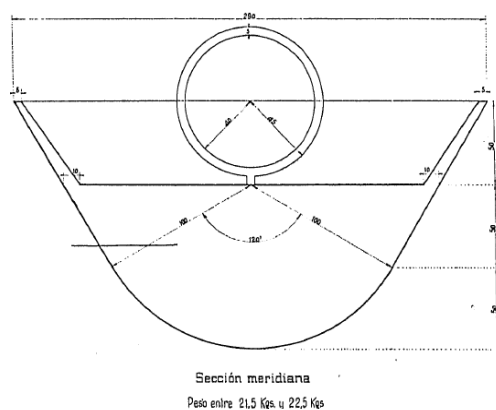
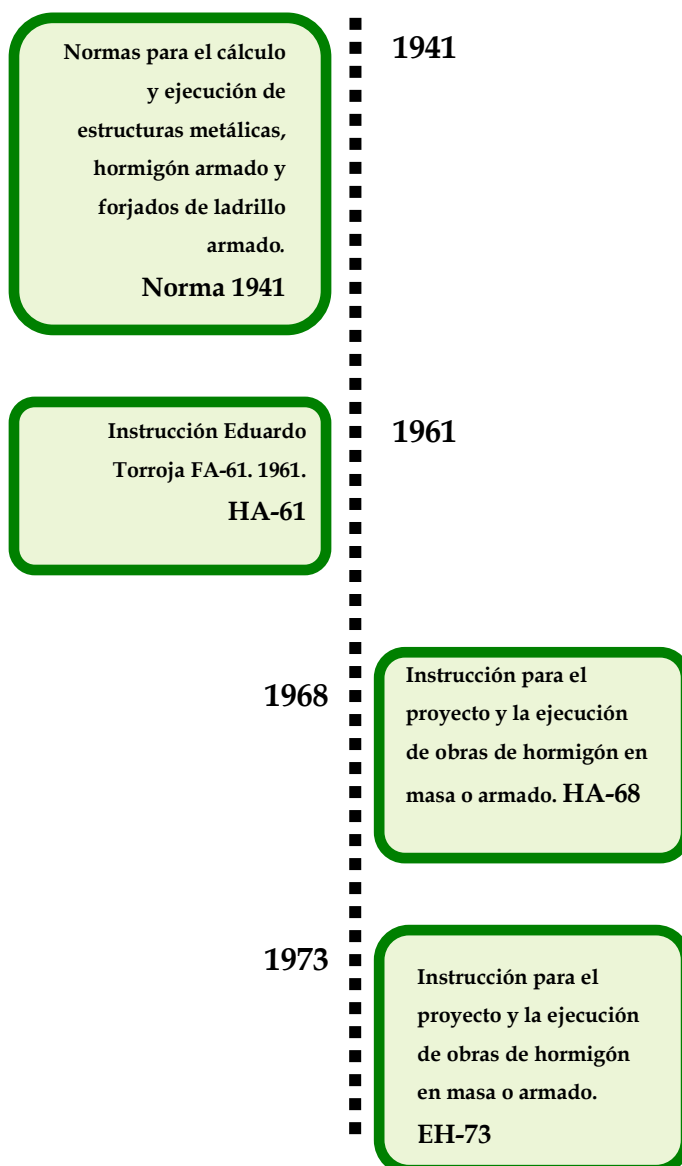


Figura II. 44. Docilímetro de Iribarren, Instrucción 1939.

Dado la dificultad de conocer la resistencia a compresión del hormigón, Iribarren (Iribarren, 1940) destaca la importancia de controlar la consistencia del hormigón y con ello indirectamente la resistencia. Así la dosificación será consecuencia de estas dos propiedades. Desde su artículo publicado en la *Revista de Obras Públicas* (Iribarren, 1940), revela la importancia de la relación agua/cemento más que la cantidad de cemento por metro cúbico. Con todo ello lo que pretende es dejar claro la necesidad de practicar a la masa de hormigón algún tipo de ensayo que tenga “un procedimiento práctico y suficientemente seguro que permita medir la consistencia de los hormigones”, por lo que propone el ensayo con el docilímetro⁴³ (Figura II. 44), que se incluye en la Instrucción de 1939. Según él, comparado con el cono de Abrams y la mesa de sacudidas, resulta dar resultados más aceptables por su continuidad y constancia y era de mejor aplicación en las consistencias con menos contenido de agua.

⁴³ El objetivo del ensayo era medir cuanto penetraba el cilindro de acero en la masa fresca de hormigón.



4. LAS NUEVAS INSTRUCCIONES: HA-61, HA-68 Y EH-73.

Después de la publicación de la Norma de 1941 de obligado cumplimiento para obra de edificación la siguiente Instrucción de obligado cumplimiento, sobre el hormigón armado, fue la *Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado*, la HA-68, que era preceptiva para toda obra de hormigón armado o en masa. Pero, entre 1957 y 1961 el Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento publicó la Instrucción especial para estructuras de hormigón armado, HA-61, para cálculo y ejecución de obras de hormigón armado que, aunque nunca fue de obligado cumplimiento, tuvo muy buena acogida por los técnicos españoles. Constaba de tres partes, la primera dedicada a describir los materiales y la ejecución, la segunda parte se centraba en los documentos que debían formar un proyecto y la tercera parte dedicada a explicar los cálculos y disposiciones constructivas. Esta Instrucción sólo trata elementos lineales, no abordando ni forjados ni cimentaciones. Al final de la parte dedicada a los cálculos se aneja varios ejemplos prácticos para el cálculo de vigas y pilares aplicando el método propuesto en la misma.

Apenas cinco años después de publicada la Instrucción del Instituto Torroja estaba listo el primer borrador de la que fue la primera Instrucción de hormigón armado redactada por la Comisión Permanente Interministerial del Hormigón⁴⁴ y el 20 de septiembre de 1968 se aprobó la *“Instrucción para el Proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado”*, conocida como HA-68. El decreto que la aprobaba mantenía la vigencia de las diversas normativas anteriores durante los dos años posteriores a su publicación, momento a partir del cual sería de obligado

⁴⁴ La Comisión Permanente Interministerial del Hormigón estaba formado por técnicos pertenecientes a varios ministerios (*Obras Públicas, Vivienda y Urbanismo, Industria, Agricultura, Aire, etc.*) y por personal del Instituto Eduardo Torroja.

cumplimiento la HA-68. No obstante, siguió permitiéndose la convivencia con las normativas anteriores hasta finales del año 1972⁴⁵, mientras la Comisión Permanente realizaba estudios teóricos y experimentales.

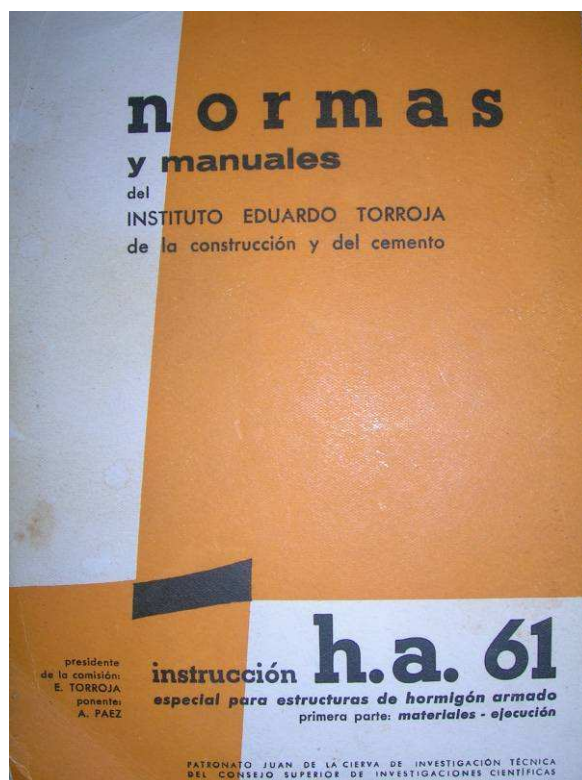


Figura II. 45. Portada Instrucción especial para estructuras de hormigón armado. Icc ET, 1961

Finalmente seis meses después, el 19 de octubre de 1973, se publica la “Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa y armado”, conocida como la EH-73. Pasó a ser de obligado cumplimiento, derogando definitivamente toda normativa anterior y de orden menor.

⁴⁵ Decreto de la presidencia del gobierno 3458/1970 de 19 de noviembre, por el que se prorroga el plazo de vigencia provisional del a “Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado”, aprobado por el Decreto número 2987/1968, de 20 de septiembre.

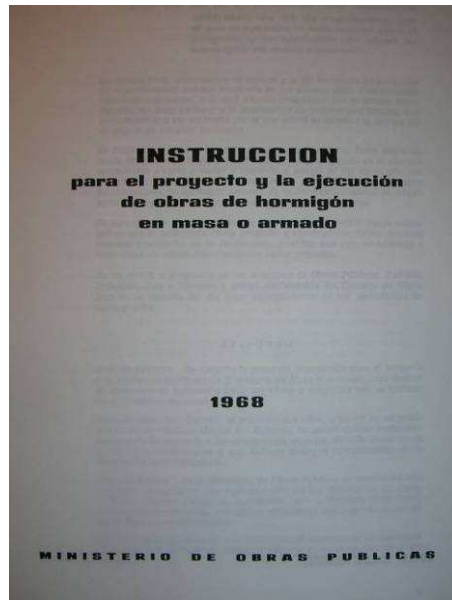


Figura II. 46. Portada Instrucción para el hormigón armado de 1968.
Ministerio de obras públicas, 1968.

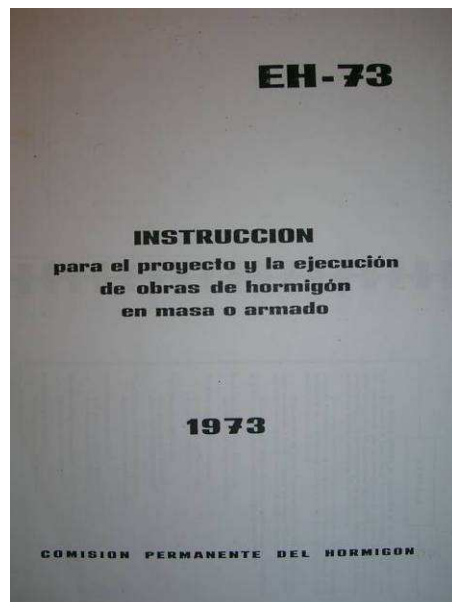


Figura II. 47. Portada Instrucción para el hormigón armado de 1973.
Ministerio de obras públicas, 1968.

De los conceptos regulados por las diversas normativas, este estudio se centrará en el dimensionamiento en condiciones de agotamiento, ejecución y

control de estructuras porticadas en edificios residenciales de vigas y pilares rectangulares. Por centrarse en edificios residenciales la Instrucción de 1939 no era de aplicación dado que ésta era de obligado cumplimiento sólo para obras públicas. De todos los apartados tratados en las primeras normas españolas descritas en el punto 3 de este capítulo, sólo se abordaran los apartados de propiedades mecánicas del hormigón, dimensionamiento a flexión, a cortante, anclaje y empalmes que atañen a vigas y pilares.

La Instrucción del 61 introdujo bastantes variaciones respecto a la norma de 1941. De entre las modificaciones más sustanciales que atañen al estudio realizado se encuentra:

- Cambios en las exigencias de las Propiedades mecánicas del hormigón (resistencia característica a compresión, resistencia a cortante, definición del modulo de deformación, E_c).
- Coeficientes de seguridad.
- Bases y Método de cálculo de secciones frente a tensiones normales.
- Cálculo de tensiones tangenciales.
- Armaduras: colocación, recubrimientos, anclajes y empalmes.
- Compactación, transporte, vertido, dosificación y amasado.
- Control previo de la dosificación.
- Control de la resistencia característica del hormigón, relación entre probetas cúbicas y cilíndricas y control de la consistencia.

La HA-68 aporta menos cambios respecto a la Instrucción del Instituto Eduardo Torroja de 1961. Los cambios más importantes son:

- Propiedades mecánicas del hormigón (resistencia característica compresión).
- Coeficientes de seguridad.
- Recubrimientos, anclajes y empalmes.
- Control de la resistencia característica hormigón, relación entre probetas cúbicas y cilíndricas, y control de la consistencia.

Las modificaciones que introduce la EH-73 respecto la HA-68 son mínimas, pero importantes. Las dos más significativas son las que afectan al control de materiales y de ejecución y la introducción de un nuevo método de cálculo en rotura (estado límite). También existen modificaciones en las definiciones de las longitudes de anclaje e introduce pequeñas variaciones en la definición de las longitudes de empalme por solapo. Además, incorpora precauciones para el hormigonado en tiempo caluroso que coinciden con las descritas en la Instrucción de 1939. Una novedad importante es la referencia a la normativa "*Instrucción para la fabricación y suministro de hormigón preparado*" aprobada en 1972 (EHPRE-72), para el hormigón preparado en central.

4.1. DIMENSIONAMIENTO

4.1.1. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN

– Resistencia característica del hormigón.

A la HA-61 se debe la introducción del concepto de resistencia característica del hormigón (*artículo 1.7.2 de la HA-61*), definida como la media aritmética de las resistencias de las $n/2$ probetas más bajas (obtenidas de la rotura de probetas cilíndricas ensayadas a los 28 días) si el número de probetas es par y si fuera impar se elimina la probeta con valor intermedio.

Aunque todas las normas de mediados del siglo pasado estaban de acuerdo en fijar un valor mínimo para la resistencia del hormigón, ninguna de ellas definía el concepto de dicho valor mínimo. El criterio más extendido era el de tomar la media aritmética de los valores de rotura de las probetas. Pero de este modo no se tiene en cuenta la dispersión de los resultados, un factor importante que está directamente vinculado con la homogeneidad de la mezcla. Para corregir dicho error algunos autores, como Marcel Prot (*Prot, 1950*) y Robert Levi (*Levi, 1948*),

propusieron adoptar una resistencia característica igual a la resistencia media, disminuida en n veces la dispersión observada. Pero este método tenía el inconveniente de tener que calcular la dispersión. Desde la Delegación española del Comité Europeo del Hormigón se propuso y se aprobó en 1954 la simplificación de este método que después recogió la HA-61.

La Instrucción del Instituto Torroja no define la resistencia a tracción, a no ser que sea mediante ensayos específicos.

La Instrucción del 61, a diferencia de la norma de 1941, hace la distinción entre la resistencias a tracción y cortante del hormigón.

Tabla II. 22 Propiedades mecánicas del hormigón.

Resistencia	1941	1961	1968	1973
Compresión		$2/n \sum R_i$		Cuantil del 5%, definida según nivel de control
f_{ck}	-	de las $n/2$ resistencias más bajas ⁽ⁱ⁾	Igual HA-61	
Tracción	⁽ⁱⁱ⁾ 4 kg/cm ²	Estudio específico	$0,57 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$	$0,59 \sqrt[3]{f_{ck}^2}$
f_{ctk}	⁽ⁱⁱⁱ⁾ 6 kg/cm ²			
Resistencia a cortante	-	$0,5 \sqrt{f_{cd}}$	Igual HA-61	Igual HA-61
⁽ⁱ⁾	Si el número de probetas en impar se descarta el valor intermedio y se procede de igual manera			
⁽ⁱⁱ⁾	Para hormigones mayores o iguales a 120 kg/cm ² y menores a 160 kg/cm ²			
⁽ⁱⁱⁱ⁾	Para hormigones mayores de 160 kg/cm ²			

Modificaciones introducidas por la HA-68 y la EH-73

Las modificaciones que introduce la HA-68 se limitan a aportar una expresión para calcular la resistencia a tracción del hormigón de forma aproximada si no se dispone de resultados experimentales. La expresión propuesta por la HA-68 es muy similar a la que recogía la primera Instrucción de 1939 (cfr. Tabla II. 7).

El cambio que introduce la EH-73 definía la resistencia característica del hormigón sin la simplificación introducida por la HA-61. La EH-73 definía la resistencia característica, f_{ck} , del hormigón aquel valor que presenta un grado de confianza del 95%, es decir, que existe una probabilidad de 0,95 de que se presenten valores individuales de resistencia de probetas más altos que f_{ck} . De

acuerdo con esta definición y admitiendo la hipótesis de distribución estadística normal, la resistencia característica viene dada por la expresión:

$$f_c = f_{cm} (1 - 1,64\delta) \quad \text{Ec. II. 22}$$

siendo δ , coeficiente de variación, igual a la desviación típica σ dividido por el valor medio (σ/f_{cm}). Por lo tanto, mide la "variación relativa" respecto del valor medio. Además, introduce una pequeña matización de decimales en la definición de la resistencia a tracción.

_ Resistencia mínima del hormigón y del acero

La HA-61 fija el mínimo de resistencia para hormigones armados en 130 kg/cm², si se utiliza aceros lisos y 170 kg/cm² para aceros de alta adherencia.

La resistencia mínima que recogían la casi totalidad de las normativas extranjeras era mayores a 130 kg/cm². Pero, el mantener esta baja resistencia se debía a "...la oposición de muchos constructores, que, defendiendo un muy discutible sentido económico, se mantuvieron aferrados a los mismos sistemas de ejecución y puesta en obra del hormigón..." (VVAA, 1961) que se empleaban treinta años antes.

Modificaciones introducidas por la HA-68 y la EH-73

La resistencia característica mínima del hormigón exigida en las cuatro normas analizadas no ha variado mucho en los treinta años. Con la salvedad del valor mínimo tan alto fijado en el caso de usar armadura de alta adherencia, según la HA-61, dado que en ese momento no se tenía mucha experiencia con ese tipo de armaduras.

Tabla II. 23 Resistencias mínimas del hormigón y del acero (kg/cm²)

Resistencias mínimas	1941	1961	1968	1973
f_{ck}	120 ⁽ⁱ⁾	130 (aceros ordinarios) 170 (aceros estirados en frío)	120	125
f_{yk}	2400 ⁽ⁱⁱ⁾	2400-3600	2400-2300	Lisas ≥ 2200 Corr. ≥ 4200
f_{cd}	40 ⁽ⁱⁱⁱ⁾	81,3 (aceros ordinarios) 106,3 (aceros estirados en frío)	80	83,3
f_{yd}	1200	2000-3000	2180 - 2090	1913,0 - 3652,2
Definición f_{ck} a los 28 días en prob. cilíndrica 15x30cm	No define	Media aritmética de las n/2 probetas de resistencia menor	Igual que en 1961	Cuantil del 5%
⁽ⁱ⁾	No especifica una resistencia mínima, pero aproximadamente se deduce de las resistencias admisibles			
⁽ⁱⁱ⁾	Este valor se deduce a partir de la tensión admisible tomando como coeficiente de seguridad 2, dado que tampoco aparece en la norma de 1941			
⁽ⁱⁱⁱ⁾	La resistencia mínima de cálculo es diferente para vigas y pilares			

— Módulo de deformación

La norma de 1941 no hace ninguna alusión a la definición del módulo de deformación del hormigón, valor que sólo era útil para el cálculo del coeficiente de equivalencia. Este coeficiente tomaba el valor 15 ó 10 en función del tipo de cemento utilizado, así que no era necesario conocer el módulo de deformación. En la Instrucción del 61 se define el módulo de deformación (Tabla II. 24) en función de la resistencia del hormigón a compresión.

Modificaciones introducidas por la HA-68 y la EH-73

En estas instrucciones se define el módulo de deformaciones igual que en la HA-61.

Tabla II. 24 Módulo de Deformación.

Módulo (kg/cm ²)	1941	1961	1968	1973
Cargas instantáneas	$E_c = n E_s$	$21.000 \sqrt{f_{ck}}$	$21.000 \sqrt{f_{c(i)}}$	Igual HA-61
Cargas permanentes/ clima húmedo	Cem. normal, n= 15	$14.000 \sqrt{f_{ck}}$	Igual HA-61	Igual HA-61
Cargas permanentes/ clima seco	Cem. Rápido: n=10	$8.500 \sqrt{f_{ck}}$	Igual HA-61	Igual HA-61

4.1.2. COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

Hasta la llegada de la Instrucción del Instituto Eduardo Torroja, la HA-61, se dimensionaba con las tensiones admisibles, minorando la resistencia de ambos materiales y sin mayorar las cargas. La tesis doctoral de Adolfo Páez (*Páez, 1951*) introdujo el concepto de coeficiente general de seguridad, el cual recogía la minoración de las resistencias y la mayoración de las cargas. Parte de aquella tesis se incluía como anejo al comentario del artículo 3.7 en la HA-61. Uno de los motivos de introducir un coeficiente de minoración de las resistencias es la dispersión de resistencia que se puede producir entre la probeta ensayada y la ejecución en obra.

El coeficiente de minoración del hormigón se establece en 1,6 y para el acero se fija un coeficiente de minoración de 1,2. Ambos valores se tomaron de resultados estadísticos aportados por el CEB (Comité Europeo del Hormigón).

La resistencia característica de las armaduras viene condicionada por la resistencia del hormigón y por el diámetro de la barra. Para que la fisuración no sea excesiva y exista una pérdida de adherencia entre ambos materiales, la HA-61 definía la máxima resistencia de ambos materiales en función de la resistencia del otro (*cfr. CAP-II-4.2.1*):

“Puede decirse que es siempre el hormigón el que produce el accidente final; y éste llega sin aviso cuando procede de una falta de resistencia del hormigón y con aviso cuando precede de una falta de resistencia de la armadura” (VVAA, 1961).

Modificaciones introducidas por la HA- 68 y la EH- 73

La tendencia de los coeficientes de mayoración de cargas y de la minoración de resistencia de materiales es a reducirse (*Tabla II. 25*). Aunque el coeficiente general de seguridad (*Tabla II. 26*), en vigas y en pilares se mantiene más o menos igual. Entendido el coeficiente general en vigas como el producto del coeficiente de minoración del acero por el coeficiente de mayoración de cargas. Mientras que el coeficiente general de seguridad para pilares sería el producto del coeficiente de

minoración del hormigón por el coeficiente de mayoración de cargas (*Calavera, 1973*).

Tabla II. 25 Coeficientes de mayoración de cargas y minoración de resistencias

Coeficiente	1941		1961	1968	1973 ^(II)
	Viga	Pilar ^(I)			
Minoración Hormigón	3	2,4-3,43	1,6	1,5	1,5
Minoración Límite elástico Acero		2	1,2	1,1	1,15
Mayoración cargas para viviendas		1	1,4	1,5	1,6
^(I)	La resistencia de cálculo del hormigón en pilares variaba en función de la planta en la que se encontraba				
^(II)	Valor medio de los coeficientes				

Tabla II. 26 Coeficiente general de seguridad en vigas y pilares

Coeficiente	1941	1961	1968	1973 ^(III)
Viga	2	1,68	1,65	1,84
Pilares	3,42-2,4 ^(IV)	2,24	2,25	2,4
^(III)	La resistencia de cálculo del hormigón en pilares variaba en función de la planta en la que se encontraba			
^(IV)	Valor medio de los coeficientes			

4.1.3. CARGAS Y SOLICITACIONES

– Cargas

Sólo la norma de 1941 dedica un apartado a describir los valores de las cargas a considerar para los cálculos. El resto de normativas, cuando se refieren a las cargas, describen las tipologías (peso propio, permanentes, sobrecargas, accidentales...) y las hipótesis de carga que se deben tener en cuenta para cada comprobación (agotamiento, deformación, pandeo, etc.).

Los valores de las sobrecargas a considerar en edificación propuestos por las normativas que estimas las cargas entre 1939 hasta 1973 no han cambiado. En este periodo el valor estimado de las cargas se ha regulado en varias normas. La primera, la de 1941, comentada anteriormente. La normativa más próxima al 73 fue la MV-102-62, una normativa dedicada exclusivamente a la estimación de las cargas que publicó en 1962 el Ministerio de la Vivienda.

La distinción entre las posibles cargas que debía soportar una estructura (permanentes, variables, accidentales...) se ha mantenido constante en todas las normas estudiadas. No obstante, si ha variado el nombre con el que se bautizaba cada agrupación de cargas (*v. Anejo. Resumen Normativas Españolas*). La HA-61 no definía estos valores estimados de las cargas, ya que esa tarea les correspondía a los Organismos competentes o al propio proyectista, según los redactores. No obstante, se le debe el mérito de la definición de las cargas características, una de las principales originalidades de esta Instrucción. Definía como carga nominal aquella para la que se propone la estructura y la "*carga característica la máxima previsible, no excepcional, durante la vida de la estructura*". Además, introdujo la carga mayorada, a diferencia de la norma de 1941 que sólo habla de valor representativo de la sobrecarga⁴⁶, aunque el coeficiente de minoración de resistencia de los materiales es mayor en norma más antigua (*Tabla II. 25*)

_ Solicitaciones

La HA-61 no sugiere ningún método en particular para el cálculo de solicitaciones. Solo, indica que se deben seguir los criterios de la mecánica racional.

⁴⁶ Art. 1.2 Normas del 11 de marzo de 1941 (B.O. del 12). Se denomina sobrecarga a una carga representativa del peso de personas, mobiliario, productos almacenados, etc, y en general, de toda carga cuya actuación no es permanente.

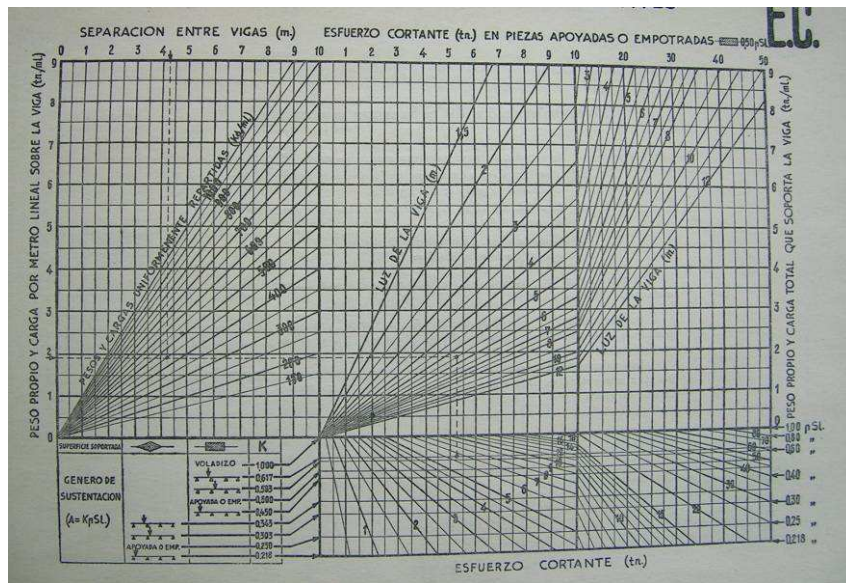
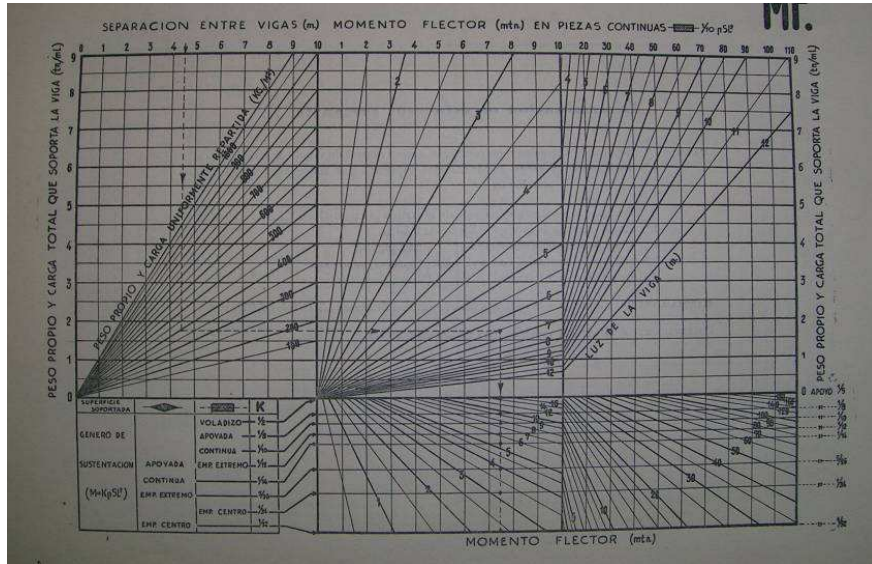


Figura II. 48 Ábaco Determinación de momentos flectores y Cortante. (López Jamar, 1946).

Modificaciones introducidas por la HA- 68 y la EH- 73

Para el cálculo de las sollicitaciones en los pórticos la norma de 1941 proponía una sencilla modelización que consistía en calcular la viga como una viga continua, independiente de los pilares. Para los pilares hacía una distinción entre

los internos, que se consideraban sometidos sólo a cargas centradas, y los extremos, con momento y axil. Pero esta simplificación sólo era válida si las diferencias entre las luces de los vanos eran menores a un 20%. Para agilizar los cálculos, los técnicos elaboraron ábacos aplicando este método que a partir de la carga y la luz obtenían el momento flector y cortante de la viga y el momento transmitido al pilar (*Figura II. 48*)

En caso de no poder aplicar esta simplificación la norma no aportaba más datos. Para solucionarlo se debía recurrir al cálculo por el método de Cross. Este método de Cross se publicó en el 1932 en Estados Unidos, pero a España llegó en 1948, con la traducción de Fernández Casado.

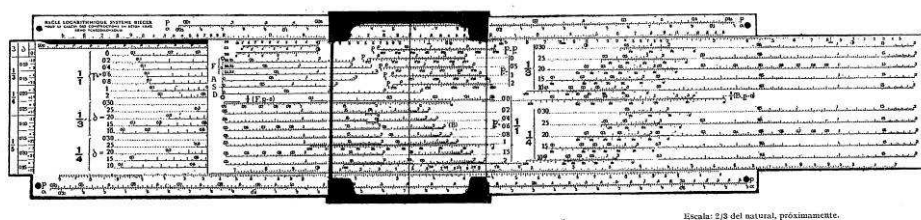
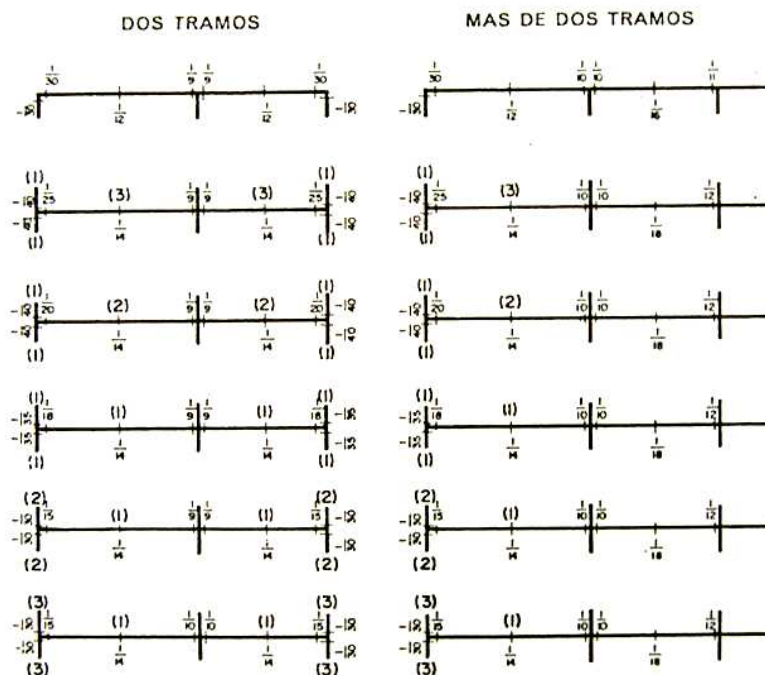


Figura II. 49 Regleta logarítmica. (Monfort, 1925).



NOTA.—Los valores de los momentos se obtienen multiplicando las cifras dadas en el esquema por $q \cdot l^2$ afectados del signo que corresponda.

Los números entre paréntesis indican rigideces relativas.

Los momentos de los pilares centrales se pueden considerar nulos.

Figura II. 50. Método simplificado para el cálculo de momentos en pórticos de hormigón armado propuesto por la HA-68 y la EH-73.

La HA-68 y la EH-73 aportan un método simplificado del método de Cross para estructuras porticadas, que es el mismo en ambas normas. Sin la rápida calculadora actual la regla de cálculo resultaba muy útil (Figura II. 49). La regla se componía de una serie de reglas logarítmicas materializadas en varias hojas que se desplazaban y sobreponían y gracias a ello se obtenían los momentos y las secciones de armadura necesarias con unos pocos movimientos.

4.1.4. DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN.

Algunas hipótesis de la primera normativa de 1939 se mantienen hasta la normativa actual, como son considerar las secciones planas antes y después de la

deformación, no considerar la resistencia a tracción del hormigón y la compatibilidad de deformaciones entre acero y hormigón. En consecuencia, también estaban vigentes en las normas analizadas.

La gran aportación de la normativa redactada en el Instituto Eduardo Torroja⁴⁷ fue la introducción del método del Momento tope. Hasta ese momento se utilizaba la teoría clásica para el dimensionado de piezas de hormigón armado. Se basaba en el criterio de las tensiones admisibles. Es decir, se dimensionaban las secciones en función de la máxima tensión de trabajo que era capaz de soportar los materiales, acero y hormigón. Las tensiones de trabajo eran el resultado de minorar la tensión de rotura del hormigón por un coeficiente igual a 3, y en el acero se minoraba el límite elástico por el coeficiente 2. Con estos coeficientes de seguridad se conseguía dimensionar las secciones dentro del régimen elástico. Así cobraban sentido las ecuaciones que se manejaban heredadas de las estructuras metálicas, siempre dentro de los límites elásticos.

Al considerar el dimensionamiento en rotura, el momento tope conseguía aprovechar mejor el material. Con menor área de hormigón y acero que con el método de tensiones admisibles se conseguía resistir la misma carga. La HA-61 definía el momento tope, en una sección, como el *“momento producido, con respecto a la armadura de tracción, por una tensión igual al 75% de la resistencia minorada del hormigón, aplicada uniformemente a toda la sección útil”*.

El 75% era debido al cansancio, es decir a la caída de resistencia a lo largo del tiempo, y que fue demostrada experimentalmente por el profesor H. Rüschi. Esta caída se puede estimar del orden del 20% y puede llegar hasta el 25% en piezas totalmente comprimidas, aumentando conforme aumenta la profundidad de la fibra neutra. Con la introducción de la teoría del Momento tope las piezas se dimensionan bajo el supuesto de tres estados tensionales (*Figura II. 51*): flexión simple (cuando la fibra neutra está muy alta), compresión simple (cuando la fibra neutra es muy baja) y un estado intermedio entre ambos.

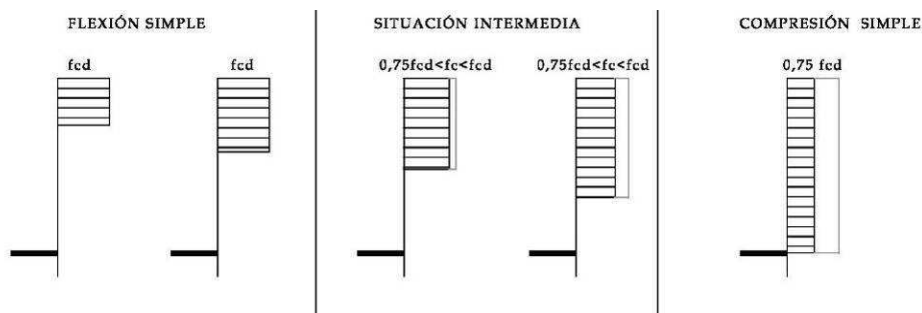


Figura II. 51. Diagramas de tensión para los tres supuestos del Momento tope.

“Para situaciones en las que la profundidad de la fibra neutra sea pequeña basta con considerar el diagrama rectangular de tensiones de la zona de compresiones con el valor de la resistencia del hormigón a compresión minorada. Pero cuando la profundidad de la fibra neutra alcanza un cierto valor límite la anchura del rectángulo de tensiones debe ir reduciéndose hasta llegar a tomar el valor de 0,75 de la resistencia de cálculo cuando la sección está totalmente comprimida”.

Al final de la normativa se añade un anexo de cálculo en el que se facilitan unas expresiones sencillas que siguen el método propuesto con las que se puede dimensionar o comprobar secciones para cada una de las situaciones posibles.

– Vigas

Las ecuaciones propuestas por la HA-61 para el cálculo de la armadura de tracción, en el caso de que no sea necesaria armadura de compresión⁴⁸, son las siguientes:

$$U_{s1} = 0,97 \frac{M_d \cdot z}{d} \left(1 + \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \right) \quad \text{Ec. II. 23}$$

siendo:

- b Ancho de la sección
- z Brazo mecánico

⁴⁷ Torroja desarrolló dicho trabajo en 1952, cuando publica un artículo junto a Páez, en Informes de la Construcción (Torroja, 1952)

U_{s1}	Capacidad mecánica a tracción
d	Canto útil ($h-r_1$)
M_d	Momento flector mayorado
f_{cd}	Resistencia de cálculo del hormigón

En el caso que el momento solicitación mayorado sea mayor que $M_d \geq 0,375 f_{cd} b \cdot d^2$, sería necesaria armadura de compresión y en las expresiones aparece dicho valor. La capacidad mecánica de la armadura de tracción debía ser como mínimo igual a $0.04 f_{cd} \cdot b \cdot d$.

_ Pilares

Para el cálculo de pilares en compresión simple la norma propone calcular la cantidad de armadura necesaria en función de la expresión:

$$N_d \leq 0,75 f_{cd} \cdot b \cdot h + U_{s1} + U_{s2} \quad \text{Ec. II 24}$$

debiéndose verificar:

$$U_{s1} \geq 0,05 N_d ; \quad U_{s2} \geq 0,05 N_d \quad \text{Ec. II 25}$$

y siendo:

N_d	Axil mayorado
f_{cd}	Resistencia minorada del hormigón
b	Ancho de la sección
h	Canto de la sección
U_{s1}	Capacidad mecánica a tracción
U_{s2}	Capacidad mecánica a compresión

La *Ec. II 25* es la armadura mínima que debe existir en un pilar. Esta limitación se ha mantenido hasta la actualidad. La expresión propuesta por la HA-61 para el cálculo de la armadura es muy similar a la expresión propuesta por la norma de 1941 (*Ec. II. 15*). La diferencia reside en el porcentaje que acompaña a la

⁴⁸ Además de esta posibilidad existe un procedimiento de cálculo para el caso de necesitar armadura de compresión (sea o no conocida).

resistencia de cálculo del hormigón (en la HA-61 es de 75%) y el producto de $\sigma b \cdot n$, que en la HA-61 se sustituye por la resistencia de cálculo del acero.

En el caso de pilares a flexocompresión la norma distinguía dos casos en función de si la capacidad mecánica de la armadura de compresión es conocida a priori o no. Las expresiones para el caso más común⁴⁹ para pilares con armadura simétrica, donde $N_d < 0,5 f_{cd} \cdot b \cdot d$, son las siguientes:

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{N_d}{z} \left(e_o + \frac{z}{2} \right) - \frac{d}{z} \cdot N_d \left(1 - \frac{N_d}{2 f_{cd} \cdot b \cdot d} \right) \quad \text{Ec. II. 26}$$

con las siguientes restricciones

$$U_{s1} = U_{s2} > \begin{cases} 0,04 f_{cd} \cdot b \cdot d \\ 0,05 N_d \end{cases} \quad \text{Ec. II. 27}$$

y siendo:

- N_d Axil mayorado
- f_{cd} Resistencia minorada del hormigón
- b Ancho de la sección
- h Canto de la sección
- z Brazo mecánico
- e_o Excentricidad de cálculo
- U_{s1} Capacidad mecánica a tracción
- U_{s2} Capacidad mecánica a compresión

En el caso que el axil de cálculo mayorado sea mayor que el valor de referencia; es decir, $N_d \geq 0,5 f_{cd} \cdot b \cdot d$, la expresión para obtener la armadura simétrica es:

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{N_d}{z} \left(e_o + \frac{z}{2} \right) - \frac{d}{z} 0,375 f_{cd} \cdot b \cdot d \quad \text{Ec. II. 28}$$

$$U_{s1} = U_{s2} > \begin{cases} 0,04 f_{cd} \cdot b \cdot d \\ 0,05 N_d \end{cases} \quad \text{Ec. II. 29}$$

⁴⁹ Para los pilares sometidos a compresión compuesta son aplicables también los mismos criterios de pandeo reseñados en el apartado anterior.

Para las armaduras de compresión como máximo la capacidad mecánica de cálculo será de 3750 kg/cm².

Modificaciones introducidas por la HA- 68 y la EH- 73

La diferencia entre el método de tensiones admisibles o teoría clásica y el Momento tope reside en considerar rectangular el diagrama de tensiones del hormigón a compresión, superando la fase elástica del material. La teoría clásica partía de la hipótesis de considerar sólo el diagrama triangular de la fase elástica del hormigón y, por tanto, una vez superada la tensión límites se agotaba la resistencia del hormigón. En la teoría del momento tope y en la de estados límite, aceptan que el hormigón se agota en régimen plástico, no al alcanzar el límite.

El diagrama de tensiones del hormigón ha variado en las normas analizadas. En la norma de 1941 se optó por un diagrama triangular con el hormigón trabajando en régimen elástico. A partir de la instrucción HA-61, con la introducción de los métodos en rotura se utiliza el diagrama rectangular, aceptando el comportamiento plástico del hormigón. En la EH-73, ya se introduce el diagrama parábola-rectángulo, que convivirá junto al rectangular hasta la actualidad.

Las hipótesis recogidas en el método del Momento tope de la HA-68 son las mismas que en el método descrito en la HA-61, a excepción del coeficiente de fatiga, que se reduce del 75% considerado en 1961 al 70% en 1968.

El método recogido en la EH-73 para el cálculo de secciones es el método de los Estados límite. Este método lo explica con detalle en su Tesis Doctoral Morán Cabré, que después se publicará en 1972 como monografía del Instituto Eduardo Torroja (*Morán, 1972*). Para el diagrama tensión-deformación del hormigón añade el diagrama parábola-rectángulo. Cuando se conocen las sollicitaciones y la sección de la pieza, existe un único plano de rotura. Para encontrar dicho plano de rotura, recurre a las ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos que permiten primero obtener la profundidad de la fibra neutra y después el área de acero. Como hipótesis de partida plantea que el acero se agota a tracción cuando alcanza

una deformación del 1%, que el hormigón se agota a compresión simple con una deformación del 0,2% y a flexo-compresión cuando alcanza una deformación del 0,35%. Todas estas hipótesis se introdujeron ya en la HA-61.

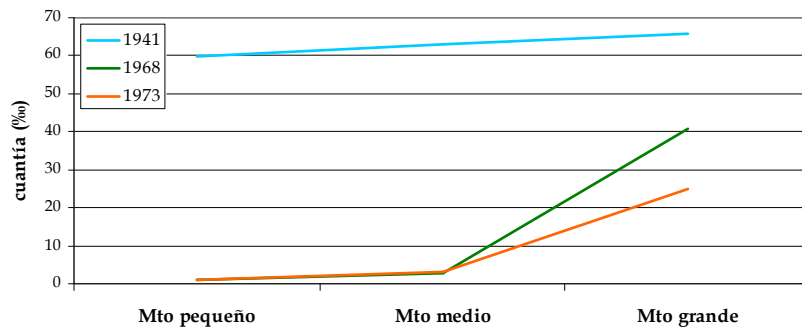


Figura II. 52. Relación de cuantías según las diferentes normativas para viga plana (50x30cm).

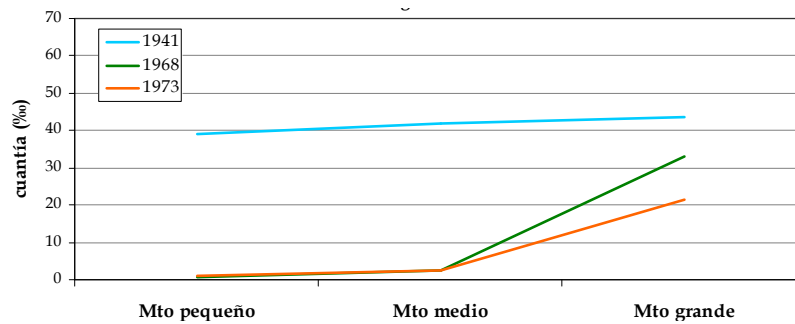


Figura II. 53. Relación de cuantías según las diferentes normativas para viga media (40x35 cm).

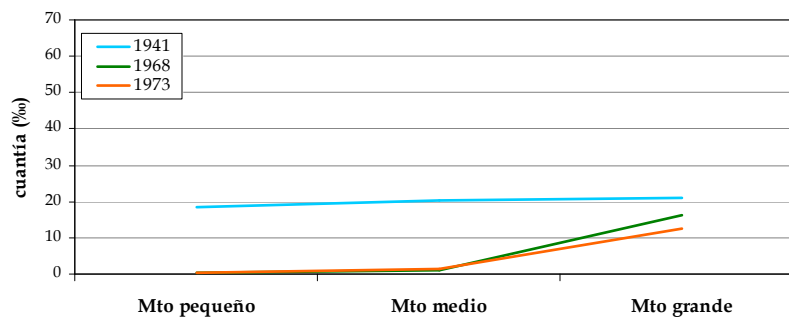


Figura II. 54. Relación de cuantías según las diferentes normativas para viga de canto (30x50 cm).

En las figuras siguientes se representa las cuantías de tracción necesarias tras aplicar los tres diferentes métodos de cálculo para tres valores de momentos (grande, mediano y pequeño) y para tres cantos diferentes de vigas (plana, media y de canto). En cualquier caso las cuantías de armado según la teoría clásica son mayores a las cuantías de armado obtenidas mediante el momento tope o la teoría de dominios. En la *Figura II. 52.* se representa la cuantía necesaria según cada método, observándose que el método del Momento tope y el de Estados límites son muy similares. En ambas se observa que se produce un incremento en el armado con momentos grandes. Mientras que, el método de las tensiones admisibles mantiene una pendiente constante para todos los momentos. No obstante, las cuantías de armado necesarias según la teoría clásica son mucho mayores que las necesarias según los otros dos métodos, llegando a multiplicar por 60 las cuantías obtenidas en los otros dos métodos para un momento pequeño y una viga plana (*Figura II. 52.*). En la viga de canto medio (*Figura II. 53*) y la viga de canto (*Figura II. 54*) la situación es la misma, salvo que las cuantías entre el método de las tensiones admisibles y los otros dos se aproximan. Por tanto, según la teoría clásica se obtienen cuantías de armado mayores que en los otros dos métodos. No obstante, las diferencias se cortan cuando las vigas son de gran canto y con momentos grandes.

4.1.4.b Pandeo.

Para abordar el efecto de pandeo todas las normas tienen el mismo criterio. Si la esbeltez de la pieza es menor a la esbeltez de referencia se puede considerar que a la pieza no le afecta el pandeo. Si por contra la esbeltez geométrica es mayor de dicho valor se calcularía a agotamiento añadiendo a la excentricidad de cálculo una adicional. La expresión para definir el valor de la excentricidad adicional variaba en función de la tensión límite del acero, de la excentricidad de cálculo del canto de la pieza y de la longitud de pandeo. La expresión para calcular esta excentricidad es lo que varía en las diferentes normas.

Sin embargo, el valor de referencia de la esbeltez límite varía entre las diferentes normas, siendo 15 para la norma de 41 y un valor variable en función de las condiciones de apoyo en la HA-61.

El procedimiento de cálculo del Momento tope de la HA-61 se detalla en el anejo de cálculo de la misma instrucción. Allí aborda el dimensionamiento de pilares diferenciando entre los sometidos a compresión simple (aquellos que tienen una excentricidad de cálculo menor que e_b^{50}) y los sometidos a flexo-compresión, con excentricidades mayores que e_b .

$$e_b = \frac{0,375 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + U_{s2} \cdot z}{0,75 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h + U_{s1} + U_{s2}} \quad \text{Ec. II 30}$$

siendo:

d	Canto útil
f_{cd}	Resistencia minorada del hormigón
b	Ancho de la sección
h	Canto de la sección
z	Brazo mecánico
U_{s1}	Capacidad mecánica a tracción
U_{s2}	Capacidad mecánica a compresión

Modificaciones introducidas por la HA- 68 y la EH- 73

Las Instrucciones de 1968 y de 1973 fijan el límite a partir del cual un pilar es susceptible de sufrir pandeo con un valor menor que las dos anteriores debido a que éstas definen la esbeltez mecánica como el cociente entre la longitud de pandeo y el canto mínimo de la sección. A diferencia de la de 1941 y de la HA-61 que lo define como el cociente entre la longitud de la pieza real y el canto mínimo de la sección. De los cuatro límites el más restrictivo es el propuesto por la HA-61, dado que podía variar entre 3,43 (biapoyado) a 13,71 (biempotrado).

Figura II. 55 Condicionantes de pandeo en pilares.

	1941	1961	1968	1973
λ_{lim}	15	$1/7 K^{(II)}$	10	10
$\lambda = l/h \leq \lambda_{lim}$	No comp. pandeo	No comp. pandeo	No comp. pandeo	No comp. pandeo
$\lambda > \lambda_{lim}$	$N_d = N^* \omega^{(I)}$		$e_d = e_o + e_a$	$e_d = e_o + e_a$

(I) ω : varía en función de la esbeltez
 (II) K: varía en función de las condiciones de apoyo (biapoyado: 48; biempotrado: 96; empotrado-apoyado: 72)

4.1.5. DIMENSIONAMIENTO A CORTANTE.

La primera norma de 1906 aborda el cálculo de cortante con el criterio de Mörsch, que no admite la simultaneidad de resistencia del hormigón con las armaduras transversales, ya que consideraban que la armadura no trabaja hasta que el hormigón se fisura y cuando se fisura el hormigón no puede resistir el cortante, ni la parte comprimida ni la traccionada.

No obstante, desde la norma de 1941 hasta la EH-73 se considera la contribución de ambos materiales para absorber el esfuerzo cortante. En la década de los sesenta, en Estados Unidos se estaban utilizando fórmulas aditivas, que se introducen en España a partir de los ensayos de Páez y Torroja (Páez, 1961). Los técnicos españoles proponían una fórmula sencilla según la cual se calculaba la contribución del hormigón y del acero conjuntamente, que el C.E.B. admitió y quedó recogida en la instrucción del instituto Eduardo Torroja. Este método definía la resistencia virtual del hormigón a esfuerzo cortante, V_{cu} , con la expresión:

$$V_{cu} = K_1 \frac{1}{2} \sqrt{f_{cd}} \cdot b \cdot d \quad \text{Ec. II. 31}$$

siendo:

- f_{cd} Resistencia característica del hormigón
- b Ancho de la sección
- d Canto útil

⁵⁰ La excentricidad de referencia, e_b , es la que delimita el baricentro plástico.

K_1 Coeficiente que toma el valor:

$K_1 = 1$; si no hay esfuerzo axial

$$K_1 = \left(1 - \frac{N_d}{0,75 f_{cd} \cdot b \cdot d + U_{s1} + U_{s2}} \right) \left(1 + \frac{N_d}{0,1 f_{cd} \cdot b \cdot d} \right) \leq 2$$

La expresión propuesta por la HA-61 para absorber parte del esfuerzo cortante, V_{su} , es igual a:

$$V_{su} = \Sigma(U_{st} \varphi) \leq K_2 V_{cu} \quad \text{Ec. II. 32}$$

siendo:

U_{st} La capacidad mecánica de un estribo o de una barra levantada, pero limitando la resistencia de cálculo del acero a 3750 kg/cm².

φ 0,9 d/s (sin α + cos α) (α igual al ángulo que forman las barras con el eje longitudinal de la pieza)

K_2 Es un parámetro que toma el valor de 5 si existen barras levantada más estribos, o 4 si sólo existen estribos

No obstante, para poder tener en cuenta la colaboración de las armaduras como mínimo V_{su} debía ser mayor de un 60% de la contribución del hormigón; es decir:

$$V_{su} \geq 0,6 V_{cu} \quad \text{Ec. IV. 1}$$

Además, si coincide el cortante con el máximo momento (zona de los apoyos), era conveniente que la mitad de la armadura de cortante fuesen barras levantadas y la otra mitad estribos. La separación máxima de estribos establecida por la instrucción de 1961 para vigas y pilares era:

$$s \leq 0,75 d(1 + \text{ctg } \alpha) \quad \text{Ec. IV. 2}$$

siendo:

d Canto útil

α Ángulo que forma los estribos con el eje longitudinal de la pieza.

Robinson (VVAA, 1961) afirmaba que el fenómeno del esfuerzo cortante no se concentraba en una sección, sino que abarcaba una longitud del orden del canto o poco menos de la pieza. Adoptada la modelización de celosía, la parte

comprimida del hormigón debía ser equilibrada con la armadura de tracción que, por tanto, se debía prolongar a partir de la sección estudiada una longitud del orden de medio canto, a partir de donde dejan de ser necesarias por efectos de flexión.

La capacidad mecánica de los estribos se limitaba superiormente a 3750 kg/cm² para evitar que fallase la cabeza comprimida antes que entrasen a trabajar los estribos (VVAA, 1961).

Se fija un límite inferior dado que con poca armadura de cortante podía resultar insuficiente para redistribuir los esfuerzos internos cuando surgía la fisura, no considerando, en estos casos, para los cálculos la escasa armadura trasversal.

Si se considera en el cálculo que están a compresión deberán llevar cercos que arriostre separados menor de b (canto menor) y menor de 10 diámetro de la barra longitudinal.

Modificaciones introducidas por la HA- 68 y la EH- 73

La EH-73 define las mismas expresiones propuestas en la HA-68 para abordar el cálculo de cortante. Además, estas expresiones son las mismas indicadas en la instrucción de 1961. El único parámetro que cambia es el límite superior máximo al que pueden trabajar las armaduras, que pasa de 3750 kg/cm² en 1961 a 4000 kg/cm² en 1973.

Aunque a priori puede parecer que la norma de 1941 se distancie de las expresiones propuestas en las normativas posteriores, en realidad son muy similares. Como se observa en la *Tabla II. 27*, el valor de la resistencia a cortante del hormigón, V_{cu} , para el caso de hormigón de 120 kg/cm², es muy similar en ambas definiciones. En el caso de la expresión que determina el cortante que absorben las armaduras levantadas, $V_{su, lev}$, si se considera una inclinación de 45° y una separación igual al canto útil de la viga, los valores que se obtienen son prácticamente análogos.

El punto donde más discrepancias existen entre la HA-61 y las dos últimas normativas es el referente a las limitaciones. Mientras que la HA-61 limita

inferiormente la armadura de cortante (60% de V_{cu}), y superiormente ($K_2 V_{cu}$), la HA-68 y EH-73 fijan la mínima armadura de cortante en un valor igual a $0,02 f_{cd} b d$ y superiormente fija $5 f_{cd} b d$. En cambio, la norma de 1941 establece la mínima armadura de cortante en función de la separación de los estribos, $1/2d$ cerca de los apoyos, y la altura de la viga en el centro de la viga.

Tabla II. 27 Comprobación de cortante en vigas para hormigón de 120 kg/cm^2

	Norma 1941	Normas 1961, 1968 y 1973	Relación entre normas
$V_{cu}^{(I)}$	$\tau = \frac{V_{cu}}{b z} \rightarrow V_{cu} = 4 b 0,8 d = 3,2 b d$	$V_{cu} = K_1 \frac{1}{2} \sqrt{f_{cd}} \cdot b \cdot d = 3,16 b d$	3,2/3,16
$V_{su,lev}^{(II)}$	$V_{su,lev} = \frac{z f_{yd} A_{slev} \sqrt{2}}{s_{lev}} =$ $\frac{0,8 d n f_{yd} A_{slev} \sqrt{2}}{s_{lev}} =$ $1,13 (n f_{yd} A_{slev})$	$V_{su,lev} = \Sigma(U_{st} \phi) =$ $(n A_{slev} f_{yd}) 0,9 \frac{d}{s_{lev}} (\sin \alpha + \cos \alpha) =$ $(n A_{slev} f_{yd}) 0,9 \sqrt{2} =$ $1,27 (n A_{slev} f_{yd})$	1,13/1,27
V_{str}	$s_t = \frac{d \Sigma f_{yd} A_{st}}{V_{su,t}} \rightarrow$ $V_{su,t} = \frac{d \Sigma f_{yd} A_{st}}{s_t}$	$V_{su} = \Sigma(U_{st} \phi) =$ $(n A_{slev} f_{yd}) 0,9 \frac{d}{s_{lev}} (\sin 90 + \cos 90) =$ $0,9 (n A_{st} f_{yd}) \frac{d}{s_t}$	1/0,9

(I) Si el hormigón fuese $f_{ck} > 160 kg/cm^2$ en vez de $4 kg/cm^2$ serían $6 kg/cm^2$.

(II) Las barras forman un ángulo de 45° con la horizontal y están separadas un distancia igual al canto útil, d

4.1.6. ANCLAJES Y EMPALMES.

– Anclajes

Para el cálculo la HA-61 distingue entre armaduras lisas y armaduras de alta adherencia (corrugadas), a diferencia de la normativa de 1941, que sólo definía el tipo de terminación de las armaduras y que era el mismo para cualquier tipo de acero. Esta constituye la primera diferencia sustancial entre ambas normativas con respecto a los anclajes. Por tanto, las longitudes de anclaje definidas en la HA-61 eran mayores que las definidas en la norma de 1941, dado que la norma del 61

añade la longitud de anclaje, a partir de donde decrece el esfuerzo, además se le añade el dispositivo final de anclaje.

Para las armaduras lisas distinguía entre las armaduras trabajando a tracción y las trabajando a compresión. Las armaduras sometidas a tracción se anclaban con gancho y la expresión propuesta para el cálculo de la longitud de anclaje era:

$$l_a \geq 4 \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \phi - 4k_1 r \quad \text{Ec. II. 33}$$

siendo:

- k_1 Constante en función del recubrimiento perpendicular al plano del gancho (de valor 3,3; 2,6; 2,1 si el recubrimiento es mayor que 5ϕ ; 2ϕ ; o \emptyset , respectivamente)
- f_{yk} Resistencia característica del acero
- f_{ck} Resistencia característica del hormigón
- r Radio de giro interior ($= 5\phi$)
- ϕ diámetro de la barra

La longitud de anclaje se calculaba en función de las resistencias características del acero y del hormigón, del diámetro de la barra, del recubrimiento y de un parámetro experimental fijado en función del recubrimiento.

Para las armaduras corrugadas el dispositivo de anclaje propuesto por la HA-61 era la prolongación recta. La longitud de anclaje dependía de las resistencias características del acero y del hormigón y del diámetro de la barra. (Tabla II. 28)

En las armaduras a compresión no hacía la distinción entre las lisas y corrugadas, ambas se anclaban en prolongación recta y con una longitud de 30 veces el diámetro a partir de donde dejaban de ser necesarias.

Las diversas expresiones propuestas por la HA-61 para el cálculo de las longitudes de anclaje son las mismas que las propuestas por Caquout (VVAA, 1961) y que fueron corroboradas con una serie de ensayos realizados por K. H. Kónyi (Kónyi, 1954).

– Empalmes

Excepto la Norma de 1941 que cuantifica la longitud de solape en 40 veces el diámetro de la barra, las otras tres normas utilizan la misma expresión de la longitud de anclaje para el cálculo del empalme por solape y las mismas terminaciones descritas para los anclajes.

Modificaciones introducidas por la HA- 68 y la EH- 73

En la HA-68 se definen los mismos dispositivos de anclajes normalizados de gancho, patilla y prolongación recta. Como se observa en la *Tabla II. 29* la longitud total de anclaje comienza a partir del punto donde dejan de ser necesarias las armaduras más un canto útil y más una longitud intermedia entre el canto útil y la longitud de anclaje. Esta última magnitud se podría reducir en barras a compresión. La longitud de anclaje se determina en función del esfuerzo al que está sometida la barra, tracción o compresión, y del tipo de acero, liso o corrugado.

Tabla II. 28 Longitudes de empalme por solape.

	Esf. ⁽ⁱ⁾	Lisas		Alta adherencia	
		ls ⁽ⁱⁱ⁾	Dispst. ⁽ⁱⁱⁱ⁾	ls	Dispst.
1941	C	>40 Ø	G/P/R	>40 Ø	G/P/R
	T	>40 Ø	G/P/R	>40 Ø	G/P/R
1961	C	30 Ø	R/P	30Ø	R
	T	$\geq 4 \frac{6f_{yk}}{f_{ck}} \phi - 4$	G	$\geq 4 \frac{6f_{yk}}{f_{ck}} \phi - 4k_1r$	R
1968	C	$\geq \frac{6000}{f_{ck}} \phi$	P	$\geq 1,7 \frac{6f_{yk}}{f_{ck}} \phi > 20 \text{ Ø}$	R
	T	$\geq \frac{6000}{f_{ck}} \phi$	G	$\geq 1,7 \frac{6f_{yk}}{f_{ck}} \phi$	R
1973	P-I	$n_1 \text{ Ø} \text{ (ii)}$	C: P T: G	$\geq 15 \frac{f_{yk}}{4200} \sqrt{\frac{200}{f_{ck}}} \phi^2$	C :R/P T:R/P/G
	P-II	$n_2 \text{ Ø}$	C: P T: G	$\geq 20 \frac{f_{yk}}{4200} \sqrt{\frac{200}{f_{ck}}} \phi^2$	C :R/P T:R/P/G

⁽ⁱ⁾ T: esfuerzo a tracción y C significa esfuerzo a compresión

⁽ⁱⁱ⁾ Dispositivo de anclaje G: gancho; P: Patilla; R: Prolongación recta

⁽ⁱⁱⁱ⁾ El valor de n varía en función de la resistencia del hormigón (para H-125 $n_1 = 52$ y $n_2 = 44$; para H-175 $n_1 = 44$ y $n_2 = 36$; H-200: $n_1 = 40$ y $n_2 = 32$)

Para acero corrugado el anclaje de barras a tracción podía ser por prolongación recta, patilla o gancho, y en barras a compresión por prolongación recta o patilla. Los anclajes con barras corrugadas exigen mayores radios de doblado y mayores longitudes que las barras lisas. Además del cálculo de las longitudes de anclaje, era preciso asegurar la adherencia (*artículo 41º*) de las barras a tracción bajo la acción del esfuerzo cortante. Para verificar que era aceptable dicha adherencia se debía cumplir:

$$n\Phi \geq \beta b \frac{V_d}{V_{cu}} \quad \text{Ec. II. 34}$$

siendo:

$n\Phi$	suma de las barras por el diámetro de las barras en mm
β	coeficiente que depende del tipo de acero y de la resistencia del hormigón (1,3 para acero liso y hormigón de resistencia 120 -300 kg/cm ² ; 0,9 para acero de alta adherencia y hormigón de resistencia 120-300 kg/cm ²)
b	Ancho de la sección
V_d	Cortante solicitación mayorado
V_{cu}	Resistencia virtual del hormigón a cortante

La EH-73 introduce novedades algunas de las cuales siguen vigentes en la normativa actual, como son los conceptos de longitud neta (cociente entre el área de armadura necesaria y de armadura real), la importancia de la posición de la barra durante el hormigonado (posición favorable o posición desfavorable), la longitud mínima (10 veces el diámetro, 15 cm o 1/3 longitud de anclaje) y el incremento de la longitud de anclaje 10 veces el diámetro si existe posibilidad de efectos dinámicos.

Tabla II. 29 Dispositivos y longitudes de anclaje para barras rectas.

		Lisas			Alta adherencia		
Esf. (i)	decalaje	P0-P1 (ii)	P1-P2 (iii)	Dispst. (iv)	P0-P1	P1-P2	Dispst.
1941	C	15cm	Si es Recta: >20-30 Ø	G/P/R	15cm	Si es Recta: >20-30 Ø	G/P/R
	T						
1961	C	0	30 Ø	R/P	0	30Ø	R
	T	0	$\geq 4 \frac{6f_{yk}}{f_{ck}} \phi - 4k_1 r$	G	0	$\geq 4 \frac{6f_{yk}}{f_{ck}} \phi - 4k_1 r$	R
1968	C	0	$\geq \frac{6000}{f_{ck}} \phi$	P	0	$\geq 1,7 \frac{6f_{yk}}{f_{ck}} \phi > 2$ 0 Ø	R
	T	d 15 Ø	$\geq \frac{6000}{f_{ck}} \phi$	G	d 10 Ø	$\geq 1,7 \frac{6f_{yk}}{f_{ck}} \phi$	R
1973	P-I	$n_1 \text{ Ø}^{(v)}$		C: P T: G	$\geq 15 \frac{f_{yk}}{4200} \sqrt{\frac{200}{f_{ck}}} \phi^2$		C :R/P T:R/P/G
	P-II	$n_2 \text{ Ø}$		C: P T: G	$\geq 20 \frac{f_{yk}}{4200} \sqrt{\frac{200}{f_{ck}}} \phi^2$		C :R/P T:R/P/G

(i) Esf. Esfuerzo. De tracción (T) y de compresión (C)
(ii) P0 Punto desde donde dejan de ser necesaria la armadura
(iii) P2 Punto donde comienza el dispositivo de terminación
(iv) Dispositivo de anclaje G: gancho; P: Patilla; R: Prolongación recta
(v) El valor de n varía en función de la resistencia del hormigón (para H-125 $n_1 = 52$ y $n_2 = 44$; para H-175 $n_1 = 44$ y $n_2 = 36$; H-200: $n_1 = 40$ y $n_2 = 32$)

4.2. EJECUCIÓN Y CONTROL.

4.2.1. MATERIALES

Los tipos de cemento y las condiciones que se les debe exigir se recogen en las diferentes versiones del Pliego de Recepción de Cementos. Además de las

mejoras de los cementos, la Instrucción del Torroja incorpora un artículo dedicado a las adiciones.

La norma de 1941 comentaba la existencia de dos tipos de acero, ordinario y especial. Aconsejaba como mejor solución usar los aceros especiales, de mayor límite elástico, para utilizar menor cantidad de acero. Pero en realidad, en la mayoría de artículos dedicados al cálculo, consideraban sólo la tensión admisible de los aceros ordinarios, 1200 kg/cm². La HA-61 distinguía entre armaduras lisas, cuyo límite elástico coincidía con los aceros ordinarios de 1941, y las armaduras corrugadas, cuyo límite elástico coincidía con los aceros especiales. La HA-61 intentó comenzar a sentar bases y exigencias para la futura estandarización del entonces reciente comercializado acero de alta adherencia. La norma del Instituto Torroja definía el máximo⁵¹ límite elástico del acero en función de la resistencia característica del hormigón con la fórmula:

$$f_{yk} \leq 40f_{ck} - 2200 \quad \text{Ec. II. 35}$$

Para la mínima resistencia del hormigón definida en la norma, 130 kg/cm², el límite elástico característico de los aceros, lisos o corrugados, no podía superar el valor de 3200 kg/cm²:

$$f_{yk} \leq 40f_{ck} - 2200 = 40 \cdot 130 - 2200 = 5200 - 2000 = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

Además de esta condición, el límite elástico del acero variaba en función del diámetro, según la expresión:

$$f_{yk} = 3000 - 40 \varnothing \quad \text{Ec. II. 36}$$

siendo \varnothing el diámetro de la barra. De esta expresión se deduce que a mayor diámetro menor límite elástico.

⁵¹ La Instrucción de 1939 también propone un máximo para la tensión admisible del acero, aunque no es la misma.

Modificaciones introducidas por la HA- 68 y la EH- 73

La EH-73 mantiene la distinción entre aceros lisos y corrugados, pero reduce el límite elástico del acero liso a 2.200 kg/cm² y aumenta el de los aceros corrugados a 4.200 kg/cm².

Tabla II. 30 Propiedades Mecánicas del Acero

	1941	1961	1968	1973
f_{yk}: Lisos (ordinarios)	2.400	3000 - 40 Ø	2.400 (Ø ≤16) 2.300 (Ø >16)	2.200
Corrugados/ Estirados en f_{yk}: frío (especiales)	⁽ⁱ⁾	(3000 - 40 Ø) (+25%)	3.600	4.200
Tipos de acero	Ordinario Especial	Ordinario (F622) Alta adherencia	Liso (AE22L) Alta adherencia (estirado en frío y dureza natural)	Lisos (AE22L) Corrugados (AE42N y AE42F) ⁽ⁱⁱ⁾
Serie aconsejaba	⁽ⁱⁱⁱ⁾	5-6-8-10-12-16-20-25-30-35 - 40	^(iv) 5-6-8-10-12-16-20-25-30-35-40	^(iv) 5-6-8-10-12-16-20-25-30-35-40

(I) En la Instrucción de 1939 fija como mínimo 3.600 kg/cm².
 (II) Instrucción de 1939: 5-6-7-8-10-12-14-16-20-25-30-35
 (III) Recomienda no usar los diámetros del 14, para evitar confusiones en obra

La serie de diámetros aconsejada ha sufrido pocas variaciones desde la primera Instrucción. Se añadieron diámetros más gruesos (40 mm) a partir de la década de los sesenta. Pero los diámetros (Tabla II. 9) más usuales en edificación eran desde el Ø 10 hasta el Ø 18, (este último desapareció también en la década del sesenta), o incluso podía llegar a Ø 20, en ocasiones.

4.2.2. DOSIFICACIÓN

En la década de los años cincuenta, el método para calcular la dosificación era aún un punto donde existían muchas discrepancias entre los técnicos de los diferentes países. La instrucción del Torroja describe las dos posturas:

— la primera se preocupaba por definir el hormigón por resistencia o por una dosificación fija, que se acompañaba de dosificaciones generales y leyes granulométricas definidas por unos gráficos;

— la segunda postura apostaba por definir la dosificación fijando el tamaño máximo del árido, la consistencia y la relación agua/cemento en función de las relaciones de cemento/arena /grava.

En el segundo caso se prescribía la periodicidad y condiciones según las cuales se debían ensayar las probetas, además de fijar un contenido mínimo de cemento, la consistencia y la relación A/C. El primer caso es el que más se aproxima al recogido en la primera norma española, y el segundo es por el que apuesta la HA-61. Este método de dosificación fijaba el contenido mínimo y la consistencia siguiendo los criterios del belga Magnel (*Magnel, 1945*), que consideraba necesarios estos dos parámetros para proteger la armadura de la corrosión.

El contenido mínimo de cemento que fija es de 250 kg/m³ para estructuras a la intemperie. Para llegar a esta conclusión se basa en la norma suiza que fija el contenido mínimo en 300 kg/m³, pudiendo rebajarse en 50 kg/m³ si la estructura se encuentra abrigada de la intemperie y de la humedad. *“Siendo la humedad el principal agente agresivo, parece lógico reducir dicha dosificación (300 kg/m³), en nuestro país, al menor de los valores... y fijar en 250 kg/m³ la mínima riqueza de cemento admisible en piezas de hormigón armado”* (VVAA, 1961)

Como anejo en la norma del Torroja se incluía el artículo de De la Peña publicado en la revista Informes de la Construcción (*De la Peña, 1957*) resumido donde explica el método más aconsejable para obtener la dosificación aproximada que luego se debía ensayar para verificar que se obtienen los resultados deseados; de no ser así, se debía corregir. Este anejo incluye una tabla (*Tabla II. 31*) de la que se obtienen los litros de agua por m³ de hormigón en función de la consistencia (*Figura II. 56*), el tipo de árido y el tamaño máximo del árido. Matizaba que esas cantidades podían variar dependiendo de la temperatura y de la humedad ambiental y del tipo de cemento.

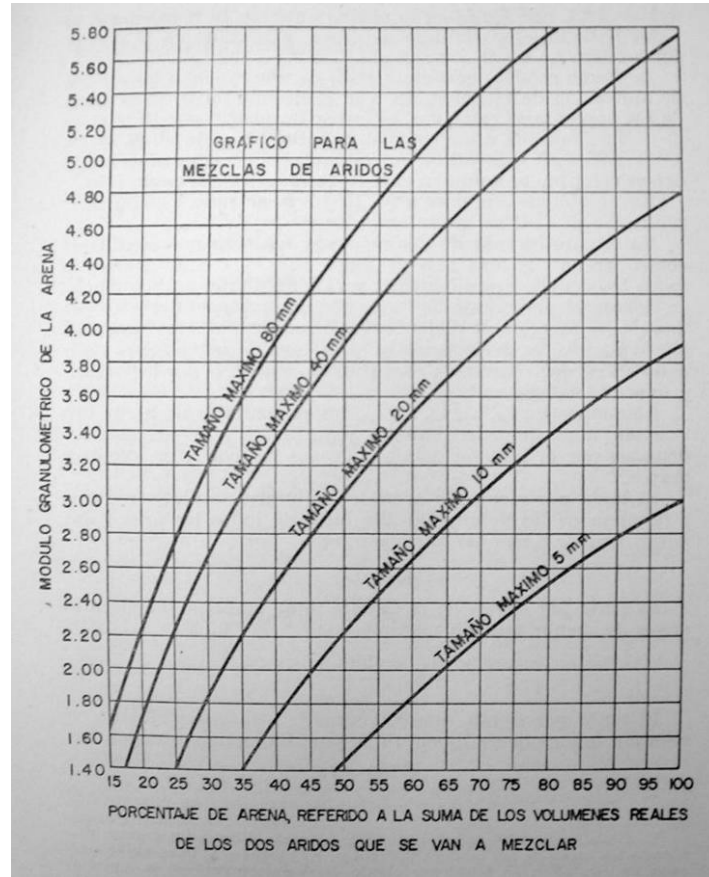


Figura II. 56. Ábaco para obtener la proporción de arena y grava.

Tabla II. 31 Litros de agua por metro cúbico para árido rodado

Ø árido (mm)	Asiento (cm)	HA-61			EH-73		
		80	40	20	80	40	20
Seca	0-2	135	155	171	155	175	195
Plástica	2-5	150	170	190	170	190	210
Blanda	5-11	165	185	205	185	205	225
Fluida	11-20	180	200	220	200	220	240

Modificaciones introducidas por la HA- 68 y la EH- 73

En las Instrucciones HA-68 y EH-73 se mantiene este mismo método de dosificación. Ambas incluyen, como anejo a la Instrucción, tablas (Figura II. 57; Figura II. 58) obtenidas tras aplicar el método de De la Peña, en las que se facilita directamente la cantidades de cada elemento (Agua/Cemento/Arena/Grava) en

función de la resistencia característica, del tipo de árido, del tamaño máximo, del tipo de cemento y del tipo de compactación.

CUADRO 3
CEMENTO P-350. ARIDO RODADO

Dosis necesarias de cada componente, en kilogramos, para obtener un metro cúbico de hormigón

Resistencia característica en obra (kg/cm ²)	CONSISTENCIA ADECUADA PARA VIBRAR				CONSISTENCIA ADECUADA PARA PICAR CON BARRA			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
Tamaño máximo del árido: 20 mm								
60	200	180	690	1.380	230	205	660	1.320
90	240	180	680	1.360	280	205	645	1.290
120	290	180	670	1.340	330	205	630	1.260
150	330	180	655	1.310	370	205	615	1.230
180	370	180	645	1.290	—	—	—	—
Tamaño máximo del árido: 40 mm								
60	175	160	715	1.430	200	185	685	1.370
90	220	160	700	1.400	250	185	670	1.340
120	250	160	690	1.380	290	185	655	1.310
150	290	160	680	1.360	340	185	645	1.290
180	330	160	670	1.340	380	185	630	1.260
Tamaño máximo del árido: 80 mm								
60	155	140	740	1.480	180	165	710	1.420
90	190	140	730	1.460	220	165	700	1.400
120	220	140	720	1.440	260	165	690	1.380
150	260	140	710	1.420	300	165	675	1.350
180	290	140	700	1.400	340	165	665	1.330

Figura II. 57 Cuadro dosificación para cemento P-350 y árido rodado. Anejo 4, HA-68.

CUADRO 4
CEMENTO P-350. ARIDO MACHACADO

Dosis necesarias de cada componente, en kilogramos, para obtener un metro cúbico de hormigón

Resistencia característica en obra (kg/cm ²)	CONSISTENCIA ADECUADA PARA VIBRAR				CONSISTENCIA ADECUADA PARA PICAR CON BARRA			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
Tamaño máximo del árido: 20 mm								
60	175	200	680	1.360	200	225	650	1.300
90	210	200	670	1.340	230	225	640	1.280
120	240	200	660	1.320	270	225	630	1.260
150	270	200	650	1.300	310	225	620	1.240
180	300	200	640	1.280	340	225	610	1.220
Tamaño máximo del árido: 40 mm								
60	160	180	700	1.400	180	205	675	1.350
90	190	180	695	1.390	210	205	665	1.330
120	220	180	685	1.370	250	205	655	1.310
150	245	180	675	1.350	280	205	645	1.290
180	270	180	670	1.340	310	205	635	1.270
Tamaño máximo del árido: 80 mm								
60	—	—	—	—	160	185	695	1.390
90	165	160	715	1.430	190	185	690	1.380
120	190	160	710	1.420	220	185	680	1.360
150	220	160	700	1.400	250	185	670	1.340
180	240	160	695	1.390	280	185	665	1.330

Figura II. 58. Cuadro dosificación para cemento P-350 y árido rodado. Anejo 6, EH-73.

Tabla II. 32 Cantidades mínimas de cemento y definición del tamaño máximo de árido.

	Contenido mínimo/máximo de Cemento (Kg/m ³) Hormigón armado	TMA
1941	150-250 (macizos o cimentación)	100% < ¼ b _{min}
	300-350 (estructura aérea)	90% < s (separación entre armaduras)
	350-400 (grandes construcciones)	
1961	250 (a la intemperie)-450	85% ≤ 8/5 s
		85% ≤ ½ b _{min}
1968	250-400	85% ≤ 5/6 s
		85% ≤ ¼ b _{min}
		100% < 2 (5/6 s ó ¼ b _{min})
1973	250-400	85% ≤ 5/6 s
		85% ≤ ¼ b _{min}
		100% < 2 (5/6 s ó ¼ b _{min})

Tabla II. 33 Dosificación para un hormigón de 120 kg/cm², con cemento P-350.

Estructura aérea. Consistencia plástica. Compactado con barra Árido rodado. TMA 20 mm. Condiciones corrientes.						
	fck (kg/cm ²)	Cemento (kg)	Agua (Kg)	A/C	Arena (Kg)	Grava (kg)
1941	120	350	220	0,63	400*2,65 ^(II) = 1060	800* 2,65= 2120
1961	120	292	190	0,65 ^(I)	649 (31%) ^(III)	1348 (69%) ^(IV)
1968	120	330	205	0,62	630	1260
1973	125	330	205	0,62	630	1260

^(I) En el método define la concentración C/A= 0,0054(1,6 · 120)+0,5=1,54, no la relación A/C
^(II) Se toma como peso específico de los áridos 2,65 kg/dm³ y del cemento 3,1 kg/dm³
^(III) Peso de arena seca. Módulo arena: 1,85
^(IV) Peso de la grava seca. Módulo grava:7,5

Las cantidades propuestas en la norma de 1941 para la relación agua cemento eran altas; la mínima que contempla era de 0,5. La relación agua/cemento era muy similar en todas las normas, en torno a 0,6, siendo algo superior la

relación propuesta por la HA-61 que era de 0,65. La cantidad de áridos por metro cúbico en la primera norma eran muy elevadas en comparación a los métodos propuestos en las siguientes instrucciones. Una diferencia substancial respecto al resto de las normas es el hecho de que en la primera norma no comenta en ningún momento la necesidad de controlar la dosificación propuesta (si no se han utilizado los métodos empíricos). En las instrucciones del 61, 68 y 73 los métodos y tablas propuestos siempre deben ir corregidos a la vista de los resultados de los ensayos. La norma que menor contenido de cemento permite para estructuras aéreas era la del 61, 250 kg/m³, en estructuras a la intemperie. Esta cantidad se podía reducir en estructuras protegidas, aunque si el contenido de cemento obtenido mediante el método de dosificación era menor de 300 kg/m³, se aumentaba la cantidad de arena para compensar la merma de cemento.

En el paso de la Instrucción del 68 al 73 se aumenta la resistencia a compresión de los hormigones, aproximadamente unos 5 kg/cm². Así se pasa de la mínima resistencia de 120 kg/cm² en el 68 a los 125 Kg/cm² en el 73. No obstante, la dosificación propuesta en los anejos de las normas era la misma para estos dos hormigones.

4.2.3. FABRICAICÓN

– Métodos de medición.

En la primera norma la medición del cemento se debía hacer en peso, y el resto de componentes en volumen. Las tres instrucciones siguientes aconsejan hacer la medición de todos los componentes en peso, pero acepta la medición de los áridos en volumen, si se presta atención a la humedad que ellos contienen para hacer las pertinentes correcciones

La forma de pesar los componentes tiene importancia hasta la implantación de las centrales hormigoneras, momento en el que el hormigón empieza a dejar de hacerse a pie de obra, y es suministrado de central con mayor control en el pesado. La primera central hormigonera instalada en España se ubica en Barcelona y se

instala en 1962. La empresa era Suiza y se llamaba Prebetong. Después de un breve periodo de desconfianza por desconocimiento hacia el hormigón preparado en central, empieza a despuntar el uso de este hormigón. En cualquier caso era habitual en edificación fabricar el hormigón a pie de obra sobretodo si el volumen requerido era pequeño.

– Amasado.

La primera norma reserva el amasado a mano para obras de poca importancia, (generalmente la construcción de edificios residenciales estaría dentro de este caso). En el resto de instrucciones no lo prohíbe pero tampoco dice nada al respecto. Los criterios para el buen amasado a mano son los mismos que se indicaban en la normativa alemana de 1932: mezclar primero áridos y cemento y luego añadir poco a poco el agua uniformemente.

El orden de incorporación de los materiales en el amasado a máquina es el mismo en las tres normas. Primero se echa la mitad de agua, después cemento y arena simultáneamente, a continuación la grava y para finalizar el resto de agua. El tiempo mínimo de amasado en todas las normas era un minuto, (al que la norma de 1941 equipara a 40 revoluciones en hormigoneras *ordinarias*). La HA-68 aumenta a 2 ó 3 minutos para hormigones que se vayan a vibrar, para así garantizar el aumento de resistencia derivado de la compactación. A finales de la década de los sesenta se conforma la Asociación Nacional de fabricantes de hormigón preparado, ANEFHOP, encargada de garantizar la calidad en las recientes centrales hormigoneras. Como consecuencia, en 1972, aparece la norma para el hormigón preparado EHPRE-72, y la EH-73 hará referencia a su cumplimiento.

4.2.4. PUESTA EN OBRA

– Transporte y vertido

La Instrucción del 61 (*artículo 1.10*) presenta unas normas generales y no entra a detallar cada uno de los posibles procesos de transporte. El plazo máximo que puede transcurrir desde que se fabrica el hormigón hasta su compactación se

fijaba en una hora, siguiendo los consejos fijados por la Norma Americana (ACI) y reduciéndose así el plazo de 2 ó 3 horas propuesto por la norma de 1941. Aunque se permitía aumentar el plazo de una hora a dos o tres, si el transporte se realizaba con dispositivos especiales que evitaran la evaporación del agua y cementos adecuados.

Además, introduce recomendaciones para el hormigonado de forma continua o con colocación neumática. Ambas situaciones eran posibles gracias a la nueva tecnología.

Como método práctico para evitar la disgregación, proponía un método de transporte disinto en función de la consistencia, la forma y el volumen de la pieza a hormigonar. Así por ejemplo, si se utilizaban carretillas para verter directamente al encofrado, eran válidas sólo para piezas de menos de metro y medio. Otro ejemplo, si empleaban canaletas como elemento auxiliar de puesta en obras, sólo era compatible con hormigones de consistencia fluida. Varios autores en diferentes revistas, como en Cemento-Hormigón o en la Revista de Obras Públicas, estudiaron la relación entre la consistencia y la compactación (*Santolaria, 1946; Angulo, 1962*).

Desde la instrucción del 61, la consistencia líquida queda prohibida, aconseja la consistencia blanda y fluida para el picado con barra: *“lo corriente es emplear la segunda (consistencia fluida); pero en las obras donde los encofrados no sean angostos se puede utilizar con éxito una consistencia blanda, y economizar algunos kilos de cemento”*.

El uso de los vibradores permitió utilizar consistencias con menor contenido de agua, la seca y la plástica, en función de la eficacia del vibrador. La HA-61 aconsejaba una consistencia intermedia entre ambas.

Modificaciones introducidas por la HA- 68 y la EH- 73

La normativa del 68 sólo añadía las recomendaciones del empleo de camiones con cuba rotatoria y el uso de impulsión por bomba porque podían evitar algunos inconvenientes del transporte del hormigón. La EH-73 en este apartado dictaba lo mismo que su antecesora.

Tabla II. 34. Procedimientos de transporte y vertido del hormigón
(Casaprima, 1964)

Procedimiento	
Directamente	Muy práctico, es el más económico
Con palas	Práctico y económico hasta una distancia de 10 metros.
Con cubos	Poco práctico y caro. Debe emplearse sólo cuando es imposible otro sistema.
Con carretillas	Práctico y económico hasta distancias de 30 metros; muy utilizado para cimentaciones.
Con carillos de 150 litros	Muy práctico y económico para estructuras corrientes debiéndose enlazar con hormigones de la misma capacidad.
Con vagonetas	De grande rendimiento, pero sólo utilizado para obras de gran consideración

– Compactación

Las recomendaciones propuestas por la HA-61 suponían sólo unos apuntes generales, dado que *“para que el conjunto de recomendaciones tuviese un carácter verdaderamente formativo, sería preciso escribir un verdadero manual”* (VVAA, 1961).

Recomendaba la compactación por picado con barra para las vigas, al igual que la norma de 1941. No obstante, recomendaba como mejor solución la compactación con vibrado, sobretodo para la consistencia seca, ya fuese de superficie, interior o en el encofrado. Llegaba incluso a aconsejar sobre la potencia mínima del vibrador, las distancias entre puntos de vibrado (40-60cm) y el tiempo de vibrado (1-1,5 min). Las indicaciones recogidas en esta norma sobre la técnica del vibrado se extrajeron en parte de algunos de los artículos de revistas españolas destinados a esclarecer cómo ejecutar el vibrado y que tipos de vibrado existían (Vilagut, 1946), y de la normativa alemana de 1932; esta técnica sería más común en obras de cierta importancia, utilizando los métodos de picado para obras de edificación.

Modificaciones introducidas por la HA- 68 y la EH- 73

Tanto la HA-68 como la EH-73 recogen las mismas recomendaciones que la HA-61. No obstante, la del 73 incorpora un cuadro que relaciona las consistencias con el sistema de compactación más adecuado.

_ **Curado.**

El periodo de curado depende de las condiciones climatológicas. La norma de 1941 dedica dos líneas a comentar las indicaciones sobre el curado, en las cuales sólo comenta que se debe proteger el hormigón del viento y de los rayos solares, al menos durante los primeros días, pero no cuantifica el nº de días, a diferencia de la de 1939, que fija un plazo mínimo de 15 días. La HA-61 establece un nº mínimo de días en función de la velocidad de endurecimiento del cemento (*Tabla II. 35*), pudiéndose duplicar el tiempo si el ambiente es seco. Insiste que el técnico responsable es quién tiene que valorar la situación de la obra y las condiciones climáticas para fijar un valor. Como mínimo recomienda curar durante 7 días, siendo aconsejable aumentar el tiempo en un 50% en climas secos, con cementos de endurecimiento lento y para piezas en contacto con aguas alcalinas o sulfatadas, siguiendo las indicaciones de la norma americana.

La HA-61 describe métodos de curado, como el cubrir las piezas con algún material impermeable tales como plásticos, o sacos de arena o regar la pieza que se quiere curar.

Tabla II. 35. Aditivos, Cementos y Curado

	Aditivos	Resistencia de cementos	Tiempo min. curado
1941	-	-	-
1961	Permite aditivos siempre que consigan su objetivo sin perturbar las demás características.	P-150; P-250,	P- 150 7 días P- 250 3 días Cem. Lento. 15 días
1968	= HA-61	P-250; P-350, P-450	7 días
1973	= HA-61	P-250; P-350, P-450	7 días

Modificaciones introducidas por la HA- 68 y la EH- 73

Ninguna de las dos normas introduce modificaciones.

– Colocación de las armaduras

Para definir los recubrimientos mínimos la HA-61 hacía una primera distinción entre las armaduras sometidas a tracción (un diámetro) y a compresión (1,5 veces el diámetro), siendo más exigentes los recubrimientos para las armaduras a compresión. Además de estas exigencias debían cumplir unos mínimos en función del ambiente en el que se encontraban. (Tabla II. 36). Las distancias mínimas se establecieron siguiendo los ensayos realizados por la Comisión Alemana (DIN-1045, 1932). Para las armaduras corrugadas Caquot propuso recubrimientos mayores (3 cm ó 1,5 veces el diámetro nominal) para mantener las ventajas de mayor adherencia de estas barras (VVAA, 1961).

La HA-61 establecía la separación entre barras en función del diámetro de la barra más gruesa y del tamaño del árido. Los valores son algo menores que los exigidos en la norma americana, aunque siguen las mismas directrices que ésta. La HA-61 fijaba la separación entre barras en función del diámetro de la barra, del tamaño máximo del árido y de la sollicitación a la que estaba sometida la pieza (Tabla II. 36).

Modificaciones introducidas por la HA- 68 y la EH- 73

El recubrimiento apenas ha variado en las cuatro normas. Con la salvedad de que la HA-61 fija el recubrimiento mínimo en función del diámetro, en vez de dar un valor fijo. En cambio, las separaciones entre barras siempre se han fijado en función del diámetro de la barra, aunque también son muy similares.

Tabla II. 36 Recubrimientos y separaciones mínimos según cada norma.

	Recubrimiento		Separación
	Interior	Intemperie	
1941	1,5 cm	2 cm	$>\emptyset$; > 2 cm
1961	$>1,5$ cm; $>\emptyset$ ó $> 1,5 \emptyset$	3 cm	$>\emptyset$ gr ; $>5/8$ TMA
1968	1 cm	2 cm	>1 cm ó $0,75 \emptyset$ gr
1973	1 cm	2 cm	$>\emptyset$ gr

4.2.5. CONTROL

La HA-61 insistía en que antes de comenzar con la ejecución era necesario confirmar que la dosificación propuesta cumplía con los requisitos especificados en la memoria o el pliego del proyecto.

Para ello, se aconsejaba partir de una dosificación obtenida por un método teórico que se corregía a la vista de resultados de los ensayos de consistencia y resistencia realizados a la amasada (*Tabla II. 37*).

El control de la consistencia preocupaba a los técnicos que consideraban que dejar dicho control al personal encargado de la fabricación del hormigón no daba suficientes garantías de objetividad. Así, De la Peña intenta esclarecer algunos criterios para el control de la docilidad⁵² de los hormigones (*De la Peña, 1951*). Dejó claro la necesidad de realizar ensayos “*objetivos que puedan determinar la docilidad, ya que la estimación de la docilidad del hormigón por apreciación personal es sólo un procedimiento aproximado, que puede ser útil en las obras pequeñas, pero insuficiente en las de importancia y en los ensayos de laboratorio*”, porque podía variar en función del estado de ánimo o puede ser diferente para cada persona.

La HA-61 propone el control de la consistencia mediante la mesa de sacudidas. Consistía en controlar que el escurrimiento quedara dentro de unos límites en función de la consistencia.

Durante la fase de ejecución de la estructura, la HA-61 aconsejaba comprobar sistemáticamente la calidad del hormigón ejecutado en la obra realizando doce probetas tipo cilíndricas semanales⁵³ que se rompían a los 28 días

⁵² Define la docilidad como el resultado del ensayo hecho en condiciones normales, capaz de orientar al técnico sobre la aptitud probable del material. Define como aptitud de un hormigón la posibilidad de fabricar, transportar, entoldar y cerrar el hormigón en las obras, sin que se produzca segregación.

Tabla II. 37. Control del hormigón previo a la ejecución.

	1941	1961	1968	1973
Dosificación	-	De 5 amasadas: 6 prob./amasada Romper a 28 días. Condición: $f_c > 110\% f_{ck}$	No necesario si constructor tiene experiencia En caso contrario, de 4 amasadas: 3 prob./amasada Condición: $f_{cm} \geq 1,5 f_{ck} + 20$	No necesario si constructor tiene experiencia En caso contrario, de 4 amasadas: 3 prob./amasada Condición: $f_{cm}(1-1,64\delta) \geq f_{ck}$
Consist.	-	Mesa sacudidas	Cono de Abrams	Cono de Abrams
Previo resist.	NO obligado		No necesario si constructor tiene experiencia $f_{ck} \leq f_{cm}$	No necesario si constructor tiene experiencia $f_{ck} \leq f_{cm}$
Resist. Carácter	-	$f_{ck} \geq \frac{\sum_{i=1}^n f_c}{n/2}$	No necesario si: lo dice PCTP ⁽¹⁾ ; DF o se usa H. Preparado 1 lote: 6 prob/5 amas.	3 prob/6 amas Acepta si: $f_{ck} \leq x_1 + x_2 - x_3$ $x_1 < x_2 < x_3 \dots < x_6$
Control	NO obligado $f_{ck} = f_{cm}$	12 probetas semanales $f_{ck} \geq \frac{\sum_{i=1}^n f_c}{n/2}$	Preceptivo	Preceptivo

⁽¹⁾ PCPT: Pliego de Condiciones Técnicas Particulares ; DF: Dirección Facultativa

La primera Instrucción española de 1939 definía el valor de la resistencia a compresión del hormigón como la media aritmética de los valores de las cargas de rotura de las probetas. Pero este método no tenía en cuenta la dispersión de los resultados. Debido a la escasez de laboratorios capacitados para realizar los

⁵³ Según ensayo regulado por el Instituto E. Torroja M.E.15a).

ensayos pertinentes a las probetas de hormigón algunos técnicos como José Soto Burgos (Soto, 1951) agudizó su ingenio para poder controlar la resistencia a pie de obra. En la Figura II. 59 se observa el artificio que propone como “*método original para obtener la calidad de los hormigones ejecutados, e incluso efectuar el estudio de las dosificaciones más convenientes en cada obra, que puede realizarse en el tajo, por modesto que éste sea*”.

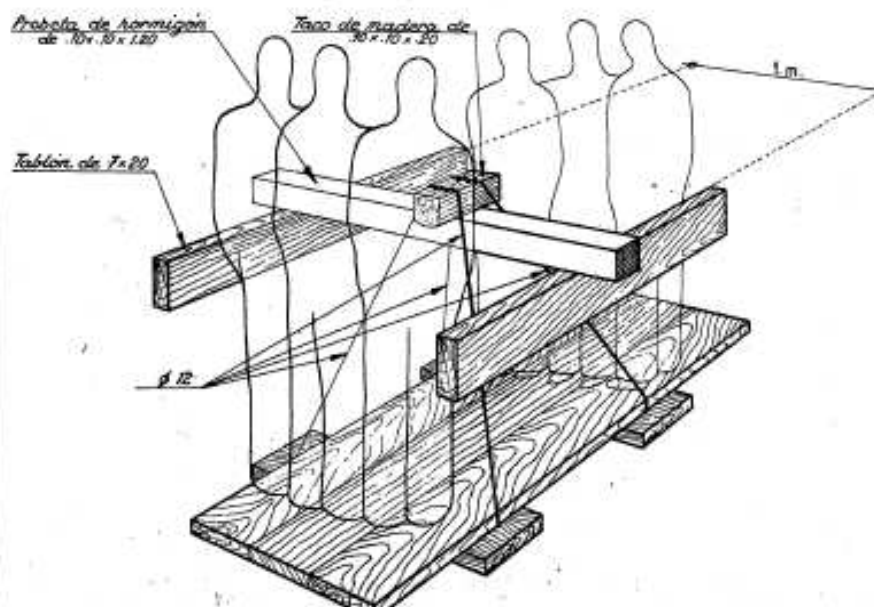


Figura II. 59 Imagen de ensayo rotura de probeta a pie de obra. (Soto, 1951).

La HA-61 corrige la dispersión que se obtenía según la expresión propuesta por la Instrucción de 1939, basada en una media aritmética de las resistencias de las probetas. En la HA-61 define la resistencia característica del hormigón como la media de las $n/2$ resistencias de menor valor (Tabla II. 7; Tabla II. 37). En definitiva, se consideraba como resistencia característica la media de la mitad de valores más bajos. De este modo se conseguía establecer un valor único de resistencia, sea cual fuera la dispersión.

Modificaciones introducidas por la HA- 68 y la EH- 73

La HA-68 introduce como control preceptivo antes de empezar la ejecución dos tipos de control: el ensayo previo, para obtener la resistencia media del hormigón y el ensayo característico, para obtener la resistencia característica del hormigón en obra. Además de estos dos tipos de ensayos exigía un ensayo de control a realizar periódicamente durante la obra.

La HA-68 mantiene la misma definición de resistencia característica que la definida en la HA-61. No obstante, para el ensayo de control a realizar durante la obra (de cada dos lotes se romperán 6 probetas) se debía comprobar que la resistencia característica medida en estas seis probetas era mayor que la característica fijada en proyecto.

La gran aportación de la EH-73 fue dedicar un capítulo al control. Las exigencias descritas son las mismas que en la HA-68, con la peculiaridad de que define la resistencia característica como aquel valor que ofrece una garantía de ser superado sólo en el 5% de los casos; es decir, exige una garantía del 95%.

El capítulo IX "Control de materiales" se dedica exclusivamente a describir los tipos de ensayo que se han de realizar al hormigón. Los agrupa en tres tipos de control:

- __ Control de los materiales componentes del hormigón
- __ Control de la consistencia
- __ Control de l resistencia.

A su vez el control de la resistencia del hormigón se subdivide en cuatro ensayos posibles: Ensayos Previos, Ensayos característicos, Ensayos de control y Ensayos de información. De estos cuatro tipos de ensayos los característicos y los de control son preceptivos, el resto podrían no ser necesarios.

En los años previos a la redacción de la EH-73, los esfuerzos de muchos técnicos fueron encaminados al capítulo del control de calidad. En conferencias anteriores a 1973 realizadas en el instituto Eduardo Torroja varios técnicos

(Calavera, Iribas,...) discutieron sobre la necesidad de imponer de forma preceptiva un control más riguroso en las obras de hormigón armado.

En la década de los cincuenta, Alfredo Páez Balanca (*Páez, 1950*) llevó a cabo investigaciones sobre un procedimiento que permitiese calcular tanto la precisión alcanzada por un determinado número de ensayos, como el número de ensayos que es necesario realizar para poder conocer las características mecánicas de un material con la garantía y tolerancia requeridas. Todos estos esfuerzos maduraron para la redacción de la EH-73.

Valentín Martín Jadraque en 1971 (*Martín, 1971*) propone *“un método de simulación estadística para el cálculo y estudio de un estimado centrado de la resistencia característica, pensando que sirva de base para una futura Instrucción para el Hormigón”*. El estimador de la resistencia característica que propone esta en función del menor de los valores de una muestra de extensión n . El método propuesto, que comenta cuenta con el apoyo de ordenadores de la casa Siemens e IBM, es el que definitivamente aparecerá en la instrucción del 73. Pero para justificar que el nuevo método es más adecuado que el propuesto por el CEB y, por tanto, por la instrucción del 68, compara ambos métodos. A lo que medio año más tarde le contestan varios autores demostrándole que se le debería dar una oportunidad al método del CEB, o que se podría ajustar algo más el estimador para obtener menos dispersión. La replica del autor no se hizo esperar que medio año después justificaba la bondad de su método quedando definitivamente incluido en la instrucción de 1973 (*Martín, 1972*).

CAPÍTULO III

PLAN EXPERIMENTAL Y RESULTADOS.

1. DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO

El objetivo de esta investigación es analizar el grado de cumplimiento de las normativas de hormigón armado en edificios residenciales ubicados en los 16 primeros distritos de la ciudad de Valencia, desde 1941 hasta 1973.

La tipología de edificios estudiada ha sido la correspondiente a los edificios residenciales plurifamiliares construidos de nueva planta (se han descartado las ampliaciones de alturas) con pórticos de hormigón (o muros de fábrica en fachadas) de más de 2 alturas construidos en la ciudad de Valencia dentro de los distritos del 1 al 16 entre 1941 y 1973.

Definido el objetivo y el objeto de la investigación, se ha dividido el plan de trabajo en las siguientes fases:

1.1.1.a Primera. Determinación de datos globales en el periodo analizado (1941-1973).

- Se ha obtenido el número de edificios totales y de hormigón armado en Valencia a partir de las siguientes fuentes:
 - _ Base de datos del Instituto Nacional de Estadística (INE) de 2009.

- _ Archivo Histórico Municipal de Valencia.
- _ Tesis Doctoral de Rafael Temes (*Temes, 2009*).
- El número total de arquitectos redactores de proyectos y el número de proyectos redactados por cada uno se obtiene de la base de datos facilitada por:
 - _ Archivo Histórico Municipal de Valencia.

1.1.1.b Segunda. Determinación del tamaño de la muestra

Determinar el tamaño de la muestra para conseguir un intervalo de confianza adecuado en la representatividad de los datos generados por la muestra.

1.1.1.c Tercera. Elección y recopilación de información de la muestra.

- Proyectos originales. Fuentes:
 - _ Archivo Histórico Municipal de Valencia.
 - _ Centro de Información de Arquitectura
 - _ Archivos personales de arquitectos
- Proyectos de rehabilitación. Fuentes:
 - _ Conselleria d'Infraestructures, Territori i Medi Ambient
 - _ Empresas: SEG, INTEMAC
 - _ Archivos personales de arquitectos.

1.1.1.d Cuarta. Selección de variables útiles y accesibles para el análisis.

1.1.1.e Quinta. Generación y organización de datos.

- Datos cuantitativos.
 - _ Directos. Extraídos directamente de los proyectos
 - _ Indirectos. Deducidos mediante los datos conocidos.
- Datos cualitativos.
 - _ Entrevistas

1.1.1.f Sexta. Resultados de la investigación.

2. PLAN EXPERIMENTAL.

2.1. DETERMINACIÓN DE DATOS GLOBALES EN EL PERIODO 1941-1973.

El periodo temporal de análisis, de 33 años, se ha dividido en tres periodos marcados por la aparición de algún reglamento relacionado con el cálculo y ejecución de estructuras de hormigón. La decisión de tomar como punto de partida el año 1941 es su coincidencia con la publicación de la primera normativa de obligado cumplimiento para la obra de edificación. Este primer periodo finaliza en el año 1961 momento de la publicación de la última parte de la *Instrucción especial para estructura de hormigón armado* (HA-61), publicada por el Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento. Esta instrucción nunca fue de obligado cumplimiento, pero se difundió entre los técnicos, sobretodo entre los ingenieros.

El segundo periodo de análisis, de 7 años, se inicia al final de 1961 y finaliza con la aprobación en 1968 de la primera Instrucción para estructuras de hormigón armado redactada por la Comisión permanente del hormigón dos años antes (HA-68). La mayor parte de esta Instrucción, de obligado cumplimiento, recogía las mismas recomendaciones de la HA-61. Por último, el tercer periodo, de 5 años de duración, termina con la aprobación de la Instrucción de 1973 que supone un punto de inflexión respecto al control de calidad del hormigón en las obras y que a partir de su entrada en vigor derogaba cualquier normativa anterior.

2.1.1. NÚMERO DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO EN VALENCIA

En la tesis Doctoral de Rafael Temes (*Temes, 2009*) figura el número total de edificios construidos en la ciudad de Valencia agrupados por distritos. Estos datos los ha obtenido el autor de la base de datos del INE (*Tabla III. 1*).

Tabla III. 1 Edificios construidos en la ciudad de Valencia por distrito hasta el año 2000 (Tesis Doctoral Rafael Temes, 2009)

Distrito	< 1940	40-50	60-70	80-90	total
13. Algirós	13	54	416	159	642
16. Benicalap	195	168	515	198	1076
14. Benimaclet	233	181	412	183	1009
12. Camins al Grau	315	208	604	248	1375
4. Campanar	164	92	339	156	751
1. Ciutat Vella	1772	224	242	291	2529
2. l'Eixample	1161	426	271	168	2026
6. el Pla del Real	76	67	284	119	546
3. Extramurs	810	541	335	245	1931
9. Jesús	465	180	609	179	1433
7. l'Olivereta	118	265	719	164	1266
5. la Saïdia	307	195	634	233	1369
8. Patraix	174	201	478	235	1088
11. Poblats Marítims	2208	849	1078	306	4441
10. Quatre Carreres	592	310	763	284	1949
15. Rascanya	165	232	618	198	1213
	8768	4193	8317	3366	24644

El total de edificios construidos con hormigón armado en la ciudad de Valencia desde 1941 hasta 1973 asciende a 6661 edificios, dato extraído de los resultados de la Tesis de Temes (Temes, 2009). A partir del total de edificios construidos dentro del periodo de análisis (Tabla II. 2). Temes ha hecho una estimación de los edificios que corresponden a estructuras de hormigón armado agrupados por distrito (Tabla III. 3).

Tabla III. 2. Edificios construidos en la ciudad de Valencia por distrito entre 1941-1973 (Temes, 2009)

Distrito	1941-1961	1962-1968	1969-1973	
Algirós	105	84	127	
Benicalap	184	172	137	
Benimaclet	183	176	114	
Camins al Grau	219	351	110	
Campanar	67	92	145	
Ciutat Vella	181	123	53	
Eixample	399	88	59	
El Plà del Real	107	95	73	
Extramurs	510	136	53	
Jesús	193	262	154	
L'Olivereta	346	172	359	
La Saïdia	217	283	159	
Patraix	238	111	102	
Poblats Marítims	956	468	244	
Quatre Carreres	298	259	206	
Rascanya	222	263	167	
	4425	3135	2262	9822

Tabla III. 3. Edificios de hormigón armado por distrito y periodo.

Distrito	1941-1961	1962-1968	1969-1973	
Algirós	96	78	127	
Benicalap	66	97	136	
Benimaclet	95	165	111	
Camins al Grau	130	299	110	
Campanar	38	91	145	
Ciutat Vella	106	120	53	
Eixample	271	80	59	
El Plà del Real	97	89	59	
Extramurs	385	136	53	
Jesús	76	172	151	
L'Olivereta	321	172	135	
La Saïdia	202	279	159	
Patraix	53	71	102	
Poblats Marítims	120	158	237	
Quatre Carreres	94	175	203	
Rascanya	79	244	166	
	2229	2426	2006	6661

La *Figura III. 1* representa el número total de edificios de hormigón armado en cada periodo y por distrito. En el primer periodo, que abarca desde 1941 a 1961, los distritos con mayor número de edificios construidos son *L'Eixample*, *Extramurs* y *L'Olivereta*. En el segundo periodo la máxima edificación en hormigón se concentra en los distritos: *Camins al Grau*, *La Saïdia*, y *Rascanya*. En el último periodo, de 1969 a 1973, son los distritos de *Poblats Marítims*, *Quatre Carreres* y *Rascanya* donde más edificios de hormigón armado se construyen.

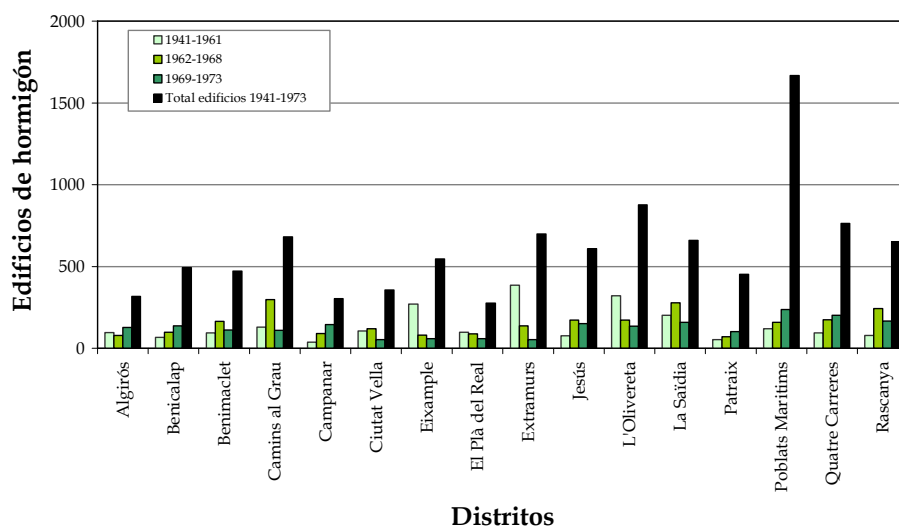


Figura III. 1. Edificios con estructura de hormigón armado por distritos y periodos en la ciudad de Valencia.

2.1.2. ARQUITECTOS CON MAYOR NÚMERO DE EDIFICIOS PROYECTADOS.

En los tres periodos analizados el número de proyectos redactados se reparte entre arquitectos de la siguiente forma:

- Entre 1941 y 1961 redactaron proyectos aproximadamente 130 arquitectos distintos (Figura III. 2).
- Entre 1962 y 1968 aproximadamente 200 arquitectos redactaron proyectos (Figura III. 3).
- Entre 1969 y 1973 aproximadamente 180 arquitectos firmaron proyectos (Figura III. 4).

Cada periodo se ha dividido en 4 grupos de arquitectos en función del número de proyectos redactados: arquitectos con más de 50 proyectos firmados, arquitectos que han firmado entre 20 y 50 proyectos, arquitectos que han firmado entre 10 y 20 proyectos y aquellos que han firmado menos de 10 proyectos. La Tabla III. 4 y la Figura III. 5 resume el número de arquitectos en cada uno de los cuatro grupos antes mencionados.

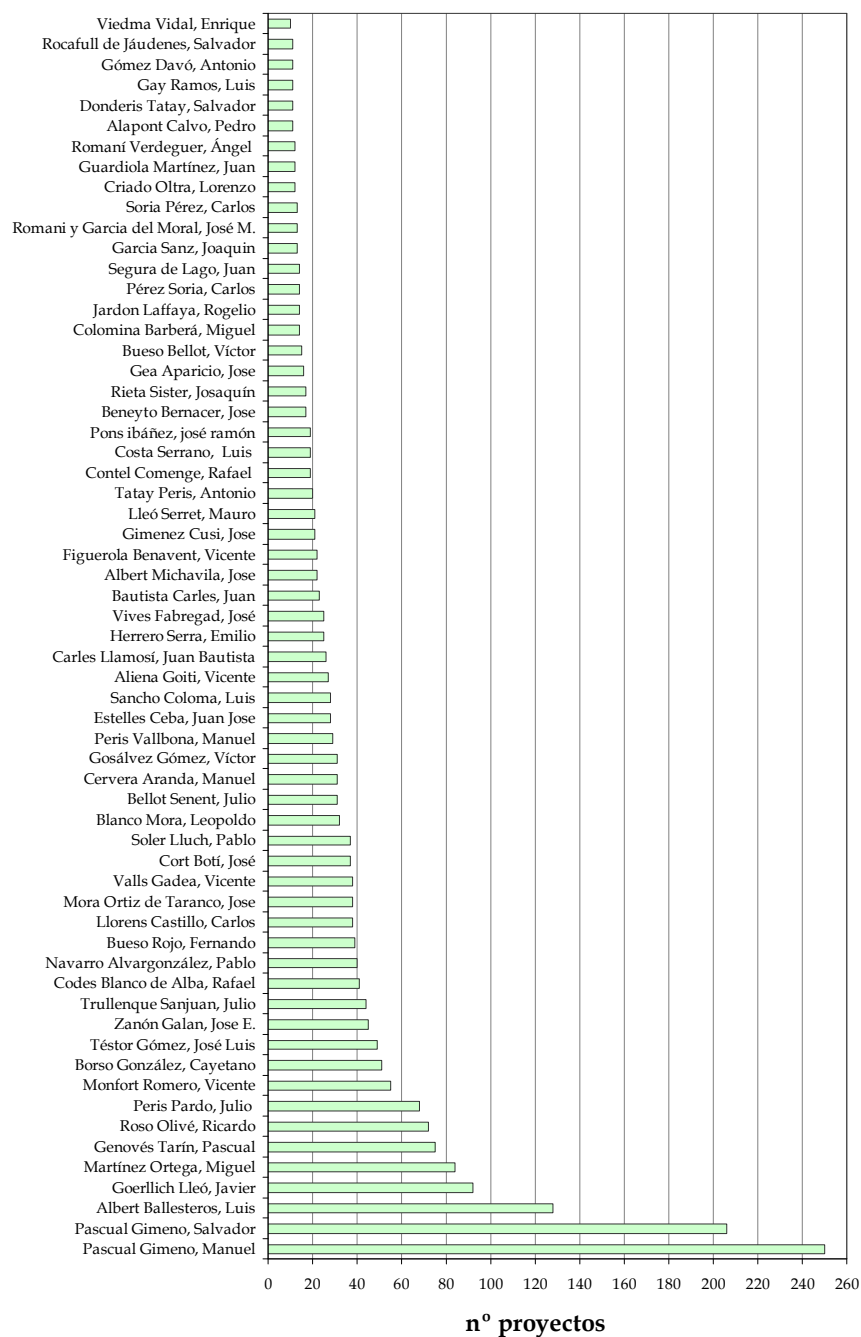


Figura III. 2. Arquitectos y número de proyectos redactados entre 1941 y 1961.

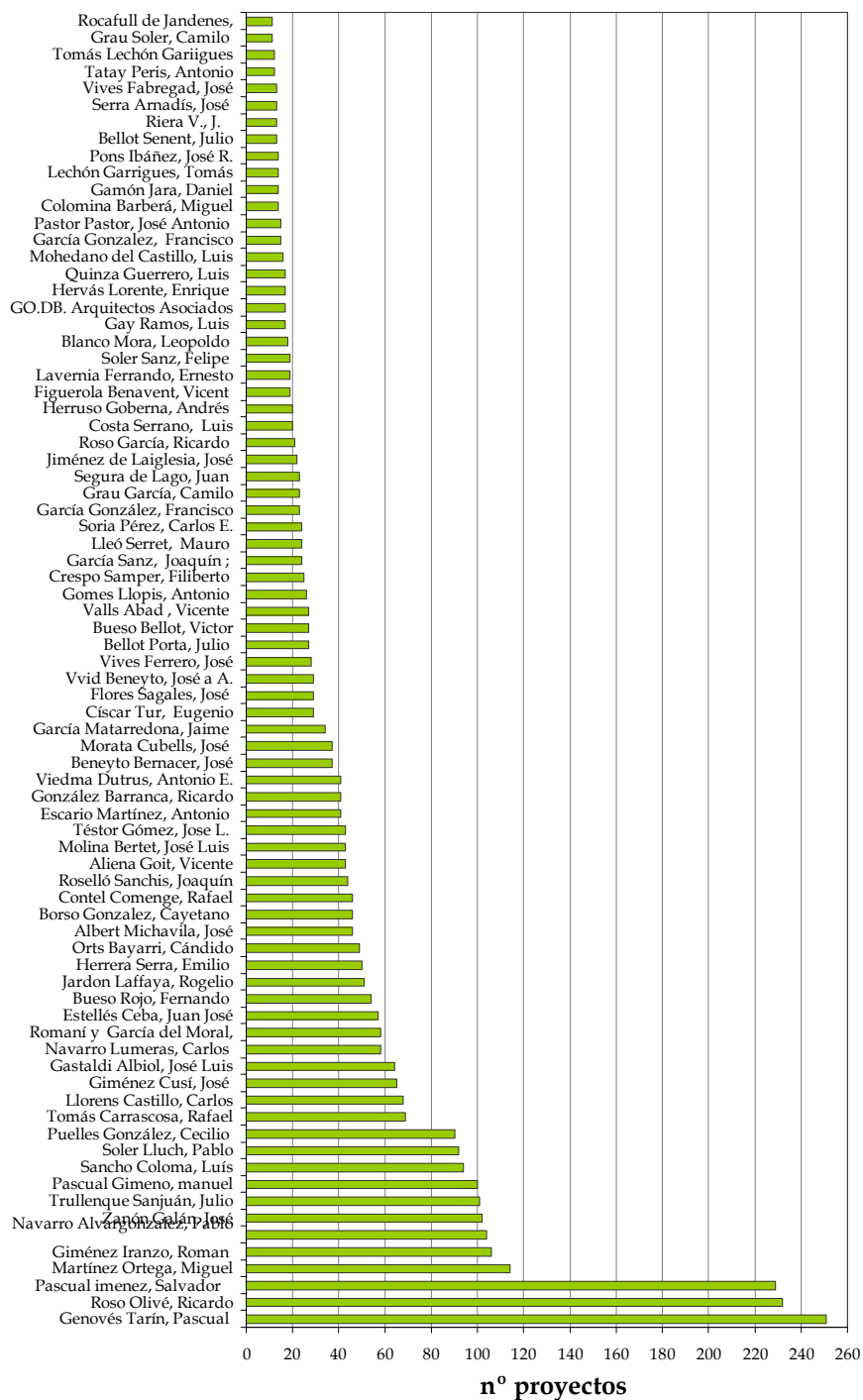


Figura III. 3. Arquitectos y número de proyectos redactados entre 1962 y 1968.

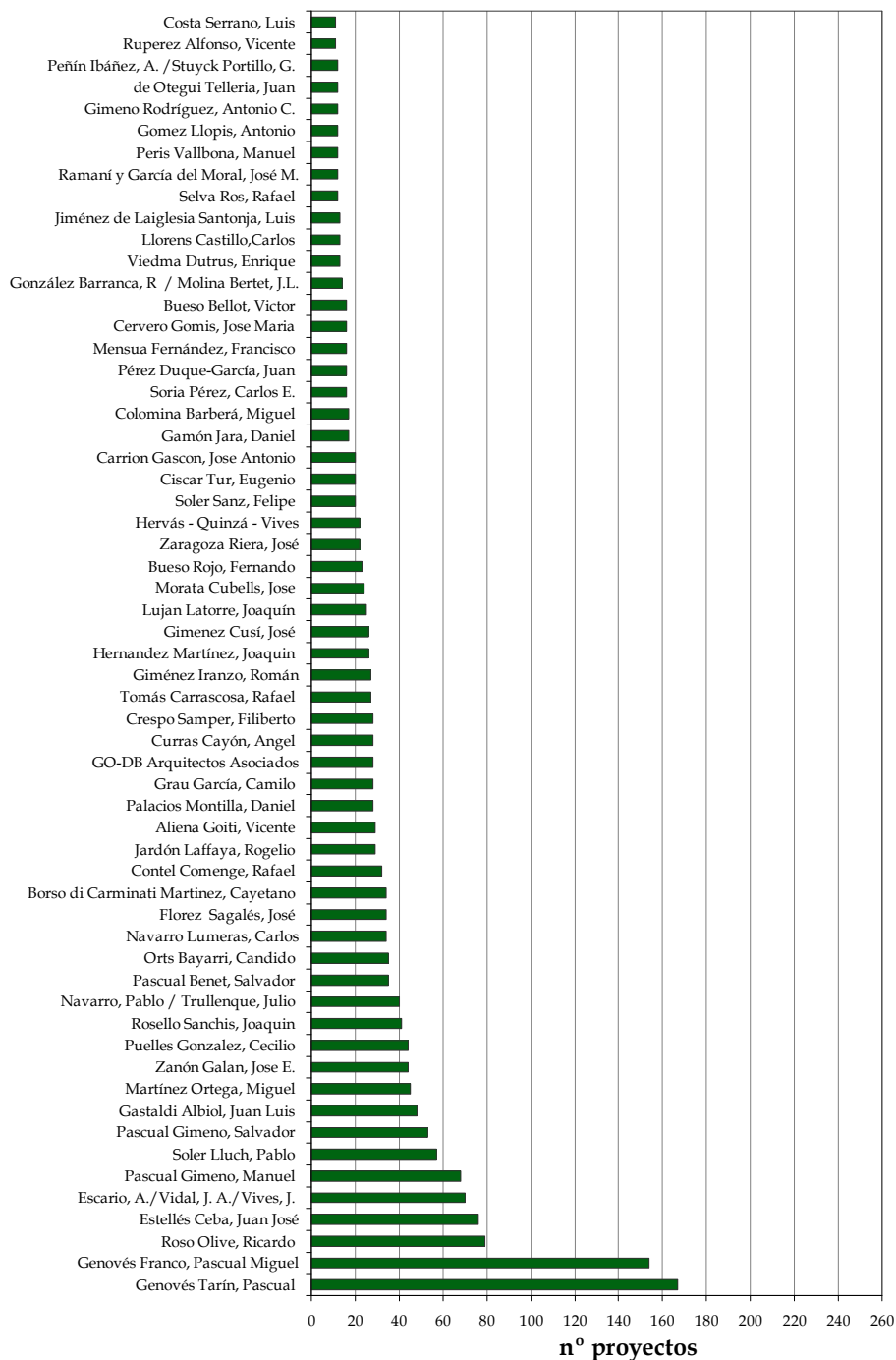


Figura III. 4. Arquitectos y número de proyectos redactados entre 1969-1973.

Tabla III. 4. Números de arquitectos en cada grupo

Nº de proyectos	1941-1961	1962-1968	1969-1973
> 50	10	21	8
20 - 50	27	32	28
10 - 20	23	25	23
< 10	68	121	120
	128	198	179

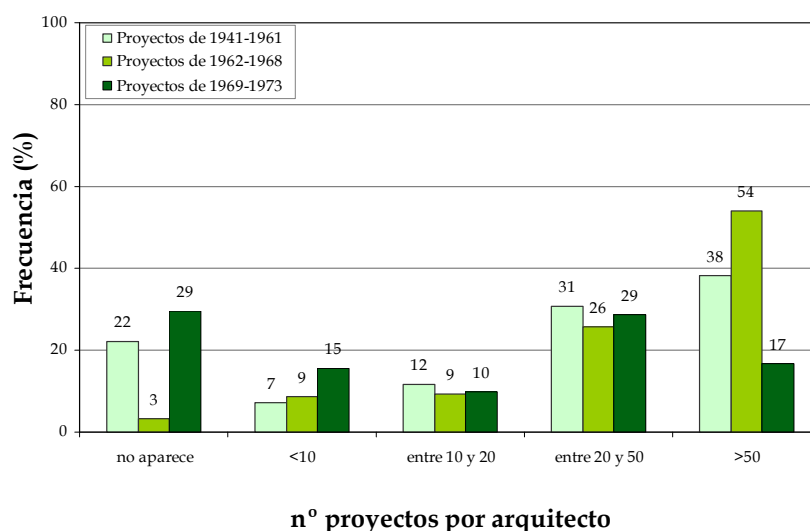


Figura III. 5. Proyectos redactados por grupo de arquitectos entre 1941 y 1961.

2.2. DETERMINACIÓN DEL TAMAÑO DE LA MUESTRA.

Se han consultado un total de 400 proyectos originales entre los facilitados por arquitectos particulares y los diferentes archivos consultados. De este total se han descartado 30 proyectos por estar redactados antes de 1941 y después de 1973, unos de hormigón y otros no (*cfr. Anejo fichas*). Del resto de proyectos consultados, dentro del periodo analizado, se han descartado 160 por estar diseñados con una

estructura diferente a la de hormigón armado, por tener menos de tres plantas o por estar situados en los distritos 17, 18 y 19 de la ciudad de Valencia.

Además, se han consultado un total de 92 proyectos de rehabilitación facilitados por la Conselleria de Medi Ambient, Aigua, Urbanisme i Vivenda, por arquitectos particulares (*Antonio Gómez Davó, Fernando Aranda, Francisco Zapater, Joaquín Iborra, Javier Benlloch y Lorenzo Ros,*) o por las empresas SEG e INTEMAC. De estos proyectos sólo 48 proyectos coincidían con edificios construidos dentro de los límites temporales fijados en este trabajo. No obstante, sólo se han podido utilizar 15 proyectos, porque el resto carecía de información suficiente para el análisis.

Como se ha señalado, el procedimiento de recopilación de datos ha consistido en la extracción de información de los documentos de proyectos construidos en la ciudad de Valencia entre 1941 y 1973 cuya estructura está realizada con hormigón armado. Además, se han realizado varias entrevistas a diferentes técnicos relacionados con la construcción (arquitectos, aparejadores, constructores, técnicos de laboratorio, ingenieros...), para contrastar sus opiniones con la información recogida en los proyectos.

Para poder garantizar que la muestra analizada es representativa de una determinada población es preciso partir de una serie de premisas iniciales relativas a la población a la que se destinará la investigación, el tipo de información que se pretende extraer, así como los niveles de error y significatividad con los que se quiere inferir la información.

En este proyecto, la población que se pretende investigar está constituida por el total de los edificios plurifamiliares construidos con estructura de hormigón armado en los distritos 1 a 16 de la ciudad de Valencia durante el periodo comprendido entre 1941 y 1973, que ascienden a 6661 edificios (*Tabla III. 3*).

Respecto al tipo de información que se pretende obtener, ésta vendrá expresada en términos de cumplimiento o no de la normativa y especificando en algunos casos el grado de cumplimiento de la normativa correspondiente. Por lo tanto se trata de obtener información de los proyectos y, si es posible, elegir y

calcular variables con las cuales elaborar el nivel de cumplimiento de la normativa vigente en la época de construcción.

Finalmente, y en cuanto a los porcentajes de error de muestreo se partirá de un error del 10% y se buscará un nivel de confianza del 95%. Considerando el caso más sencillo de un muestreo aleatorio simple (sin reposición) para la estimación de proporciones de población, el error de muestreo e viene dado por:

$$e = k \sqrt{\frac{pq(N-n)}{n(N-1)}} \quad \text{Ec. III. 1}$$

donde p es la proporción de la población que se pretende estimar, $q = 1-p$, N es el tamaño de la población total, n es el tamaño de la muestra utilizada, y k es el valor de referencia de la distribución normal con el nivel de confianza que se quiere trabajar⁵⁴.

Para obtener el tamaño de la muestra a analizar, sabiendo que la población total, N , es igual a 6661 edificios, para un nivel de confianza del 95% ($k=1,96$) y un error del 10% ($e=0,1$), considerando la peor situación⁵⁵ en la que $p = 0,5$, la mínima muestra⁵⁶, n , necesaria sería igual a:

$$n = \frac{N k^2 p q}{e^2 (N - 1) + k^2 p q} = \frac{6661 \cdot 1,96^2 \cdot 0,5 \cdot 0,5}{0,1^2 (6661 - 1) + 1,96^2 \cdot 0,5 \cdot 0,5} = 95 \text{ edificios} \quad \text{Ec. III. 2}$$

Dado que la muestra analizada es de 200 edificios, con el mismo nivel de confianza del 95%, se puede afirmar que el error cometido es, a lo sumo, del 7% ($e=0,07$). Por otra parte la fracción de muestreo n/N es de 0,03, es decir, que cada elemento de la muestra representa el 3% de la población global.

⁵⁴ Por ejemplo, para el 95% de confianza $k = 1,96$.

⁵⁵ El valor máximo de la muestra, n , se obtiene cuando $p=q=0,5$.

⁵⁶ Despejando n de la Ec. III. 1 se obtiene esta expresión.

— **Distritos con mayor número de edificios de hormigón armado.**

— Para conseguir la máxima representatividad de la muestra y de acuerdo con la estimación de la materialidad de las estructura recogidas en la Tesis de Temes (*Temes, 2009*)⁵⁷, se ha procurado conseguir el mayor número de proyectos dentro de los distritos con mayor número de edificios construidos.

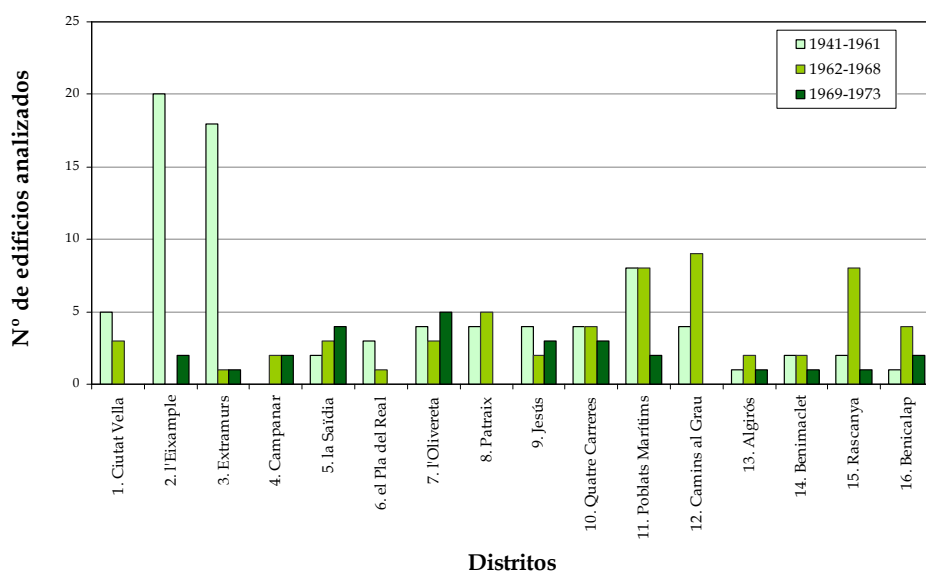


Figura III. 6. Proyectos analizados por periodo (1941-1961; 1962-1968 y 1969-1973)

— **Arquitectos con mayor porcentaje de proyectos realizados**

Para que la muestra sea lo más representativa posible se ha consultado mayor número de proyectos de los arquitectos que proyectaron más edificios de nueva planta durante cada periodo estudiado, lo cual, requiere previamente conocer el número de proyectos realizado por cada arquitectos. Esta información se ha elaborado a partir de la base de datos del Archivo Histórico de Valencia.

⁵⁷ Rafael Temes, a partir del análisis de 300 licencias de obra del Ayuntamiento de Valencia ha estimado la materialidad de todos los edificios construidos en la ciudad.

La *Figura III. 7* muestra la proporción de proyectos consultados grupos de arquitectos en función del número total de proyectos que han redactado. Como se observa en dichas figuras, la mayor proporción de proyectos analizados pertenece a los arquitectos con más de 50 proyectos redactados en cada periodo.

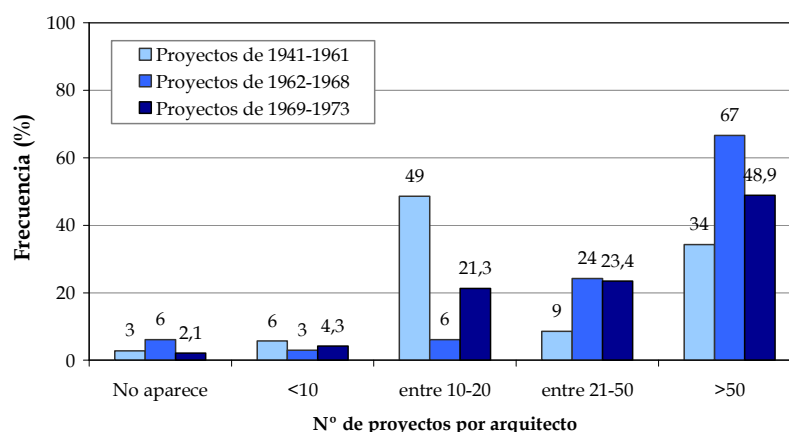


Figura III. 7. Proyectos consultados por grupo de arquitectos de la muestra analizada.

2.3. ELECCIÓN Y RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN DE LA MUESTRA.

Se ha recopilado información de los proyectos originales en fichas resumen, completándose en algunos casos con tablas de armado y geometría de vigas y pilares y con fichas resumen de proyectos de rehabilitación. Además, la información recopilada se ha contrastado con las opiniones recogidas en las entrevistas realizadas. Esta documentación se ha organizado de tal manera que permita obtener información sobre:

Dimensionamiento

- Propiedades mecánicas del hormigón y coeficientes de seguridad;
- Cargas y solicitaciones en vigas y pilares;
- Dimensionamiento a flexión en vigas y pilares;

- Dimensionamiento a cortante en vigas y pilares;
- Anclajes y empalmes.

Ejecución y control

- Materiales (cemento y armadura);
- Dosificación;
- Fabricación y Puesta en obra;

Medida y amasado

Transporte, vertido y compactación

Colocación de las armaduras

- Control.

2.3.1.a Fuentes de información

Respecto de los proyectos originales las fuentes de información consultadas han sido:

- Archivo Histórico Municipal del Ayuntamiento de Valencia,
- Centro de Información de Arquitectura, (CIA),
- Antonio Gómez Gil

En la recopilación de información se ha podido extraer un conjunto de datos directamente de la documentación numérica o gráfica del proyecto original. Para obtener los datos que no figuran explícitamente se ha tenido que recurrir a conexiones entre ellos y los conocidos, en particular algunos se han obtenido a través de fórmulas y cálculos (programados con CIDCAD, Excel o Máxima).

Respecto de los proyectos de rehabilitación las fuentes de información consultadas han sido:

- Conselleria d'Infraestructures, Territori i Medi Ambient
- Empresas INTEMAC
- Empresa SEG
- Archivos personales de: los arquitectos Francisco Zapater, Joaquín Iborra, Fernando Aranda y Javier Benlloch.

De los proyectos de rehabilitación se ha obtenido el armado de los pórticos, las resistencias estimadas en los últimos 20 años y datos del armado colocado en obra, es decir, información sobre las características de los materiales que colocaron en su ejecución.

Además para completar la información se han realizado entrevistas:

- Se ha entrevistado a diferentes personas vinculadas con la construcción por sus diferentes profesiones: arquitectos, ingenieros de caminos, aparejadores, constructores, técnicos de laboratorio, ingenieros, etc.

2.4. SELECCIÓN DE VARIABLES ÚTILES Y ACCESIBLES PARA EL ANÁLISIS

Muchos son los parámetros necesarios para responder al cumplimiento de la normativa de una estructura de pórticos de hormigón armado. No obstante, la realidad es que algunos de ellos no figuran en el proyecto y son difíciles de conocer.

En las fichas se reflejan datos analíticos y gráficos de cada proyecto consultado. Se diferencian fichas para datos recogidos del proyecto original y, en algunos proyectos, fichas para los datos del proyecto de rehabilitación.

En la parte analítica de las Fichas del proyecto original se recogen los datos referentes a:

- Datos generales del edificio
- Descripción de la estructura (tipo de estructura y tipo de forjado)
- Datos particulares para el dimensionamiento
- Criterios para la ejecución y el control

En la parte gráfica se recoge la información aportada por los planos:

- Plantas, alzados y secciones
- Planos de estructura
- Partes de la memoria o del pliego que afectan a la estructura
- Detalles constructivos

2.5. GENERACIÓN Y ORGANIZACIÓN DE DATOS.

2.5.1. CONTENIDO DE LAS FICHAS RESUMEN DE CADA PROYECTO.

De cada proyecto se ha confeccionado una ficha que recoge los datos del proyecto original. Cada ficha se divide en tres partes:

- 1º. Información general del proyecto que normalmente aparece en el mismo proyecto.
- 2º. Dimensionamiento frente a agotamiento donde se recoge datos generales correspondientes a:
 - _ Propiedades mecánicas del hormigón y del acero y sus coeficientes de seguridad.
 - _ Carga por metro cuadrado considerada en el cálculo
 - _ Longitud de la viga de máxima luz, alturas de las plantas, ámbito de carga del pórtico de mayor dimensión

En algunos casos, esta información se completa con una ficha complementaria con datos sobre la resistencia del hormigón procedentes del proyecto de rehabilitación. Completando aparte de forma más detallada el armado geometría de vigas y pilares y sus sollicitaciones.

- 3º. Ejecución y control (*Figura III. 9*)
 - _ Materiales (cemento y armaduras)
 - _ Dosificación
 - _ Fabricación y puesta en obra
 - _ Control

00X.000	PROYECTO ORIGINAL
DATOS PROYECTO	AÑO REDACCIÓN 1900
__DOCUMENTOS	__ESTRUCTURA
__CP	__FORJADO
__ PLANTAS VIVIENDAS	
__M ² CONSTRUIDOS	__ARQUITECTO

Figura III. 8. Formato de la Ficha de datos y gráficos de Información general.

00X.000	PROYECTO ORIGINAL
AÑO REDACCIÓN 1900	
DIMENSIONAMIENTO	
__CARGAS kg/m ²	__ $\sigma_{adm h}$ (f_{cd}) kg/cm ²
__LUZ VIGA MÁXIMA (V.M) m	__ $\sigma_{adm a}$ (f_{yd}) kg/cm ²
__ÁMBITO m	__ARMADO VIGAS
__PILAR PB m	__ARMADO PILARES
P1 m	
EJECUCIÓN Y CONTROL	
__DOSIFICACIÓN kg/cm ³ CEMENTO	
__INFORMACIÓN PLIEGO ()	
__MEMORIA (s)	

Figura III. 9. Formato de la Ficha de datos y gráficos de Dimensionamiento y Ejecución y Control. .

De los proyectos que aportaban información del armado longitudinal y transversal, la parte de las fichas que corresponde al estudio del dimensionamiento se subdivide, a su vez, en dos fichas más extensas donde, en una de ellas se detalla por una parte la geometría, las solicitaciones de proyecto y el armado longitudinal y transversal de vigas y, en la otra ficha, se incluyen los mismos datos correspondientes a pilares.

La mayoría de datos de las tablas se han obtenido directamente de los proyectos originales. No obstante, existe un grupo de datos que se han tenido que calcular o estimar a partir de la documentación de proyecto. Por ejemplo, las cuantías geométricas (de compresión y de tracción) son el resultado del cociente entre el área de armado (de compresión y de tracción) y la sección útil de hormigón (el ancho de la sección, b , por el canto útil, d) el producto de el ancho de la sección, b , por el canto útil, d . La separación de estribos de los proyectos correspondiente al periodo 1941-1961 también ha requerido de unos cálculos previos para su estimación. Este dato se ha obtenido a partir de los kilos de hierro destinados a estribos, dado que el dato en cuestión no aparecía en la mayoría de proyectos.

00X.000					PROYECTO REHABILITACIÓN				
AÑO REDACCIÓN					1900				
DATOS GENERALES									
GEOMETRÍA									
VIGAS					PILARES				
b x h	As	I _{min}	I _{max}	C	b x h	As	I _{min}	I _{max}	C
(f _{c est}) RESISTENCIA									
VIGAS:					PILARES:				
TIPO DE INTERVENCIÓN									
___ VIGAS:									
___ PILARES:									
___ FORJADO:									

Figura III. 10. Ficha resumen de datos recogidos en el proyecto de rehabilitación.

2.5.2. ENTREVISTAS

Se inserta aquí el cuestionario de la entrevista que se ha realizado a los técnicos entrevistados (Tabla III. 5). Algunos de ellos son profesionales mayores de setenta años que empezaron a trabajar a principios de la década de los cincuenta. Las preguntas se han agrupado en 4 temas (*dimensionamiento (D)*, *materiales (M)*,

ejecución (E) y control ©) y en función de la profesión del entrevistado se le ha preguntado unos temas concretos.

Tabla III. 5. Entrevistados y tema.

Entrevistado	Profesión	Temas	Fecha	Lugar
Estellés Ceba, J. J.	Arquitecto	D/M/E/C	12/2010	Valencia
Contel, R.	Arquitecto	D/M/E/C	01/2011	Valencia
Soler, F.	Arquitecto	D/M/E/C	12/2011	Valencia
Molina, J.A.	Arquitecto	D/M/E/C	12/2011	Valencia
Bazán, A.	Constructor	M/E/C	06/2011	Valencia
Alonso, M.	Técnico Laboratorio	M/E/C	06/2011	Gandia
Carrau, J.M:	Responsable ANEFHOP Valencia	M/E/C	03/2011	Valencia
Hernández, P.	Aparejador	M/E/C	03/2011	Valencia
Viñals, C.	Aparejador	M/E/C	03/2011	Valencia
Martínez Eulate, J.	Director ANEFHOP	E/C	02/2011	Madrid
López Agüí, J. C	Director IECA	M/C	02/2011	Madrid
Calavera, J.	Ingeniero de Caminos	D/M/E/C	04/2011	Madrid

2.5.2.a Cuestionario de las entrevistas

_ Dimensionamiento

- ¿Quién calculaba la estructura? ¿Ha calculado usted alguna? ¿Cómo se calcula? ¿De qué medios se disponía? ¿Se calculaba con fórmulas, tablas o ábacos o regleta de cálculo?
- ¿Como estimaban las cargas antes del MV-101?
- ¿Cómo calculaban las solicitaciones del pórtico?
- ¿Cómo se calculaban los pilares, con la carga o con axil y momento?
- ¿Se tenían en cuenta los efectos del pandeo?
- ¿Qué resistencia característica o de cálculo del hormigón se utilizaba para los cálculos antes de 1960, en la década de los 60 y en la de los 70?
- ¿Ha usado las instrucciones del 39, 41, 44, 61, 68, 73?
- ¿Cuál era el trabajo del arquitecto en la obra?

- ¿Qué hacía cuando llegaba el momento de hormigonar la estructura?
- Resistencia hormigón y acero para los cálculos.
- ¿Cómo se consideraba la estructura, hiperestática o isostática?
- ¿Con qué resistencias del hormigón y del acero calculaban para edificios residenciales?
- ¿El tipo de acero era el mismo para las vigas y para los pilares?
- ¿Qué información fijaba en los planos respecto a la tipología de forjados?
- ¿Qué tipo de forjados usaba?
- ¿Qué tipo de vigueta ha usado para los forjados? ¿Ha variado en el tiempo?
- En la post guerra, por las restricciones del uso de hierro ¿Qué estructura se usó más las estructuras hormigón armado o el ladrillo?
- ¿Se respetaban los detalles definidos en el proyecto?
- ¿Con qué frecuencia visitaba la obra?
- ¿Cuales eran los objetivos a conseguir en la visita?
- ¿Cómo se organizaba un despacho? ¿Cuántas personas trabajaban en el año 1950, y en el 1970?
- La preocupación por la carga límite de adherencia, fijada en 5kg/cm² en la de 1939, ¿Se traduce en 1961 por el correcto dimensionado de los anclajes y empalmes?

— **Materiales**

Aceros.

- Hasta el año 1960, ¿el metal de donde procedía? ¿Cuando se acabó el estraperlo?
- En la memoria de la cámara de comercio de Valencia de 1942 y de 1952, aparecen un gran número de empresas bajo el nombre de Taller de Fundición. ¿De estos talleres salían las armaduras para la construcción?
- ¿Han rellenado una hoja del cupo de hierro?

- ¿Cuales eran los más habituales en edificación?
 - Los aceros normales, o de dureza natural. ¿Tenían un límite elástico de 2400Kg/cm²?
 - Los aceros especiales. ¿Serían los estirados en frío?
 - ¿Dónde se compraba el acero?,
 - ¿Que fábricas suministraban a Valencia y cuáles son la más antiguas?
 - ¿Cuándo empieza a usar los aceros Tor-40,50 o el Tetracero 42?
 - ¿Cuándo empieza a usar los aceros corrugados?
 - Cuales eran los más habituales en edificación los aceros normales, entiendo que de dureza natural con límite elástico de 2400Kg/cm², y los aceros especiales, que serían los estirados en frío?
 - ¿Cuáles eran los diámetros más usuales en obra?
 - ¿Cómo se montaban las jaulas de armadura? en obra, o de fábrica.
 - Separación entre armaduras y el encofrado. Los empalmes y anclajes en obra, se indicaban en los planos?
 - El Doblado de armaduras en frío.
 - ¿Se cepillaban los aceros antes de la colocación?
 - ¿Quién controlaba la trabajo chatarra?
 - ¿Ha usado estribos inclinados?
 - ¿Los pilares llevaban estribos o espiral?
 - ¿Hasta cuándo se utilizó el empalme con gancho?
 - Quién controlaba la faena del ferralla?
 - Hasta cuando se empleó en gancho como terminación?
- Cemento.
- ¿Qué cualidades se buscaban en el cemento?
 - ¿Cuál ha sido el más utilizado por usted? ¿En función de qué se escogía el tipo de cemento?
- Aditivos / adiciones
- ¿Cuándo comenzaron a utilizarse los cementos con aditivos?

- ¿Se añadían a pie de obra o venían preparados de fábrica?
- ¿Qué propiedades se les pedía?
- ¿Cuándo se construyó la primera central hormigonera en Valencia?
¿Apareció vinculada a los aditivos?, ¿cuándo fue habitual el uso de hormigón preparado en obra de edificación?
- ¿Qué centrales hormigoneras suministraban a la ciudad de Valencia? ¿Se pedía por dosificación o por resistencia?

Áridos

- ¿De dónde provenían las gravas y arenas utilizadas en Valencia?
- ¿Cuándo se produce un cambio sustancial en la calidad, o ha sido igual, y qué cambio fue ese, control del TMA?
- ¿Qué problemas de suministro de materiales se ha encontrado? ¿Qué implicaciones se derivaban de ello? ¿Cuándo sucedían?

– Ejecución.

- Los procesos de ejecución de hormigón armado (cimbras, doblado y colocación de armaduras, dosificación, amasado, transporte, vertido, compactación y curado, descimbrado) que momentos supusieron una evolución, o con que avances supusieron un cambio para la ejecución?

Procesos de ejecución.

- ¿cómo se realizaba el doblado de la armadura longitudinal, de los estribos, de las barras dobladas, empalmes y anclajes?
- ¿Cómo se almacenaban los materiales? ¿Los áridos y el cemento era el mismo para toda la estructura?
- ¿En los Planos de proyecto había suficiente información?, o se hacía necesario improvisar en obra para recalcular?, ¿Los constructores se leían los planos?
- ¿Qué dosificación era la más habitual? Era constante, o en función de qué variaba?

- Dosificación en vigas era más fluidas que en pilares? Para la cimentación se echaba menos cemento que para la estructura aérea? Había alguna diferencia en los áridos, el tamaño máximo o la proporción entre arena y grava?
- La Dosificación se calculaba con métodos empíricos o con el método Bolomey, según recomendaba la Norma? o era la que decidía el constructor?
- ¿Cuándo fue habitual utilizar hormigoneras en obras de pequeña importancia? De que tipo?
- -Las innovaciones respecto a el transporte del hormigón en edificación mejoró con la aparición de las grúas mecánicas, el vertido con las mangueras de bombeo, pero ¿cuándo se hace su uso habitual en edificación? Antes como se apoyaban?
- Para la compactación, en la norma del 39 y del 41 de la DGA, se recomendaba el apisonado o picado con barra por capas no muy espesas, ¿hasta cuándo fue el único modo de compactar, en edificación, o “obra de poca importancia”? ¿Cuándo fue normal el uso del vibradores, o aún no lo es? ¿Que tipo fue el más utilizado en obra durante los 70?
- ¿Qué tradición se heredó después de la guerra civil con respecto al curado? ¿Se mantiene como hasta entonces, mejora o empeora en las décadas siguientes?
- ¿Qué precauciones se tomaba para hormigonar en el tiempo frío o caluroso? ¿Había épocas del año en el que se construía más, entre las décadas de los 40-50-60?
- ¿Cuando comenzó a utilizarse el vibrador para la compactación del hormigón? ¿Y cuando fue habitual su uso en edificación?
- Las innovaciones respecto al transporte del hormigón en edificación mejoró con la aparición de las grúas mecánicas, el vertido con las

mangueras de bombeo, pero ¿cuándo se hace su uso habitual en edificación?

— De qué maquinaria disponía para construcción de edificación cuando empezó a trabajar?

— Grúas

— Poleas

— Amasadoras o a mano

— Carretillas

— Dispensadores de hormigón

— ¿Cuándo fue habitual utilizar hormigoneras en obras de pequeña importancia? ¿Se acuerda de que modelos se utilizaban?

— ¿Qué ritmo de construcción se llevaba en un día? ¿Los amasadores eran los mismos durante las 8 horas de trabajo?

— ¿Se Amasaba en máquina, hormigonera, o a mano? ¿Cuándo pidió hormigón con camión hormigonera por primera vez?

Puesta en obra

— ¿Con qué se hacía el vibrado?, si se hacía?

— ¿Cómo subían el hormigón armado?

— ¿Cómo y cuándo se curaba? ¿Cuánto tiempo?

— ¿Cómo se subía la masa fresca de hormigón a las diferentes plantas?

— ¿Ha tenido que parar alguna vez el hormigonado por el frío o por el calor? ¿Cuánto tiempo se tardaba en desencofrar? ¿En función de qué parámetros? ¿Cuál era el aspecto que tenía el pilar o viga?

Formación obreros

— ¿En la década de los 50, la realidad era que no existía suficientes “hormigoneros” cualificados?

— ¿Cómo ha evolucionado, desde el desconocimiento del material, después de muchísimos cursos en la década de los 50?

— ¿Antes de los 50, que formación tenían los obreros?

— ¿Es achacable a la formación la deficiente calidad que nos encontramos en las obras?

— **Control**

— En lo referente al control o no control. ¿Con qué se conseguían las garantías de calidad en los materiales suministrados, en el proceso de ejecución?

— ¿Se realizaba alguna comprobación al material al recibirlo en la obra?

— ¿Qué control se realizaba a las armaduras y se exigía la Calidad de los aceros con algún tipo de certificado

— ¿Qué control se tenía de los materiales que entraban en obra? Aunque no se exigiera ninguno.

— Como controlaban que la consistencia era la adecuada? Ha utilizado la mesa de sacudidas (que era obligada según HA-61 y HA-68)? Y el cono de Abrams cuando fue habitual usarlo en obra (fue obligado en la EH-73)?

— El control de calidad del hormigón no era algo habitual, Pero ¿El constructor y el técnico responsable, estaban tranquilos con esta situación, sin conocer si realmente tenían la resistencia deseada? ¿O tenían alguna forma de controlarla, aunque fuese indirectamente? Pero si realmente no se hacía control, ¿el motivo era económico, o por falta de laboratorios, o por qué?

— Aunque la normativa era escasa en descripciones del control de la calidad, eran conocedores de que se requería para conseguirla, como garantizaban que se cumpliera? Qué exigían a los obreros a la hora de amasar, transportar, verter y compactar el hormigón? ¿Tenía alguna manía?

— ¿El arquitecto (técnico responsable) exigía a los obreros algún tipo de control?

— ¿los recubrimientos se comprobaban de alguna forma?

-
- pero, independientemente, en obra se realizaba algún tipo de control?
¿Se controlaba la consistencia? Conocían el docilímetro Iribarren?
 - Los laboratorios de control cuando irrumpen en la construcción? Hasta el 1960 cuantos laboratorios disponibles para el control existían en España?
En Valencia cuando apareció el primero?
 - En lo referente a la estructura ¿Qué se controlaba o revisaba en la visita de obra?
 - ¿Qué cuadrilla fue la que se reconvirtió para iniciarse con la ejecución del hormigón? ¿Qué cambio supuso utilizar hormigón para las cuadrillas de oficiales?
 - ¿Qué empresas le suministraban los materiales de cemento, acero y viguetas?
 - ¿Con qué empresas constructoras ha trabajado para construir Edificios de viviendas? ¿Qué diferencias ha encontrado en las diferentes empresas constructoras o cuadrillas de obreros?

Formación de los obreros.

- ¿Qué tipo de constructoras existían, en los 50 y 60 y 70? ¿Qué medios técnicos y humanos disponían? ¿Los edificios residenciales construidos en Valencia que empresas los han construido?
- ¿Las empresas constructores (o cuadrillas) son las mismas antes y después de la guerra civil? ¿El tamaño de la empresa constructora como afectaba a la calidad de la ejecución o del hormigón?
- ¿Qué condiciones era decisivas para la calidad de la obra construida?
- ¿Qué poder de decisión tenían las empresas constructoras en las decisiones del proyecto?

3. RESULTADOS DE LA INVESTIGACIÓN.

Los resultados obtenidos tras la recopilación de datos se diferencian entre los que afectan al dimensionamiento de las secciones y los que afectan a la ejecución y control. Los resultados del dimensionamiento son cuantitativos y la mayoría de los resultados derivados de la ejecución y control son cualitativos. Los resultados cualitativos, incompletos en general, se han podido ampliar con la experiencia de los técnicos entrevistados.

Para abordar los cálculos del dimensionamiento se ha realizado una criba de todos los proyectos analizados descartando aquellos cuyo nivel de información era insuficiente para poder realizar el cálculo que permitía conocer las secciones de hormigón y armadura de las piezas. En caso de disponer suficiente información se han escogido de cada proyecto, como mínimo, el pilar interior más cargado y un extremo. Respecto de las vigas se han analizado como mínimo, la viga de máxima luz y dos más de pórticos interiores, que aunque tuvieran menos luz, las cargas eran mayores.

Se ha volcado datos referentes a propiedades mecánicas del hormigón y del acero y sus coeficientes de seguridad si los hubiera. Para el análisis de la ejecución y control se han volcado los datos existentes en los pliegos, memorias y presupuesto referentes a la dosificación propuesta, exigencias y tipo de amasado, forma de medición de los componentes del hormigón, puesta en obra (tipo de transporte, forma de vertido y tipo de compactación), colocación armaduras (recubrimientos y separaciones), control antes de la ejecución (referente a materiales, consistencia y resistencia) y durante la ejecución referente a la resistencia.

Además, para completar la información referente a la ejecución y control, en muchas ocasiones escasa en los proyectos, se ha recurrido a la información extraída de las entrevistas realizadas.

3.1.1. DIMENSIONAMIENTO

Para facilitar la obtención de los resultados del dimensionamiento, se ha subdividido el estudio de este parámetro en cuatro apartados, dentro de cada uno de los tres periodos analizados, quedando reflejadas en el Anexo de cálculo 2 y que se organiza con las siguientes tablas:

Tabla III. 6. Cuadro guía del la presentación de resultados de las tablas de cálculo del Anexo 2.

Periodo		Solicitud		Dim. flexión		Dim. cortante	
		Viga	Pilar	Viga	Pilar	Viga	Pilar
Per. 1	1941-61	A2.T.1	A2.T.4	A2.T.7	A2.T.10	A2.T.13	A2.T.16
Per 2	1962-68	A2.T.2	A2.T.5	A2.T.8	A2.T.11	A2.T.14	A2.T.17
Per. 3	1969-73	A2.T.3	A2.T.6	A2.T.9	A2.T.12	A2.T.15	A2.T.18

3.1.1.a Cálculo de solicitudes. (Tablas de la A2.T.1 a la A2.T.6.)

Periodo 1 (1941-1961): La tabla 1 del anexo 2 recoge la carga lineal y los momentos solicitud de cada viga analizada según las directrices de la Norma de 1941; es decir, los momentos considerando la viga como una viga continua apoyada sobre los pilares con la carga uniformemente repartida. Los valores de los momentos se han obtenido tras introducir la modelización de cada viga continua de cada proyecto en el programa de cálculo Architrave.

La tabla 4 del anexo 2 recoge la carga lineal y los axiles de pilares interiores y los axiles y momentos de cada pilar exterior calculados según las directrices de la Norma de 1941. Además recoge los momentos y axiles obtenidos tras el cálculo matricial del pórtico utilizando el programa de cálculo Architrave.

Periodo 2 (1962-1968): La tabla 2 del anexo 2 de cálculo recoge los momentos solicitud de cada viga analizada considerando la modelización de los pórticos para el cálculo matricial utilizando el programa de cálculo Architrave. Esta modelización es muy similar al método de Cross, simplificación que utilizaron la mayoría de técnicos de la época.

La tabla 5 del anexo 2 de cálculo recoge los momentos y axiles de cada pilar obtenidos tras el cálculo matricial del pórtico utilizando el programa de cálculo Architrave. Se distinguen 2 grupos de solicitaciones: las primeras con coeficiente de mayoración de cargas igual a 1⁵⁸ y el segundo grupo con el coeficiente de mayoración que propone la HA-61 igual a 1,4.

Periodo 3 (1969-1973): La tabla 3 del anexo 2 recoge los momentos sollicitación de cada viga analizada considerando la modelización de los pórticos para el cálculo matricial utilizando el programa de cálculo Architrave. Esta modelización es muy similar al método de Cross, simplificación que utilizaron la mayoría de técnicos de la época.

La tabla 6 del anexo 2 recoge los momentos y axiles de cada pilar obtenidos tras el cálculo matricial del pórtico utilizando el programa de cálculo Architrave.

(Para estas dos últimas tablas se han generado dos grupos de solicitaciones para los proyectos que no detallaban qué coeficiente de mayoración de cargas habían tomado en consideración. El primer grupo de cálculos considera que el coeficiente de mayoración de cargas es igual al de la HA-68 e igual a 1,6. El segundo grupo de cálculo se ha considerado un coeficiente de mayoración de cargas igual a 1, como dictaba la Norma de 1941.

3.1.1.b Dimensionamiento a flexión (Tablas desde la A.2. 7 a la A.2. 12)

Periodo 1 (1941-1961): La tabla 7 del anexo 2 de cálculo recoge el cálculo desglosado para la obtención de la armadura necesaria de tracción según la norma de 1941 para vigas.

Para obtener la armadura de tracción se ha considerado el valor del momento establecido en los proyectos. En aquellos proyectos donde no aparecía esta información se ha considerado el momento correspondiente a la viga continua.

⁵⁸ Durante la década de los sesenta estaba en vigor la norma de 1941 y acababa de aparecer la HA-61. La primera no contemplaba coeficiente de mayoración para las cargas, mientras que la segunda proponía un coeficiente de mayoración de cargas medio igual a 1,4.

La tabla 10 del anexo 2 de cálculo recoge el cálculo desglosado para la obtención de la armadura necesaria de tracción según las ecuaciones descritas (*cfr. CAP-II-3.2.3.b*) en la norma de 1941 para pilares.

Periodo 2 (1962-1968): La tabla 8 del anexo 2 de cálculo recoge el cálculo desglosado para la obtención de la armadura necesaria de tracción según las ecuaciones descritas (*cfr. CAP-II-4.1.4._*) en la HA-61 para vigas.

La tabla 11 del anexo 2 de cálculo recoge el cálculo desglosado para la obtención de la armadura necesaria de tracción según las ecuaciones descritas (*cfr. CAP-II-4.1.4._*) en la HA-61 para pilares.

Periodo 3 (1969-1973): La tabla 9 del anexo 2 de cálculo recoge el cálculo desglosado para la obtención de la armadura necesaria de tracción según las ecuaciones descritas (*cfr. CAP-II--4.1.4._*) en la HA-61 para vigas.

La tabla 12 del anexo 2 de cálculo recoge el cálculo desglosado para la obtención de la armadura necesaria de tracción según las ecuaciones descritas (*cfr. CAP-II--4.1.4._*) en la HA-61 para pilares.

3.1.1.c Dimensionamiento a cortante (tablas de la A.2.13 a A.2-18)

Periodo 1 (1941-1961): La tabla 13 del anexo 2 de cálculo recoge el cálculo desglosado para la comprobación de cortante en vigas.

La tabla 16 del anexo 2 recoge el cálculo desglosado para la comprobación de cortante en pilares. El cálculo que se ha realizado se refiere a la separación máxima permitida según norma que viene en función del diámetro mínimo de la armadura longitudinal.

Periodo 2 (1962-1968): La tabla 14 del anexo 2 recoge el cálculo desglosado para la comprobación de cortante en vigas diferenciando dos procedimientos distintos. El primero siguiendo el criterio de la norma de 1941 y por tanto se repiten los cálculos descritos para la tabla 13. El segundo procedimiento sigue los criterios fijados en la HA-61.

La tabla 17 del anexo 2 recoge el cálculo desglosado para la comprobación de cortante en pilares. Se recogen los criterios de la norma de 1941 (siguiendo el

mismo procedimiento que la tabla 16) y además se ha calculado la separación de estribos según la HA-61.

Periodo 3 (1969-1973): La tabla 15 del anexo 2 recoge el cálculo desglosado para la comprobación de cortante en vigas. Los valores que se recogen esta tabla son los mismos que para la tabla 14, dado que las expresiones propuestas en la HA-68 son las mismas que en la HA-61 (con la salvedad del límite máximo de la resistencia de cálculo del acero, que en ningún caso se ha alcanzado).

La tabla 18 el anexo 2 recoge el cálculo desglosado para la comprobación de cortante en pilares. Los valores que se recogen en esta tabla son los mismos que para la tabla 17, dado que las expresiones propuestas en la HA-68 son las mismas que en la HA-61 (con la salvedad del límite máximo de la resistencia de cálculo del acero, que en ningún caso se ha alcanzado).

3.1.2. EJECUCIÓN Y CONTROL

Se han elaborado unas tablas resumen que incluyen la información contenida en los proyectos y la aportada por las entrevistas.

Tabla III. 7. Cuadro guía de la presentación de resultados de las tablas del Anexo 3.

		Ejecución			Control	
		Dosificación	Fabricación	Puesta en obra	Antes eje.	Durante eje.
Per. 1	1941-61	A.3.T.1	A.3.T.4	A.3.T.7	A.3.T.10	A.3.T.13
Per 2	1962-68	A.3.T.2	A.3.T.5	A.3.T.8	A.3.T.11	A.3.T.14
Per. 3	1969-73	A.3.T.3	A.3.T.6	A.3.T.9	A.3.T.12	A.3.T.15

En las tablas A.3.T.1, A.3.T.2, A.3.T.3, A.3.T.4, A.3.T.5, A.3.T.6, A.3.T.7, A.3.T.8, y A.3.T.9, del anexo 3 aparecen los siguientes datos de proyecto referidos a la ejecución:

- El mínimo contenido de cemento para vigas y pilares.
- Método de Amasado se diferencia en exige que se realice a mano o a máquina o de central.

- En la medición se diferencia dos opciones en kilos, volumen para cada elemento (áridos, cemento y agua)
- Transporte se distingue entre cubos, palas, camión o volquete.
- En el vertido se distingue si es mediante cubo, decantación, por capas.
- La compactación realiza de dos medios entre picado con barra (o pisón) o vibrado.

En la tabla A.3.T.10, A.3.T.11, A.3.T.12, A.3.T.13, A.3.T.14 y A.3.T.15 del anexo 3 aparecen los datos que afectan al control. Se diferencia tres procesos: exigencias para el control de materiales, exigencias para el control de la consistencia y exigencias para el control de la resistencia.

“...Las memorias de nuestros proyectos ofrecen una valiosa información sobre aspectos constructivos y estructurales que pueden quedar ocultos en las obras terminadas...”
(Jordá, 2007)

“...La veracidad de los materiales de construcción: hormigón, ladrillos y piedra se mantendrán en todos los edificios construidos o que se construirán...”
(Le Corbusier)



● entre 1941-1961

● entre 1961-1968

● entre 1968-1973

CAPÍTULO IV

CARACTERIZACIÓN DE LOS EDIFICIOS RESIDENCIALES CONSTRUIDOS EN LA CIUDAD DE VALENCIA DE 1941 A 1973.

1. LOCALIZACIÓN DE LOS EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO.

La consideración de bajo qué ley urbanística y estatal se construye; o plantear dónde, qué, quién, por qué, cuándo, cuánto, cómo se construye, qué condiciones se imponen entre 1941 y 1973; así como en qué periodos urbanísticos se podrían agrupar las construcciones a partir de 1941; o si los edificios residenciales con estructura de hormigón armado construidos en la ciudad de Valencia durante este periodo seguían los dictámenes de las normas correspondientes; o calcular en qué porcentaje se empieza a utilizar estructura de hormigón armado y qué trascendencia tienen los planeamientos o leyes de la vivienda; todos los anteriores interrogantes formulados son premisas que, a priori, se podrían plantear, y cuyas respuestas, mayoritariamente, se pueden obtener tras analizar y comparar la información hallada tanto en los documentos de los

archivos consultados como en las entrevistas realizadas a personas expertas en el arte de proyectar construcciones urbanísticas.

Retomando la cuestión sobre bajo qué ley urbanística y estatal se construye, cabe reseñar lo siguiente.

- Antes del Plan general de 1946, en Valencia se construye sin un modelo claro de crecimiento, a base de reformas en el centro, ensanches y extensiones acotadas en la periferia mediante planos de influencias. Entre el final de la contienda nacional, 1939, y la elaboración de este plan general, 1946, la periferia albergaba todos los usos que en el centro o en los ensanches no tenían cabida por motivos de espacio o económicos, es decir, las viviendas para la clase obrera y la industria (*Temes, 2009*).
- El “*Plan General de Valencia y su Cintura*” de 1946 y el “*Plan General adaptado a la solución Sur*” de 1966 marcaron el desarrollo de la construcción en la ciudad de Valencia durante el periodo comprendido entre 1940 y 1988 a través de la normativa urbanística que de ellos se deriva.
- Los planes sectoriales: “*Acceso y Circunvalación a Valencia*” de 1952 y “*el Plan Sur*” de 1958, las leyes de Política de Vivienda: “*Ley de Viviendas de Renta Limitada*” de 1954 y “*Ley de Viviendas Subvencionadas*” de 1958, junto a las “*Ordenanzas Municipales*” de 1950 y 1955 conformaron el Plan de 1966.

Respecto a qué se construye, se podría responder que, principalmente, se construyen edificios residenciales, en gran parte subvencionados con dinero público, hasta la década de los 60. Durante la década de los sesenta la promoción privada fue la principal encargada de impulsar la construcción de edificios residenciales en Valencia. Con el apogeo financiero, a partir de 1970, comienza una nueva era de construcción en el centro que cambiará edificios residenciales por comerciales.

Norma hormigón	Año	Edificación	Ley Urban.
	1884		Ensanche de la ciudad de Valencia
	1907-1910		Planes Ensanche
	1911	"Ley de 13/06 de 1911 de Casas Baratas"	
		Decreto 111 de 20 de diciembre de 1936 por el que se forma la Fiscalía de la Vivienda	
	1936	"Ley del 19/04 de 1939, estableciendo un régimen de protección a la vivienda de renta reducida y creando un INV encargado de su aplicación"	
Instrucción de 1939 MOP: Instrucción de Proyectos y Obras de hormigón armado	1939		
Norma 1941 (DGA): Reglamento sobre las restricciones del hierro en la edificación	1941		
	1944		
	1946		P. G. Valencia y su cintura
	1950	Ordenanzas Reguladoras de la Edificación.	
	1954	"Ley de 15/07 de 1954 sobre protección de viviendas de renta limitada"	
	1955	"D. 24/06/1955 por el que se aprueba el Reglamento para la aplicación de la Ley de 15 de julio de 1954 sobre protección de viviendas de renta limitada"	
	1960	"D. 845/1960, de 4 de mayo, por el que se deroga el de 11 de marzo de 1941 que establecía restricciones en el uso del hierro en la edificación"	
HA-61: Instrucción especial para estructuras de hormigón armado.	1961		
	1963	"D. 195/1963 de 17/01, por el que se establece la norma MV-101-1962 de Acciones en la Edificación"	
	1966		PG. Adaptado a la solución Sur
HA-68: Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado	1968		
	1973	"Orden de 4/06 de 1973 por la que se adopta oficialmente para la Dirección de Obras del Ministerio de la Vivienda el Pliego de Condiciones Técnicas de la DGA de 1960"	
EH-73: Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa y armado	1973		
	1985		P.G. O Urbana

Figura I. 61. Esquema evolutivo de la normativa.

Al mismo tiempo se construyen distintas tipologías de viviendas ubicadas en las diferentes zonas de expansión de la ciudad de Valencia (Ensanche y barrios periféricos). No todas las zonas de ampliación ven levantadas construcciones del mismo estilo y condición. Evidentemente, la nueva burguesía elige una zona más cerca del antiguo casco urbano, y preeminentemente valorada como de clase alta. En la zona de la actual Alameda, junto a las calles adyacentes, cuyos trazados conectan con el Paseo de Valencia al Mar, encarados frente a los jardines de Viveros, encontramos edificios, de modelo racionalista, pero de edificación abierta, con características propias de la vivienda burguesa, espacios abiertos en la planta baja, diferenciadas distribuciones, para acceder al interior, con acceso de servicio. Correspondería a una zona que se podría calificar de expansión, ejemplo de la modernidad urbanística floreciente que fue llenando de prestigiosos perfiles la faz inmobiliaria de Valencia.

El edificio “Elcano” (Figura IV. 1), sito en la calle Botánico Cabanilles, nº 14 y 16, proyecto del arquitecto Luis Gutiérrez Soto, y que data de 1957, podría ser un ejemplo del tipo de la nueva construcción de vivienda burguesa a la que se hace referencia en el párrafo anterior.



Figura IV. 1. Edificio Elcano, 1957. (Jordá, 2009)

En contraposición a este modelo de proyecto encontramos en la denominada “Isla perdida” (Figura IV. 2) un conjunto de viviendas sociales, concebido en 1952 dentro del “Plan 5.000 Viviendas” con el propósito de erradicar el chabolismo en

Valencia. Sirvieron para dar cobijo a personas damnificadas en la riada de 1957. Este podría ser considerado como ejemplo de construcción en un barrio periférico de la ciudad de construcción barata.



Figura IV. 2. Conjunto de viviendas Isla Perdida, 1952. (Jordá, 2009)

Ambos proyectos, en algunos momentos, coetáneos en su realización situados en la misma línea de proyección de Valencia hacia el Mar, difieren en su construcción y dotación de servicios urbanos.

Extrapolando el entorno urbano de los barrios periféricos, encontramos grupos de viviendas mucho más alejadas de la capital, pero que forman parte de la misma administración municipal, como el barrio de pescadores de El Perellonet, (1950-1952) (*Figura IV. 3*). Es llamativa su singular construcción donde seguramente se emplearía alguna técnica heredada de las patentes hormigón armado de principio de siglo (*Jordá, 2001*).



Figura IV. 3. Grupo de viviendas El Perellonet, 1952. (Jordá, 2009)

El crecimiento experimentado en la ciudad de Valencia en el periodo comprendido entre los años 1940 y 1960 está sujeto a dos pautas:

- La primera se vincula al crecimiento relacionado con la presencia de viarios de mayor jerarquía: La poligonal de tránsitos, Avenida del Oeste y la Avenida Antiguo Reino.
- La segunda el protagonismo del Grupo de Viviendas.

En 1944, la suma de todas las tipologías residenciales edificadas ocupaban una superficie de 590 has. y sumaban un total de 102.700 viviendas construidas. Se construyeron 4190 parcelas, el 17% del total de edificios. El 75% de estos edificios tenían entre 1 y 2 plantas y se situaban ocupando las parcelas situadas alrededor de núcleo de población y como crecimientos radiales en torno a los caminos de acceso en donde se sitúan los asentamientos tradicionales y las áreas industriales.

En 1972 la ciudad se extendió notablemente (superficie 986 has. y 214.000 viviendas), donde el 37% eran de 1 y 2 alturas. Mientras que los edificios del centro urbano, ensanches y periferia, principalmente de 4 y 6 plantas, representan el 28%. El 14% restantes tenían más de 7 plantas. Los crecimientos (8317 edificios) producidos en el periodo de 1960 a 1980 suponen el 36% de la totalidad y el 49% del total de las viviendas. Se producen principalmente en los distritos de Algirós y de Poblados Marítimos (1078 edificios).

Al final de la década de los cuarenta Valencia había cambiado definitivamente de escala en la promoción de viviendas. A partir de los 50, con el los polígonos industriales y el desarrollo del Plan General de Valencia de 1946 se inauguró otra etapa.

El hormigón armado se empieza a utilizar de manera más extensiva durante las décadas siguientes, con mayor dominio de las técnicas de utilización, conociendo ya sus posibilidades plásticas y económicas:

- En el intervalo de 1941-1946 el uso del hormigón armado para estructuras es esporádico.
- Entre 1946 y 1966, con la aprobación del Plan General, se fomenta la construcción con hormigón armado. Impulso que tuvo repercusión en la ciudad de Valencia.

- En el periodo de 1950-1955 las ordenanzas permiten duplicar la altura que figuraba en la ordenanza anterior de 1912.
- De 1966 a 1980 se observan las consecuencias del Plan desarrollista, se consigue una ciudad más densa

Durante el primer periodo analizado, en Valencia se construyen los edificios residenciales de obra nueva (*Tabla IV. 1*), generalmente en los barrios de la periferia, zona de expansión de la ciudad y los ensanches. La materialización de las estructuras de estos edificios podía ser metálica, de muros de fábrica o de hormigón armado. En los remotes de las reformas del centro de la ciudad no era habitual usar el hormigón armado por desconocer las garantías de éxito que cabía esperar.

El parón industrial motivado por la guerra civil también afecta a la construcción. La difícil situación que atraviesa el país, con deficiente producción de hierro y acero empuja a la utilización del hormigón armado, como elemento nuevo y más económico. Con el propósito de evitar detener la construcción optan por utilizar sistemas mixtos en la ejecución de edificios residenciales. El sistema de construcción mayoritariamente empleado era el muro de carga, y en ocasiones la combinación de muros de carga en fachada y pórtico central de otro material (hormigón armado o metálico). Las condiciones de la industria española en estos momentos (1941-1946) no permiten garantizar controles de calidad adecuados con los que cerciorase de las condiciones de producción.

Durante el segundo periodo (*Tabla IV. 2*), comprendido entre 1962-1968, desciende la construcción de las viviendas de promoción oficial. La iniciativa privada, y con alto poder adquisitivo, demanda una línea de construcción que va configurando la ciudad moderna. Las características de las viviendas difieren de las construidas en los grupos promovidos por las instituciones.

Al último periodo (1969-1973) le corresponde la sustitución de edificios históricos, considerados antiguos y fuera de lugar, por otras nuevas construcciones impulsadas por el movimiento mercantil y comercial que propicia un desplazamiento de la joven clase burguesa hacia las zonas de la Alameda, Paseo al Mar y zona de Universidades. Los almacenes Ernesto Ferrer, (obra de Demetrio Ribes, referenciada en el capítulo primero de este trabajo de investigación), fueron

derrribados para levantar el Banco de Londres y América del Sur. En el centro principalmente se construyen edificios comerciales, que como se ha dicho desplazan a la población hacia nuevas zonas de la ciudad.

Tabla IV. 1. Ejemplos de edificios de hormigón armado en la ciudad de Valencia construidos entre 1941 y 1961

Edificio Patuel Longás. 1941-1946.



Ubicado en cruce con las calles Ruzafa, Gran Vía Germanías y General San Martín 19.
Arquitecto: Javier Goerlich Lleó.

Grupo "Alboraya-General Franco 1944-50



Situado en las calles Alboraya, Cofrentes, Genaro Lahuerta, Molinell y Bellús.
Arquitecto: Javier Goerlich Lleó.

Tabla IV. 2. Ejemplos de edificios de hormigón armado en la ciudad de Valencia construidos entre 1962 y 1968

Bloque Residencial 1962-1964



Calles Jaime Roig 12 -Álvaro de Bazán
Arquitectos. Fernando Martínez García -
Ordóñez- Juan María Dexeus Beatty

Edificio de viviendas 1964 -1966



Calles Artes Gráficas 28-Rodríguez Fornos.
Arquitecto: Emilio Jiménez Julián

2. CÁLCULO Y EJECUCIÓN DELAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO ENTRE 1941 Y 1973.

2.1. PROYECTOS REDACTADOS ENTRE 1941 Y 1961

A finales de la década de 1940, un despacho de arquitectos solía estar compuesto por el arquitecto responsable, tal vez un segundo arquitecto, el aparejador y uno o dos delineantes. *Además estaba el aprendiz que se dedicaba a barrer, abrir la puerta, preparar la tinta...* (Viñals, 2011). Después de la Guerra Civil los arquitectos continuaban trabajando igual que antes, ya que hasta 1948 sólo hubo alrededor de media docena de nuevos colegiados en el colegio de Valencia. La mayoría de arquitectos trabajaban en un estudio muy reducido, tenían el despacho en casa y una habitación para el delineante. Según el profesor Estellés (Llopis, 2009), sólo el despacho de Javier Goerlich tenía un estudio organizado. El arquitecto confiaba en el maestro cantero para materializar los detalles de las fachadas, que a partir de esbozos no muy definidos, eran capaces de construir con toda precisión la decoración de las fachadas (Llopis, 2009).

La mayoría de los proyectos redactados entre 1941 (fecha de redacción de la primera norma de obligado cumplimiento para la edificación) y 1961 constaban de una memoria, una hoja de presupuesto y planos. En la gran mayoría de proyectos consultados, la memoria tenía una extensión máxima de cuatro páginas. Para describir la estructura se dedicaba tan sólo un párrafo. Por lo general, en este párrafo se indicaba el tipo de estructura que se proyectaba (porticada o mezcla de pórtico y muros), el material (acero, ladrillo u hormigón armado). Si la estructura era de hormigón, indicaban el contenido mínimo de cemento por m³ que debía contener la masa para definir la dosificación. Se solía asignar un contenido mínimo de cemento diferente para cimentaciones de hormigón en masa, 150 kg/m³, y otro para vigas y pilares que podía ser 300 ó 350 kg/m³. Con estas cantidades cumplían

los requisitos fijados en la norma de 1941 para cimentaciones y para pórticos (cfr. CAP-II-3.3.2).

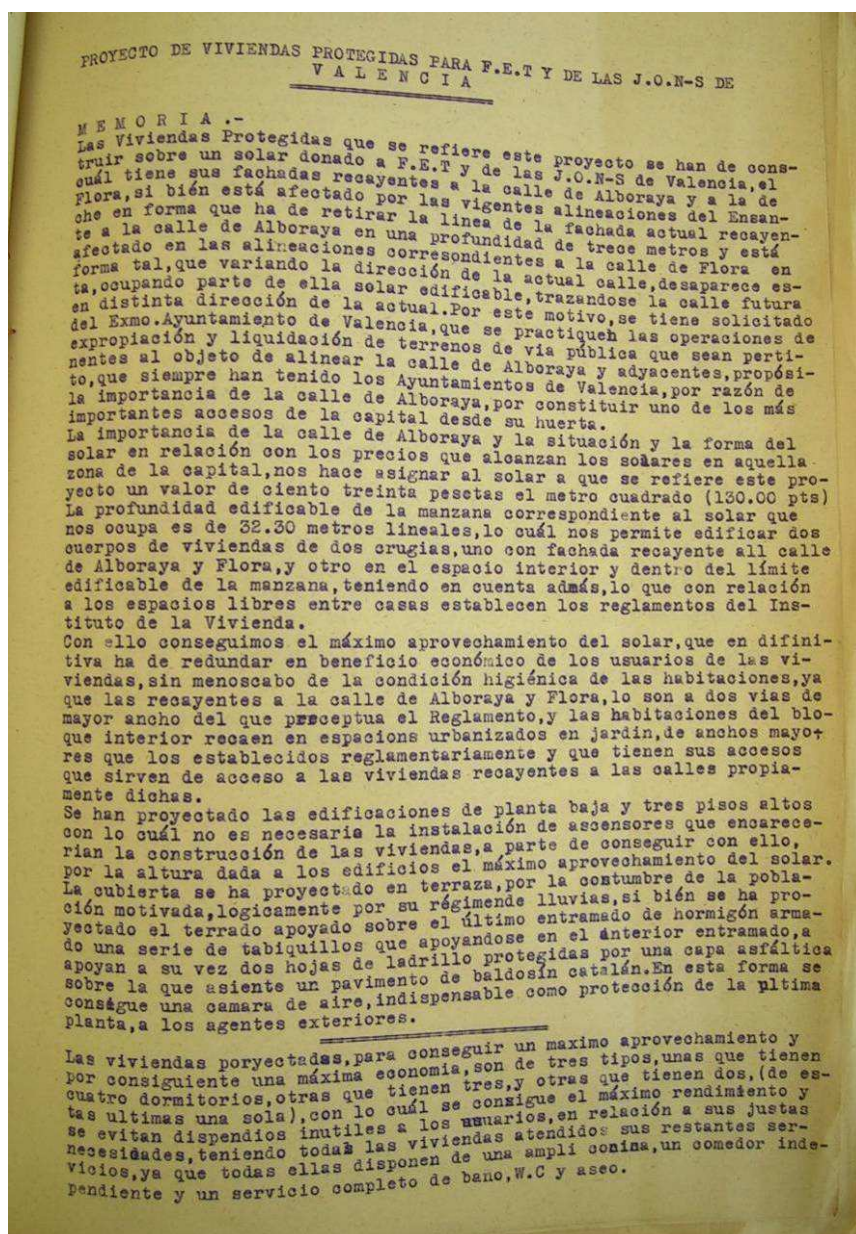


Figura IV. 4. Ejemplo de memoria (Página 1 de 2), Edificio ficha 72C010, 1953.

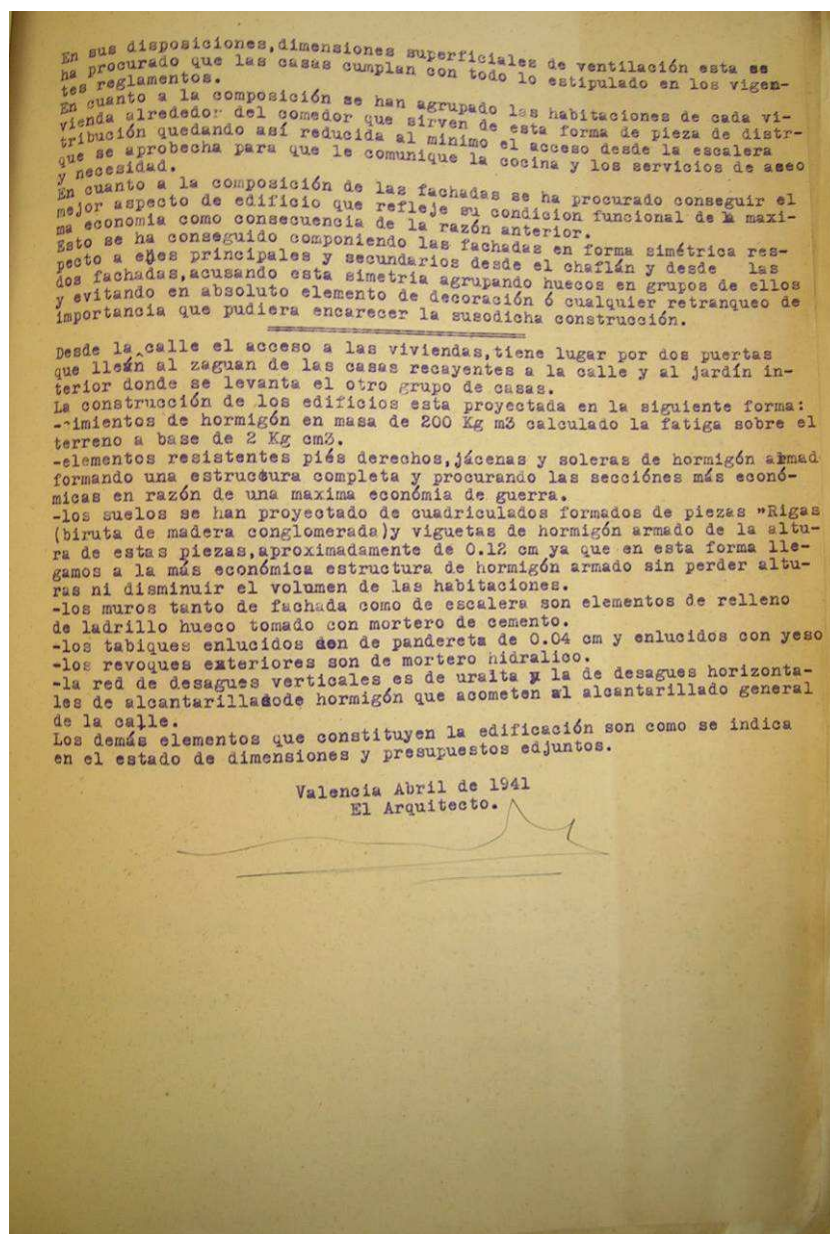
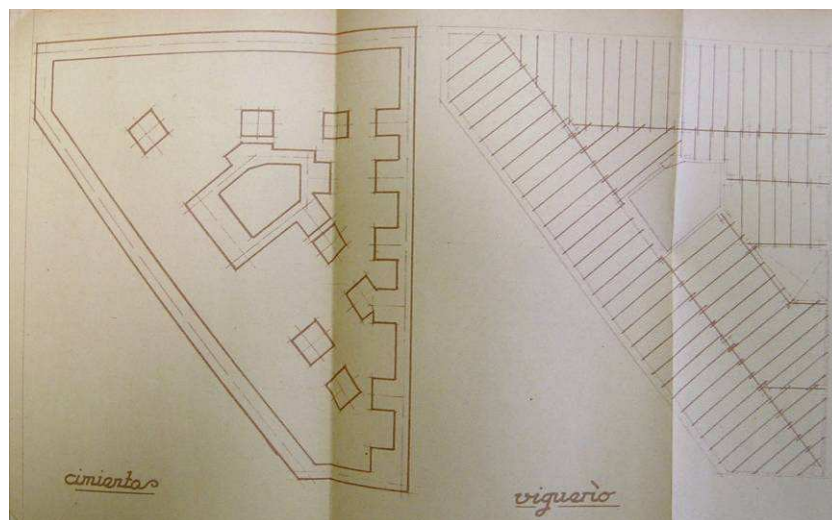


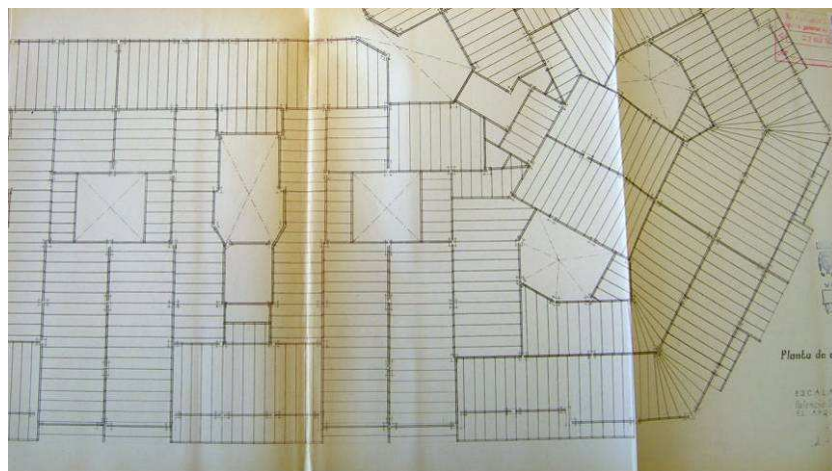
Figura IV. 5. Ejemplo de memoria (Página 2 de 2), Edificio ficha 72C010, 1953.

Los planos describían, generalmente, el emplazamiento, la cimentación, las plantas, los alzados y las secciones. Ni los planos de cimentación ni los de distribución solían ir acotados (Figura IV. 6). En cambio, las alturas de los pisos y cantos de forjados aparecen en los proyectos con mayor frecuencia (Figura IV. 7).

Estos planos, en ocasiones, iban acompañados de una planta de estructura donde simplemente se señalaba la dirección de vigas y viguetas. También ocasionalmente se indicaba las dimensiones de las vigas (Figura IV. 8).



a) Planta de cimentación y estructura, ficha 75C.007, 1948



b) Planta de estructura, ficha 81^a.007, 1956

Figura IV. 6. Plantas de estructura sin información.

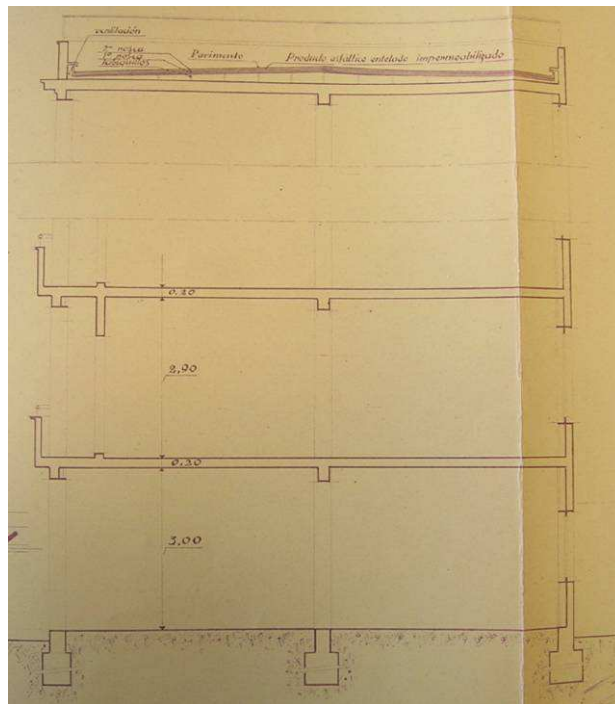


Figura IV. 7. Sección acotada. Edificio ficha 73C.010, 1941.

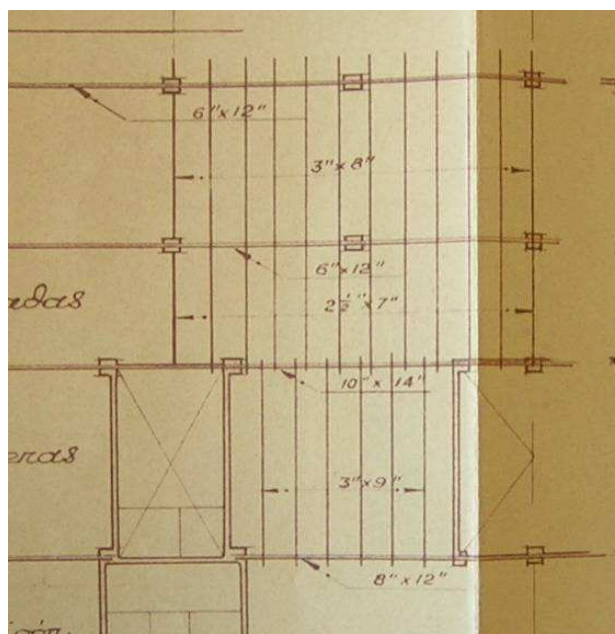


Figura IV. 8. Planta estructura. Edificio ficha 79C.005, 1950.

Aproximadamente el 60% de los proyectos analizados (*Figura IV. 9*) pertenecientes a este periodo no aporta ninguna información sobre las secciones de los pórticos de hormigón. En el 26% de los proyectos esta información figuraba en la hoja del cupo del hierro⁵⁹ o en el presupuesto, e iba acompañada del momento solicitación o de la carga total por metro cuadrado que se consideraba para el cálculo (*Figura IV. 10*), pero sin concretar la ubicación de la armadura. Sólo en el 13% de los proyectos la información sobre la armadura se detalla en los cuadros de los planos (*Figura IV. 11*). De ello se deduce que, en la gran mayoría de los proyectos construidos con hormigón armado, muchos de los detalles de las secciones se decidían en obra, dada la escasa información aportada por los proyectos.

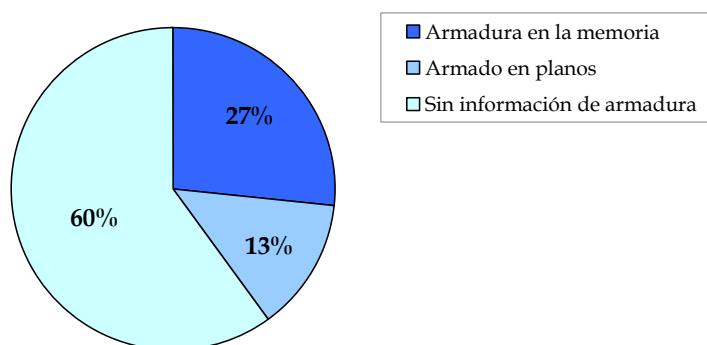


Figura IV. 9. Porcentaje de proyectos con información sobre las secciones de hormigón armado.

⁵⁹ Debido a la escasez de materiales, y sobre todo de hierro, después de la guerra civil, se limitó el consumo de hierro para la construcción de edificios con un máximo de kilos. A este valor se le conocía como cupo de hierro (*cf.* CAP-II.3.1._)

Núm. de orden	Indicación de la clase de obra y partes en que debe ejecutarse	Número de partes iguales	UNIDADES				
			Dimensiones			Cúbicas	
			Longitud	Latitud	Altura o grueso	Parciales	Totales
9	Hierro redondo trabajado y colocado en armadura.- Pilares Jácnas	8	6,--	16	1,578	75,744	180,28
		8	9,--	14	1,208	86,976	
		50	5,--	12	0,888	222,---	
		30	3,50	12	0,888	93,240	
		20	5,--	8	0,395	39,300	
		20	3,50	8	0,395	27,650	
					545,110	120,21	
13	Estribos 10 % para, recibidos con mortero de cemento 1:3 Rachas preclasadas	8	0,25			54,511	
					Total kg.	599,621	
10	Hormigón de 300 kg. para armar en jácnas y pilares.- Pilares Jácnas	8	0,25	0,25	13,50	1,637	60,20
		10	4,30	0,25	0,40	4,300	
		10	3,--	0,25	0,25	1,375	
					Total m ³ .	7,362	
11	Afirmado y preparación para						

Figura IV. 10. Detalle de armado en vigas y pilares, Edificio 83A.014, 1960.

TIPO	MOMENTO	SECCIÓN	ARMADURA
I	2.500 Kg	25 x 40	Fe 6.5 cm/2
II	3.500	30 x 45	Fe 8 cm/2
III	4.000	30 x 45	Fe 9 cm/2
IV	4.500	30 x 45	Fe 10.50 cm/2
V	5.000	30 x 45	Fe 11 cm/2 Fe 2 cm/2
VI	6.000	30 x 50	Fe 12 cm/2 Fe 2 cm/2
VII	7.000	30 x 60	Fe 12 cm/2
VIII	10.000	30 x 60	Fe 17 cm/2 Fe 5 cm/2
IX	12.000	30 x 65	Fe 18 cm/2 Fe 7 cm/2

Figura IV. 11. Armado de vigas del Edificio 103C.004, 1958.

El diferente grado de detalle recogido en los proyectos dependía del arquitecto que lo redactaba, a pesar de que el colegio de arquitectos emitió un Reglamento de Régimen Interno en 1931 (*Figura IV. 12*), en el que se establecía la documentación mínima que debía constar un proyecto, aunque no de obligado cumplimiento.

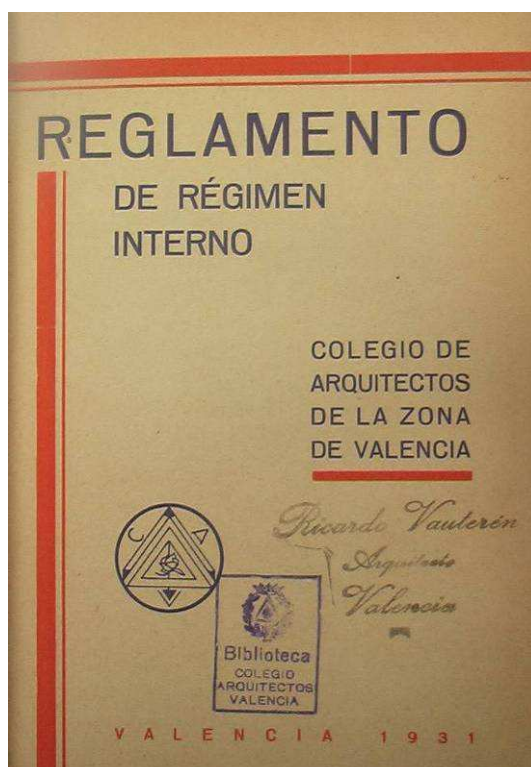


Figura IV. 12. Portada del Reglamento de Régimen Interno, 1931.

El proyecto debía constar de una memoria completa, el presupuesto detallado, el pliego de condiciones de extensión acorde a la importancia de la obra y los planos. La memoria rara vez superaba las cuatro páginas de extensión, del presupuesto normalmente figura el coste total y el pliego de condiciones aparece en contadas ocasiones. Por lo que respecta a la información gráfica, suelen constar de los planos que exige el citado reglamento del colegio (*Tabla IV. 3*), aunque éstos no van acompañados de cotas. En lo referente a la estructura, este reglamento detallaba que se especificase las cotas, perfiles y secciones necesarias para definir con suficiente precisión el proyecto, aunque, según la información recopilada, en la

mayoría de los proyectos el nivel de precisión no alcanzaba los mínimos estipulados en el susodicho documento.

Tabla IV. 3. Normas a cumplir por los colegiados en la redacción de trabajos profesionales gráficos y literales, según Reglamento de 1931.

Documentos Obras particulares

Memoria	Prepto < 25000pts. : Memoria sucinta, indicando la clase de materiales que han de emplearse y sistema constructivo. 25000pts < Prpto < 75000pts.: Memoria detallada describiendo y especificando el sistema constructivos y la disposición y distribución adoptadas Prepto > 75000pts. : Memoria completa, con la justificación de los principales elementos constructivos.
Presupuesto	Prepto < 75000pts. Avance de presupuesto con medición y aplicación de precios Prepto > 75000pts. Presupuesto completo
Pliego de condiciones	Extensión proporcionada a la importancia de al obra, de gran claridad en sus preceptos, fijando siempre normas precisas para la resolución de las incidencias de orden económico, y de todas clases, que puedan presentarse en la ejecución y en la liquidación de las obras.
Planos	En todos los casos los planos completos de las fachadas, plantas y secciones acompañando tantos planos de planta como pisos haya en el edificio con distribución distinta, los planos de los entramados horizontales y de cubierta, con las cotas necesarias para la indicación de las escudarías, perfiles y situación de los elementos resistentes, además de los planos de cimentación y desagües y en caso necesario el de emplazamiento.

La mayoría de proyectos consultados no presentan detalle alguno sobre el forjado, ni siquiera gráficamente, de modo que tampoco cumplía las exigencias de la norma de 1941, dado que ésta fijaba la documentación que se debía aportar para definir los forjados (dirección y sección). En conclusión, a la vista de la información recopilada, la mayoría de los proyectos no aportan la mínima información exigida en el reglamento del colegio, ni la detallada en la normativa de 1941 sobre forjados. No obstante, los proyectos redactados a partir de los últimos años de la década de los cincuenta los planos comienzan a ser más descriptivos y las memorias más extensas.

Normalmente, en el presupuesto aparece el coste total de la ejecución de la obra, sin detallar partidas (*Figura IV. 13*). En algunos casos, se desglosaba por

capítulos llegando incluso a detallar la sección y cantidad de acero que se debía colocar para cada tipo de viga y pilar. Estos últimos, aproximadamente un 13%, eran los únicos proyectos que seguirían las recomendaciones del colegio.

DATOS ESTADÍSTICOS

PROPIETARIOS: D. Silvino Navarro Rico y D. Luis Santonja Mercader

SUPERFICIE EDIFICADA: 1.050,28 m².

EMPLAZAMIENTO: C. Alberique.

NÚMERO DE PLANTAS: Siete.

VIVIENDAS POR PLANTA: Dos.

TOTAL VIVIENDAS: Cuarenta y ocho

PRESUUESTO: 6,855.874,36 ptas.

ALQUILER MENSUAL: 500 pts.

Valencia, Diciembre de 1.949

EL ARQUITECTO,

[Firma]

SECCION OFICIAL DE
ARCHIVOS DE
PROYECTOS DE
OBRAS DE
CONSTRUCCION
DE VALENCIA
RECORRIDO DE
22 DIC 1949

[Firma]

Figura IV. 13. Datos del edificio, ficha 76C008.

Buscar la solución más económica de armado en las soluciones propuestas era uno de los principales objetivos de la norma de 1941. Este objetivo se materializó en los proyectos en forma de una *memoria justificativa del empleo del hierro* donde constaba la cantidad de acero que se iba a necesitar para construir el edificio, es decir, se justificaba que no se superaba el cupo de hierro (cfr. CAP-II-3.1._). Con este fin se usaba en los proyectos, la coletilla: “...procurando las secciones más económicas en razón de una máxima economía de guerra”. En la hoja del cupo del hierro (Figura IV. 14 - Figura IV. 16) se recogía los kilos de hierro que eran necesarios para construir los pilares, vigas y forjados de la obra. Los kilos de hierro

y de cemento incluso aparecían reflejados en la cédula de habitabilidad (Figura IV. 17).

MEMORIA JUSTIFICATIVA DEL EMPLEO DE HIERRO
D. FRANCISCO BLANCO GARCÍA Y OTROS
 Propietario: **Calle Prolongación Paseo Valencia al Mar.**
 Emplazamiento: **Viviendas económicas.-**
 Clase de edificio:

CALCULO DE FORJADO DE PISOS
380 Kgs. m².

PESO MAXIMO AUTORIZADO: PESO PROPIO y sobrecarga:
 menor de 3'00 m. 10 kgs. m.²
 » » 3'50 » 12 » »
 » » 4'00 » 15 » »
 » » 4'50 » 18 » »
 Mayor » 4'50 » 21 » »

OBSERVACIONES:

CRUJIAS	LUZ	MOMENTO	PERFIL LLEGIDO	TENSION	PESO por m. ²	PESO TOTAL
I-III	3'5	187	8p10	40-1.200	3'98	3.395,30
II	3'2	138	8p10	" "	3'87	2.408,71
IV	3'2	143	8p10	" "	3'74	2.735,10
V	4'8	269	1p10-1p12	" "	4,71	7.625,30
					Suma	10.845,43 Kgs

Porcentaje por metro cuadrado de forjado: $\frac{10.845,43 \text{ Kgs.}}{3.745,68 \text{ m}^2} = 3,95 \text{ Kgs. m}^2$.

Figura IV. 14 Hoja del cupo de hierro: Kilos de hierro para forjado, edificio ficha 77^a.022, 1949.

CALCULO DE JACENAS

JACENAS	LUZ	MOMENTO	PERFIL LLEGIDO	TENSION	PESO
A-H 1	4,6	2.377	3x50-3p14-3p18-7p16	40 - 1.200	611,30
B-K	5,5	3.394	" 3p16-3p18-3p16	" "	631,50
O-C-L	6,2	4.128	" " 3p20 "	" "	717,--
D	5,8	3.799	" " " "	" "	400,45
E-H-T	3,2	1.128	23x30 - 6p10	" "	327,--
F-P	5,5	3.769	23x50 - 3p16-3p20-3p16	40 "	631,--
M-Y-D1	4,7	2.402	" 3p14-3p18-2p16	40 - 1.200	528,--
I	2,3	903	23x30 6p10	" "	295,--
J	1,5	411	" "	" "	287,1-
M	5,7	4.178	23x50-3p16-3p20-3p16	" "	417,80
O-U-V	3,4	1.235	23x30 6p10	" "	445,90
Q	6,8	4.311	23x50-3p18-3p20-3p16	" "	389,50
R-X-G1	4	1.798	23x40-7p16-2p14-7p16	" "	638,60
S	3,5	1.411	23x35 " "	" "	392,10
Z	5,7	3.039	23x50-3p16-3p20-3p16	" "	488,70
M1-F1	4,0	2.377	23x50-3p14-3p18-7p16	" "	772,90
A1-F1	3	1.012	23x30 6p10	" "	385,10
E1-G1-J1	5,4	3.276	" 3p16-3p20-3p16	" "	811,40
L1	1,5	385	23x30 6p10	" "	272,--
SUMA					9.440,25

OBSERVACIONES

Figura IV. 15. Hoja de cupo de hierro: Kilos de hierro para vigas, edificio ficha 77A.022, 1949.

HIERRO EN PILARES Hoja 7

TRAMOS	Nº DE BARRAS	LARGO	DIAMETRO	PESO METRO	PESO TOTAL
- B A R R O S -					
1ª Serie	4	4'50	30x30-ø20	350	511,90
2ª id.	4	"	" ø18	"	401,70
3ª id.	4	"	35x35 ø20	"	638,20
- P R I M E R O -					
1ª id.	4	4'--	30x30-ø18	"	401,--
2ª id.	4	4'--	" ø16	"	362,--
3ª id.	4	4'--	" ø18	"	581,--
- S E G U N D O -					
1ª id.	4	4'--	30x30-ø16	"	362,--
2ª id.	4	4'--	" ø14	"	321,--
3ª id.	4	4'--	" ø16	"	475,--
- T E R C E R O -					
1ª id.	4	4'--	30x30-ø12	"	301,--
2ª id.	4	4'--	" ø10	"	251,--
3ª id.	4	4'--	" ø12	"	399,--
TOTAL					5.023,80
Hierro en estribos:					3.250,--
OBSERVACIONES:					
R E S U M E N					
Hierro en forjados					10.845,43 kgs.
> en jácenas					9.440,25
> en pilares					5.023,80
> en estribos					3.250,--
TOTAL					28.559,43

REGISTRO GENERAL DE LA PROPIEDAD
5 - ENCL. 1950

Figura IV. 16. Hoja de cupo de hierro: Kilos de hierro para pilares y Resumen de kilos de hierro; edificio ficha 77A.022, 1949.

81A.007

GOBIERNO DE VALENCIA
SECRETARÍA DE ENTHORRA
15 MAR 1957

**Cédula de Calificación Provisional de
Viviendas de Renta Limitada**
PRIMER GRUPO

COOPERATIVA VIVIENDAS AGENTES COMERCIALES, SECCION "E"
promotor de la clase 1, de acuerdo con el Reglamento, es titular de
un proyecto de construcción de viviendas de renta limitada en la localidad
de Valencia, en el lugar denominado
de C/ Cuencia esquina Ramón y Cajal, y al que se conceden
los siguientes beneficios: LAS EXENCIONES Y BONIFICACIONES
TRIBUTARIAS que se establecen en los artículos 25, 26, 27 y 28 del
Reglamento de 24 de junio de 1955.

UN CUPO DE 1.170.000 kgs. de CEMENTO.
UN CUPO DE 68.370 kgs. de HIERRO.

El número de viviendas a construir es el de Ciento cuatro
Las rentas máximas mensuales autorizadas provisionalmente, salvo
las alteraciones que autorizan los preceptos reglamentarios, serán las
siguientes: **Mil quinientas pesetas mensuales**

Y para que sirva como título de CALIFICACION PROVISIONAL
DE VIVIENDAS DE RENTA LIMITADA DEL PRIMER GRUPO,
extiende éste en Valencia a 21 de Febrero 1957
EL DELEGADO PROVINCIAL,
C. Cula

Importe de los derechos obsecionales: 18.005 ptas. 22 cts.
Expediente número S-I-47 Número de registro 3

(El presente título se entregará al interesado, junto
con los vales de materiales intervenidos, contra recibo que
justifique el ingreso en la cuenta del I. N. F. del Banco
de España número 127 el importe de los derechos obsec-
cionales autorizados por el Decreto de 1 de julio de 1955).

Sr. D. COOPERATIVA DE VIVIENDAS AGENTES COMERCIALES SECCION "

Figura IV. 17. Cedula de habitabilidad, con referencia al cupo de cemento y hierro, ficha 81A.007, 1956.

Eran más frecuentes las estructuras que combinan los muros portantes en fachada con pórticos centrales de hormigón armado, aunque hay estructuras sólo con pórticos de hormigón. Las luces solían ser inferiores a los 5 m, con ámbitos de carga no muy grandes, alrededor de los 4 m.

La descripción de los forjados no solía ser muy precisa, remitiendo, en muchas ocasiones, a la publicación “*Sistemas especiales de forjados para edificación*”, dónde se recogen las tipologías de forjados más habituales en la década de los cuarenta supervisados por la Dirección General de Arquitectura en el 1942 (*Figura IV. 18*) (DGA, 1942). Algunos proyectos, menos del 10%, hacen mención a la Instrucción del 39, de obligado cumplimiento para obra pública (*cfr. Anexo Fichas Proyectos*).

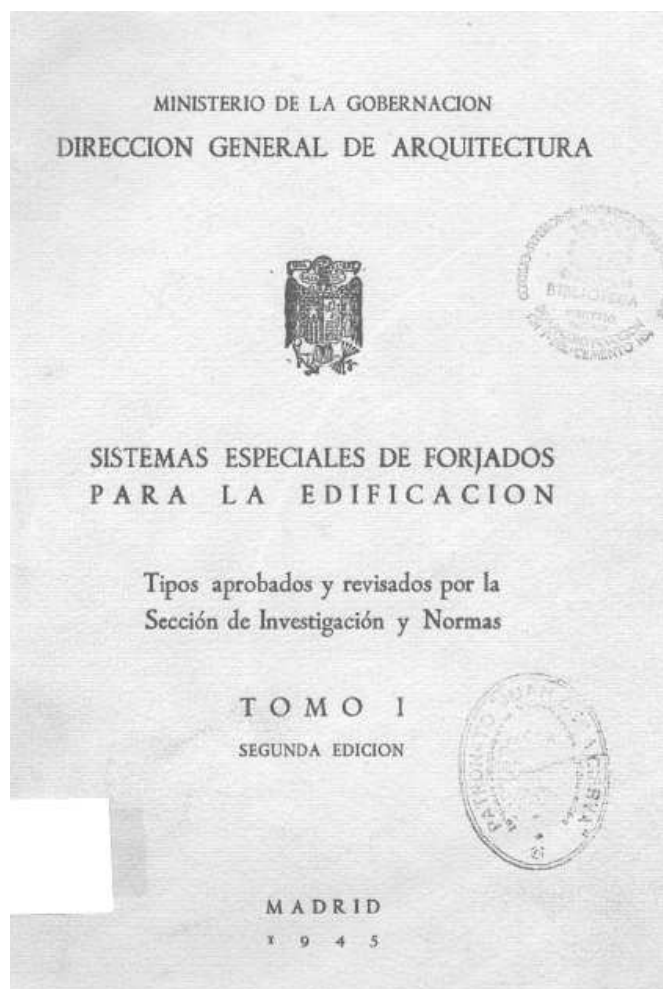


Figura IV. 18. Portada del libro de Sistemas especiales de forjados para la edificación.

2.1.1. DIMENSIONAMIENTO

2.1.1.a Propiedades mecánicas del hormigón y coeficientes de seguridad

Como ya se comentó en el capítulo II, la norma de 1941 no define explícitamente un coeficiente de minoración⁶⁰ para la resistencia del hormigón o del acero. Esta norma indica que para una resistencia del hormigón de 120 kg/cm² se ha de considerar en los cálculos una tensión admisible de 40 kg/cm², para elementos sometidos a flexión simple o a flexo-compresión. Si, por el contrario, los elementos están sometidos a compresión simple el valor de cálculo que debe tomarse es 35, 40 ó 45 kg/cm², dependiendo de la planta en la que esté situado el pilar (*cfr. CAP-II-3.2.1*). Para el acero la norma fijaba una tensión admisible de 1200 kg/cm², en el caso de que la resistencia del hormigón estuviera comprendida⁶¹ entre 120 y 160 kg/cm². Para resistencias del hormigón mayores que 160 kg/cm² debía adoptarse una tensión admisible de 1400 kg/cm².

En más del 80% de los proyectos consultados, la tensión admisible (*Tabla IV. 4*) del acero y del hormigón que figura es de 1200 kg/cm² y 40 kg/cm², respectivamente. Así pues, en teoría, el cálculo de vigas se hacía respetando las indicaciones de la norma. Por lo que respecta a los pilares, el valor de cálculo que aparece en los proyectos es de 40 kg/cm², no estableciendo diferencias entre soportes a compresión y soportes a flexo-compresión. De este modo se generan dos situaciones distintas, la primera corresponde a los pilares interiores sometidos a compresión simple de las tres últimas plantas, y la segunda corresponde al resto de pilares (interiores y exteriores sometidos a flexocompresión). Los pilares interiores sometidos a compresión simple de las tres últimas plantas se estaban calculando con 40 kg/cm². Teniendo en cuenta que la tensión admisible, según la norma, para estos pilares debía ser 35 kg/cm², se estaba considerando 5 kg/cm² más de

⁶⁰ Excepto en el caso de que se disponga de ensayos de la resistencia del hormigón. Para este caso, la norma dispone que la tensión admisible será la tercera parte de la resistencia obtenida de los ensayos.

⁶¹ La norma de 1941 no considera resistencias menores a 120 kg/cm² para hormigones estructurales.

resistencia de la permitida, y por tanto, no cumplían con lo descrito en la norma. Para el resto de pilares interiores y los pilares exteriores, la norma fijaba una tensión admisible para el hormigón como mínimo de 40 kg/cm², y por consiguiente, estos pilares si que siguen las indicaciones de la norma.

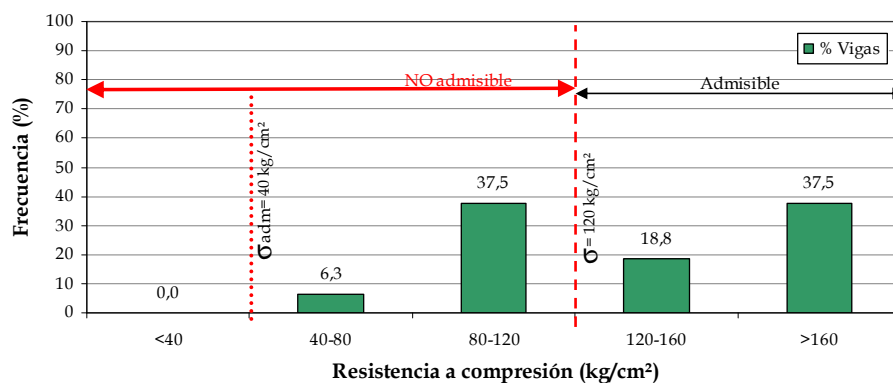
Tabla IV. 4. Resistencias de proyecto

Ref. proyecto	Viga		Pilar interior últimas plantas		Pilar exterior y resto interiores	
	Proy	Nor.	Proy	Nor.	Proy	Nor.
	61C.002	45	40	45	35	45
73C.010	35	40	35	35	35	40
74C.008	40	40	40	35	40	40
75C.007	40	40	40	35	40	40
77A.022	40	40	40	35	40	40
79C.005	40	40	40	35	40	40

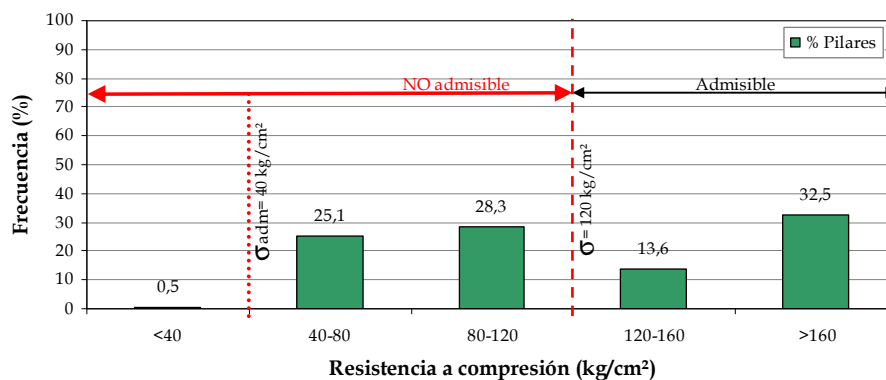
El hecho de tomar en los cálculos una tensión admisible del hormigón de 40 kg/cm² implicaba que se esperaba que su resistencia a compresión fuese como mínimo de 120 kg/cm². De acuerdo con los datos reales de resistencias a compresión que figuran en los proyectos de rehabilitación consultados (Tabla IV. 5 y Figura IV. 19), obtenidos mediante la extracción de testigos, el 43,8% de las vigas y el 52,3% de los pilares no cumplen con dicha resistencia. No obstante, éstos suelen ofrecer una resistencia mayor a la considerada en el cálculo, es decir, superior a 40 kg/cm² de tensión admisible.

Tabla IV. 5. Distribución de resistencia a compresión (kg/cm²) obtenidas mediante la extracción de testigos.

		< 40	40-60	60-80	80-100	100-120	120-140	140-160	>160
Nº	Pilares	1	13	35	26	28	16	12	64
probetas extraídas	Vigas	0	1	2	9	9	1	8	18



a) Resistencia del hormigón en vigas



b) Resistencia del hormigón en pilares

Figura IV. 19. Distribución de resistencias a compresión obtenidas de la extracción de testigos en proyectos de rehabilitación.

En definitiva, sólo aproximadamente la mitad de las vigas y pilares tienen un coeficiente de seguridad mayor o igual a tres por tener una resistencia superior a 120 kg/cm². En el resto de elementos el coeficiente de seguridad suele ser inferior a tres, pero superior a uno.

Analizando por separado las resistencias correspondientes a cada edificio (Tabla IV. 6), resulta que la resistencia media, f_{med} , varía entre 67 y 265 kg/cm² y, por tanto, es muy variable (coeficiente de variación del 37%). Además, el hormigón de un mismo edificio no resulta homogéneo, dado que la dispersión de resistencias en un mismo edificio puede alcanzar, en algunos casos, un coeficiente de variación superior al 50%.

Tabla IV. 6. Resistencias a compresión (kg/cm²)

Ref. proy	f _{máx} ^(I)	f _{mín} ^(II)	f _{med} ^(III)	CV
84D.017	432	144	265,3	30%
8C.008	202	148	175,0	15%
84G.017	319	64	165,9	37%
84E.017	386	57	165,3	58%
4C.008	168	133	148,3	9%
84F.017	425	50	147,4	71%
10C.018	146	98	132,5	14%
85 ^a .008	124	50	93,4	19%
61C.002	88	35	67,9	24%

(I) Valor máximo de la resistencia de los testigos
(II) Valor mínimo de la resistencia de los testigos
(III) Valor medio de la resistencia de los testigos
(IV) Coeficiente de variación

2.1.1.b Cargas y solicitaciones

– Cargas

La carga total de cálculo que figura en la mayoría de los proyectos consultados es de 350 kg/m² en unos casos y de 400 kg/m² en otros (Tabla IV. 7). Este valor incluye las cargas permanentes y las sobrecargas. Según lo establecido en la Norma de 1941, podía adoptarse, a decisión del arquitecto, como sobrecarga de uso un valor entre 150-200 kg/m². Ello quiere decir que los arquitectos de la época estaban considerando en los cálculos, a lo sumo, una carga permanente de 200 ó 250 kg/m² (Tabla IV. 7, última columna). Es decir, estaban considerando que el peso de los forjados, pavimentos y tabiquería era de 200 ó 250 kg/m².

La definición que aportan los proyectos sobre el forjado es escasa, limitándose algunas veces a informar sobre el canto del forjado en los planos. La mayoría de los proyectos consultados, redactados antes de mitad de la década de los cincuenta, definen el forjado como una losa de hormigón armado aligerada o simplemente señalaban que era uno de los recogidos en la publicación de la Dirección General de arquitectura (DGA, 1942). De entre los allí recogidos, existen

cuatro tipos de forjados que son los que más se ajustan a las escuetas descripciones de las memorias (Figura IV. 20; Figura IV. 22): la *Losa aligerada con ladrillo*, el *Piso ladrillero*, el *Piso autárquico único o PAUSA* y el *Piso cerámico perfecto*.

Tabla IV. 7. Cargas consideradas en los proyecto ($k\ g/m^2$)

Referencia Proyecto	Carga total	Carga Variable ⁽¹⁾	Carga Permanente
	(P_{tot})	(P_Q)	($P_{tot} - P_Q$)
75C.007	350	150	200
77A.022	350	150	200
76C.008	400	150	250
79C.005	400	150	250
101C.003	400	150	250
100C.007	350	150	200
102C.004	480	150	330
104C.006	350	150	200
107C.005	370	150	220
120C.002	350	150	200

⁽¹⁾ Valor mínimo de sobrecarga variable para viviendas, establecido en la Norma de 1941.

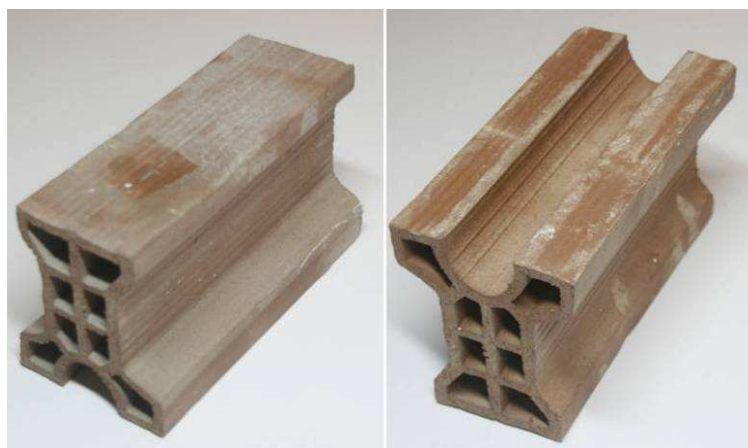


Figura IV. 20. Pieza cerámica para formar forjados. (Ros, 2011)

La *Losa aligerada con ladrillo hueco* era un tipo de forjado habitual (Figura IV. 21.a), cuyo canto variaba en función de la luz que fuera a cubrir. Estaba constituido por unos nervios de hormigón donde se embebía la armadura y entre ellos se colocaban ladrillos. Se configuraban diferentes tipos de forjado en función de la disposición y el número de ladrillos que se colocaban de relleno.

Para construir el *Piso ladrillero* (Figura IV. 22.b) se formaban las viguetas a partir de la yuxtaposición de piezas cerámicas parecidas a los ladrillos. La vigueta se formaba colocando una pieza al lado de la otra en el suelo con el hueco central más grande boca arriba, después se depositaba la armadura en este hueco, para finalmente rellenarlo con hormigón. Cuando endurecía el hormigón la vigueta estaba preparada para colocarla en su sitio dándole la vuelta, es decir, con la armadura en la cara inferior para resistir tracciones.

Para formar las viguetas con el sistema de *Forjado autárquico* (Figura IV. 22.c) se seguía el mismo procedimiento que con el forjado anterior. La única diferencia era el perfil de la pieza cerámica en la que el hueco central era algo mayor.

El *Piso cerámico perfecto* (Figura IV. 22.d) estaba formado por la yuxtaposición de viguetas fabricadas a pie de obra con bloques cerámicos especiales, varillas de acero y pasta de cemento, enlazadas entre sí con hormigón alojado en el canal que resultaba entre cada dos viguetas.

Las tres últimas soluciones de forjados, *Piso ladrillero*, *forjado autárquico* y *Piso cerámico perfecto*, corresponden con el forjado que muchos técnicos denominaban en Valencia forjado con “*viguetas de violín*”. Según la información obtenida en las entrevistas realizadas a los técnicos que trabajaron durante el periodo analizado, este tipo de forjados con “*viguetas de violín*”⁶² era el más utilizado en la composición de forjados para edificios residenciales en la ciudad de Valencia (Molina 2011; Soler, 2011; Estellés, 2010; Hernández, 2011). Estas viguetas también se podían elaborar a partir de la yuxtaposición de piezas cerámicas que, en ocasiones, podían ser

⁶² La forma de la pieza cerámica que funcionaba como encofrado para el hormigón de la vigueta podía variar de forma.

ladrillos a los que se les rompía algún canuto para rellenarlos de hormigón con una barra de acero, o bien podían ser piezas cerámicas diseñadas ex profeso.

Antes de la guerra civil la vigueta metálica era muy habitual para la construcción de forjados en edificios en la ciudad de Valencia. En la posguerra, el metal escaseaba y se buscaban soluciones constructivas que no requiriesen de mucho hierro. Durante los primeros años posteriores a la guerra civil los forjados de losa maciza eran bastante habituales (*Xercavins, 2005*).

La evolución siguiente que sufrió el forjado se encaminó a conseguir un conjunto más ligero. Para ello se introdujeron piezas cerámicas que aligeraban el peso y a la vez actuaban como encofrado perdido para la formación de viguetas, de esta forma optimizan el uso del acero incorporándolo sólo donde resulta indispensable (*Paricio, 2000*).

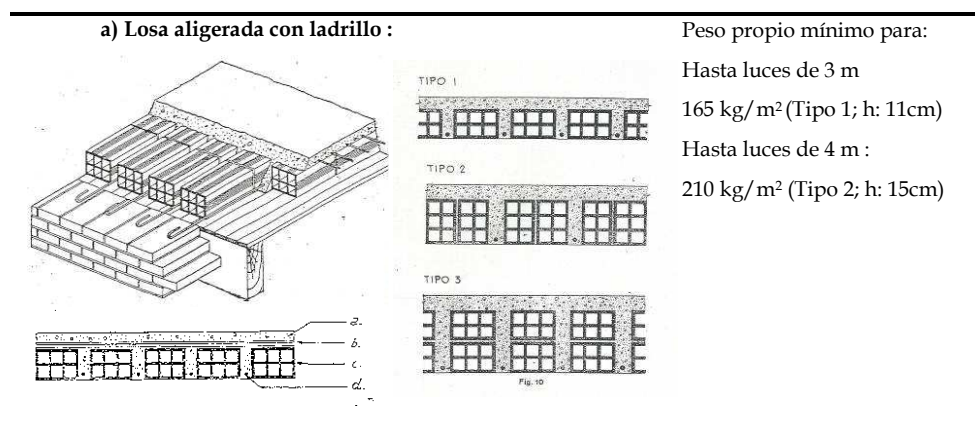


Figura IV. 21. Tipología de forjados para losa de hormigón aligerada.
1942

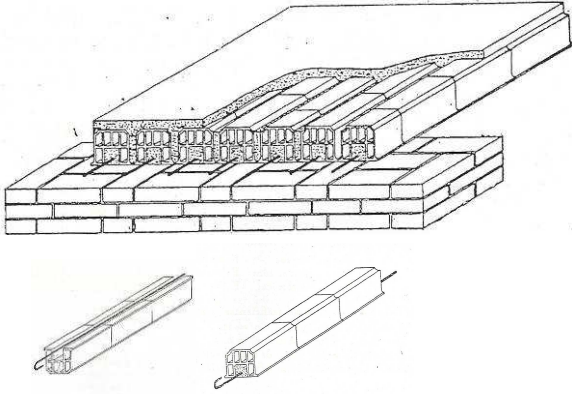
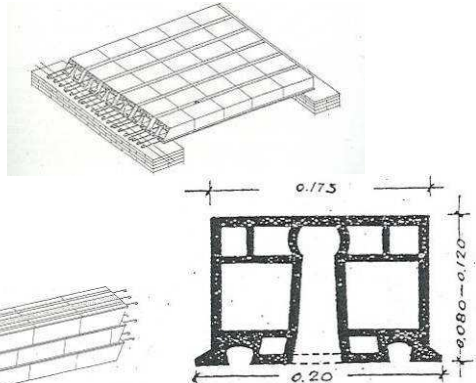
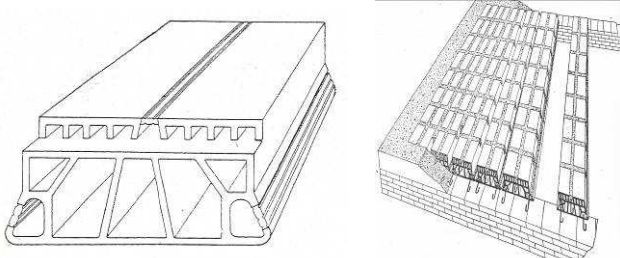
<p>b) Piso ladrillero</p> 	<p>Peso propio</p> <hr/> <p>Cualquier luz</p> <p>120 kg/m²</p>
<p>c) Forjado autárquico único (PAUSA)</p> 	<p>Peso propio</p> <hr/> <p>Hasta luces de 3m:</p> <p>110 kg/m²</p> <p>(Único 12 (h: 12cm))</p> <p>Hasta luces de 4m:</p> <p>140 kg/m²</p> <p>(Único 16 (h: 16cm))</p>
<p>d) Piso cerámico "Perfecto"</p> 	<p>Peso propio</p> <hr/> <p>Hasta luces de 3,5m:</p> <p>120 kg/m² (h: 12cm)</p> <p>Hasta luces de 4,3m:</p> <p>150 kg/m² (h: 16cm)</p>

Figura IV. 22. Tipología de forjados de hormigón armado con perfiles especiales de piezas cerámicas, DGA, 1945.

Durante la década de los cuarenta y los cincuenta, junto a estas tipologías de forjados más artesanales construidos a partir de piezas cerámicas, convivieron las

viguetas prefabricadas de hormigón armado⁶³ (Xercavins, 2005). Según el profesor Molina, la solución de forjados con viguetas prefabricadas de hormigón no tuvo tan buena acogida por los técnicos dada la incertidumbre en la fabricación del producto y la falta de suministro. Los técnicos optaban por la solución con piezas cerámicas, que aún sin ser del todo recomendable, al menos se sabía con certeza qué cantidad de acero se colocaba (Molina, 2011).

“...no se tenía mucha fiabilidad hacia estas viguetas (prefabricadas), no tenías garantías de quién la construía. Siendo tan cuestionable las viguetas con violines, al menos conocías la armadura que colocabas en las viguetas hechas in situ.” (Molina, 2011).

Para los primeros forjados con vigueta prefabricada se utilizaban como parte aligerante bovedillas de yeso fabricadas a pie de obra, (Hernández, 2011; Viñals, 2011).

Las secciones de las viguetas encontradas en las calas realizadas a algunos forjados se asemejan al tipo de vigueta conocido entonces como *Viguetas Castilla*. Como se observa en la *Figura IV. 23*, el perfil de la vigueta es muy similar a la vigueta autoresistente de doble T. El canto de la vigueta venía determinado en función de las condiciones de apoyo, la luz a cubrir y la carga que debía resistir.

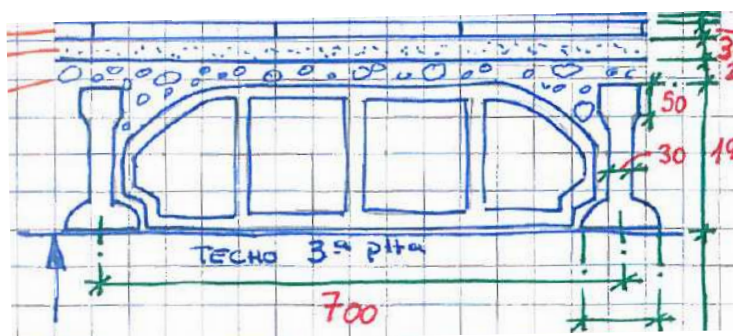


Figura IV. 23. Tipo de Forjado en Edificio 84C.017, 1960.

⁶³ Las viguetas prefabricadas se comercializaban desde la década de los treinta, convivieron con los forjados cerámicos durante la década de los cuarenta y hasta los sesenta, y a partir de los sesenta despusa su uso. (Calavera, 1996)

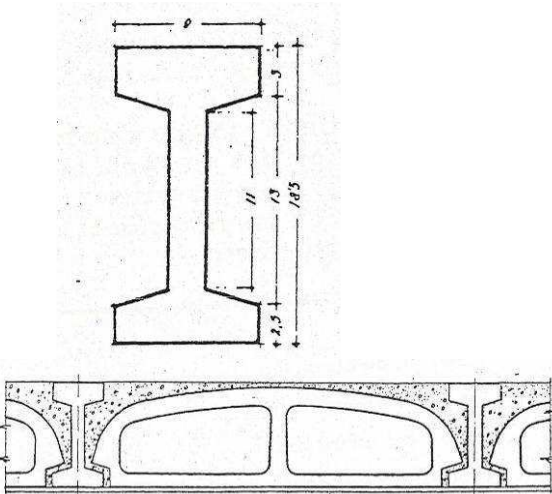
e) Vigueta Castilla	Peso propio mínimo para:
	Luces hasta 3m (T-200)
	176 kg/cm ²
	Luces hasta 4,5m (T-400)
	178 kg/cm ²

Figura IV. 24. Viguetas Castilla (vigueta prefabricada de hormigón armado), DGA, 1945.

Según los técnicos entrevistados, eran frecuentes además los forjados con nervios in situ de hormigón armado y bovedilla de yeso. La publicación de la DGA sobre los diferentes sistemas de forjado recoge 3 soluciones similares a la descrita por los técnicos: *Piso de gunita armada*, *Piso continuo de hormigón armado sistema "Guilam"* y *Pisos "Camon" tres en uno* (Figura IV. 25). Las tres soluciones utilizan bovedillas de hormigón armado. No obstante, sólo la última, *Pisos "Camon" tres en uno*, ofrecía la posibilidad de usar bovedillas de yeso además de las de hormigón.

El sistema de forjado *Piso de gunita armada* (Figura IV. 25, f) estaba integrado por piezas huecas de 15 a 20 mm de espesor de hormigón proyectado sobre una armadura de tejido metálico. Las piezas servían de encofrado para los nervios de hormigón. El forjado con *sistema "Guilam"* (Figura IV. 25, g) tenía como elemento fundamental la bovedilla de hormigón de forma hueca. Se disponían unas a continuación de otras para dar lugar entre cada dos filas a espacios o canales que servían de encofrado a los nervios del forjado, alojándose allí las armaduras y el hormigón. El sistema de forjado *Pisos "Camon" tres en uno* (Figura IV. 25, h) consistía en utilizar unos moldes aligerantes de modo que servían a la vez de relleno y encofrado de un forjado de hormigón armado en losa nervada. Estos

moldes podían construirse en yeso u hormigón y se armaban con tela metálica, según los casos.

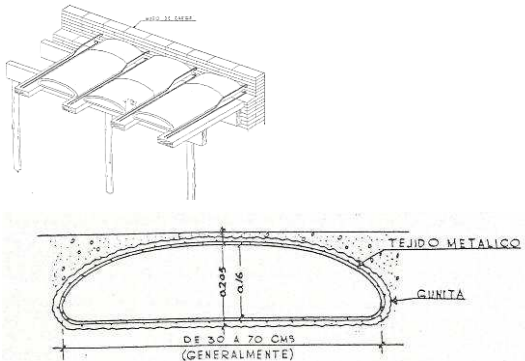
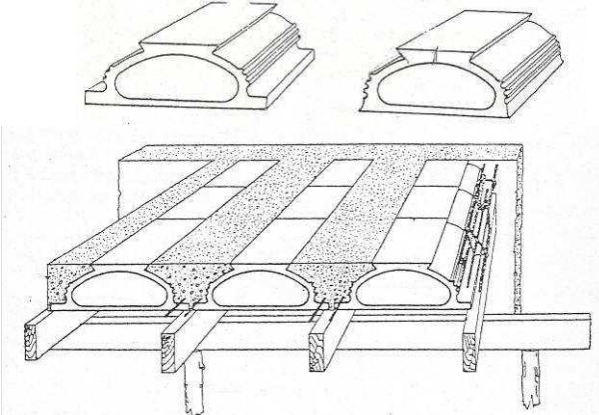
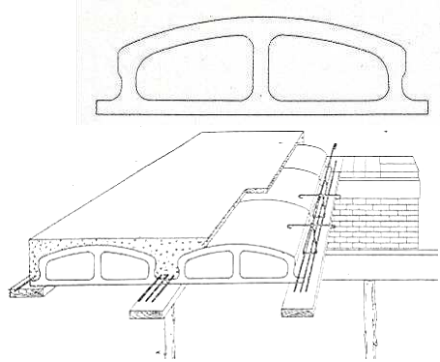
f) Piso de gunita armada	Peso propio mínimo: <hr/> 200 kg/cm²
	
g) Piso continuo de hormigón armado sistema "Guilam"	Peso propio mínimo para: 200 kg/cm² Cualquier luz
	
h) Pisos "Camon" tres en uno	Peso propio mínimo : <hr/> 220 kg/cm² Cualquier luz
	

Figura IV. 25. Tipo de Forjado de nervios in situ, DGA, 1945.

Aunque para la construcción de los forjados con nervios in situ la armadura debía de estar formada por barras, podía darse el caso que como armaduras se utilizase algún otro elemento metálico como, por ejemplo, angulares metálicos. (Figura IV. 26).



Figura IV. 26. Cala forjado con bovedilla de yeso y nervios in situ con piquetas de armado. Edificio 104C.006, 1952.

Una vez analizados los pesos propios de las distintas tipologías de forjado, (datos sacados de la publicación de la DGA, Figura IV. 21 - Figura IV. 25), y suponiendo que el peso del pavimento⁶⁴ es del orden de 60 kg/m², se puede estudiar si las cargas permanentes reales superan a las propuestas en los proyectos analizados. Dado que la información recogida en los proyectos no detalla con suficiente precisión el tipo de forjado utilizado para cada edificio, se han comparado las diversas soluciones de forjado descritas con las cargas estimadas en los cálculos. Los tipos de forjado considerados en el análisis han sido: *Losa aligerada con ladrillo*,

⁶⁴ Peso del pavimento formado por una baldosa hidráulica de cemento (2100 kg/m³) de 2 cm sobre mezcla de cemento y arena.

*Piso autárquico único*⁶⁵, forjado con viguetas Castilla y Piso continuo de hormigón armado sistema "Guilam"⁶⁶.

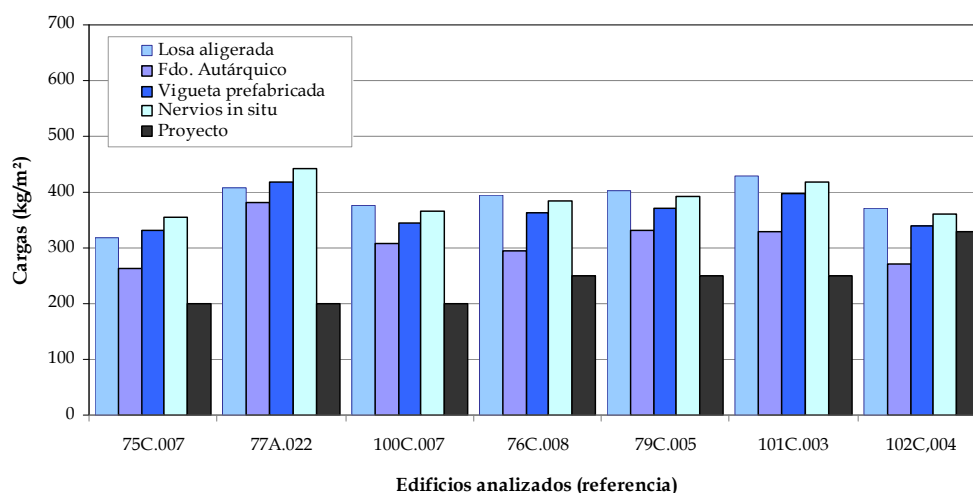


Figura IV. 27. Cargas de proyecto y cargas reales permanentes para diferentes tipos de forjado.

Las cargas permanentes reales (peso del forjado según la DGA, más el pavimento y la tabiquería) superan el valor de las cargas de proyecto en todos aquellos proyectos en los que figura un valor de carga permanente inferior o igual a 250 kg/m² (Figura IV. 27). Estos resultados también están recogidos en la

Tabla IV. 8, donde se ve que, en el caso de los forjados realizados con piezas cerámicas (*losa aligerada* y *forjado autárquico* de la Figura IV. 27), la mayoría de las cargas permanentes reales (C_{RT}) son entre un 20% y un 90% superiores a las fijadas en el proyecto (C_P). En el resto de forjados (*vigueta prefabricada* y *nervio in situ*), al ser más pesados, estos porcentajes son algo mayores, entre un 45% y un 120%.

⁶⁵ Las tres tipologías de forjados definidas en la Figura IV. 22 son muy similares en cuanto a ejecución y peso. Por ello, para el análisis se ha tomado el sistema de *forjado autárquico* por ser el menos pesado.

⁶⁶ De los tipos de forjado con nervios in situ se ha tomado el llamado sistema *Guilam* por ser el menos pesado. Aunque podría tomarse también el forjado con bovedillas de *gunita armada* por tener el mismo peso propio.

Tabla IV. 8. Cargas Permanentes en proyecto y cargas Permanentes reales.

Ref. Proyecto	Carga permanente en Proyecto (C_P)	Tipo forjado	Cargas reales (kg/m^2)				C_P/C_{RT}
			Forj. ^(I)	Pav.	Tab. ^(II)	Total (C_{RT})	
75C.007	200	Losa aligerada	165	60	94	319	0,63
77 ^a .022	200		165	60	183	408	0,49
100C.007	200		210	60	107	377	0,53
76C.008	250		210	60	124	394	0,63
79C.005	250		210	60	133	403	0,62
101C.003	250		210	60	158	428	0,58
102C.004	330		210	60	101	371	0,89
75C.007	200	Forjado PAUSA	110	60	94	264	0,76
77 ^a .022	200		140	60	183	383	0,52
100C.007	200		140	60	107	307	0,65
76C.008	250		110	60	124	294	0,85
79C.005	250		140	60	133	333	0,75
101C.003	250		110	60	158	328	0,76
102C.004	330		110	60	101	271	1,22
75C.007	200	Forjado con Vigüeta Castilla	176	60	94	330	0,61
77 ^a .022	200		176	60	183	419	0,48
100C.007	200		178	60	107	345	0,58
76C.008	250		178	60	124	362	0,69
79C.005	250		178	60	133	371	0,67
101C.003	250		178	60	158	396	0,63
102C.004	330		178	60	101	339	0,97
75C.007	200	Nervios in situ	200	60	94	354	0,56
77 ^a .022	200		200	60	183	443	0,45
100C.007	200		200	60	107	367	0,55
76C.008	250		200	60	124	384	0,65
79C.005	250		200	60	133	393	0,64
101C.003	250		200	60	158	418	0,60
102C.004	330		200	60	101	361	0,91

^(I) Los pesos propios de los forjados son los que figuran en la Recopilación de soluciones aceptadas por la DGA de 1945 (Figura IV. 21, Figura IV. 22; Figura IV. 24 y Figura IV. 25).

^(II) Se ha estimado el peso del metro cuadrado de tabique en $78 kg/m^2$. El tabique se compone de una capa de ladrillo macizo de 4cm de espesor y un centímetro de yeso a cada lado. Se ha calculado los metros lineales de tabiquería para cada caso (Figura IV. 19)

Como se observa en las Figuras IV. 28 y IV.29, en los casos de forjado de losa aligerada con ladrillo y de forjado con nervios *in situ*, el peso propio del forjado más el peso del pavimento supera ampliamente la carga definida en proyecto. En aquellos proyectos donde figura una carga permanente de 250 kg/m² como mínimo, el peso propio del forjado con viguetas prefabricadas (Figura IV. 30) más el pavimento es ligeramente inferior a la carga de proyecto. En el resto de los casos la carga de proyecto es inferior a la carga del forjado más el pavimento.

Por tanto, para estas tres tipologías de forjado, la carga permanente (peso del forjado más el pavimento más la tabiquería) en todos los casos es superior a la carga del proyecto entre 45% y 120%.

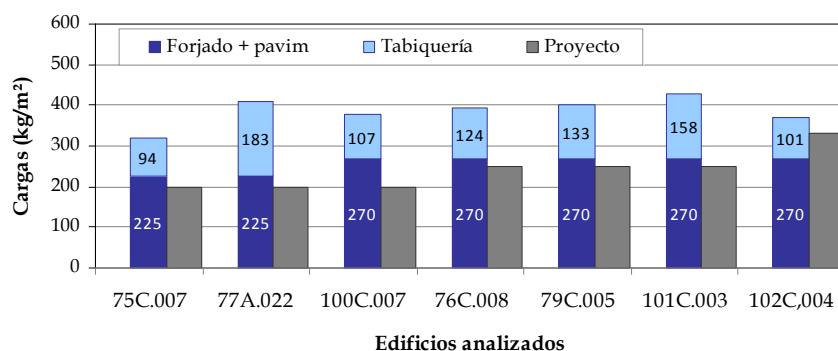


Figura IV. 28. Cargas permanentes de proyecto y cargas reales en el caso de forjado de Losa aligerada con ladrillo.

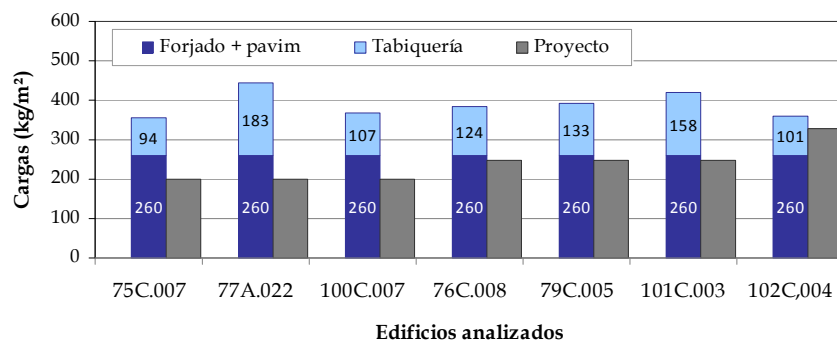


Figura IV. 29 Cargas permanentes de proyecto y cargas reales en el caso de forjado con nervios *in situ*.

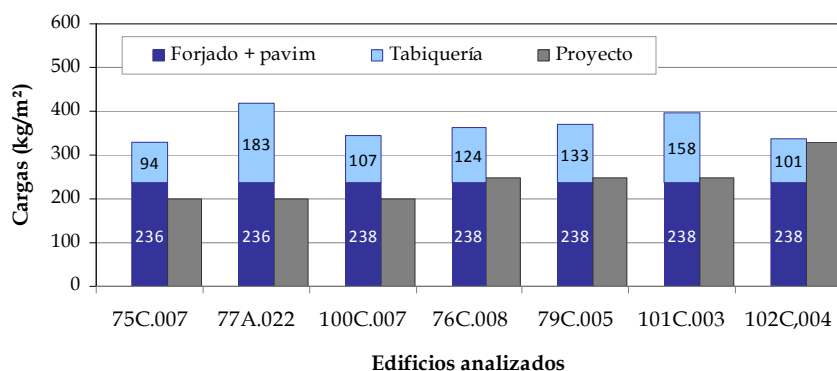


Figura IV. 30 Cargas permanentes de proyecto y cargas reales en el caso de forjado con Viguetas Castilla.

En la tipología de forjado menos pesada, el forjado *autárquico* y *losa aligerada*, la suma del peso propio más el pavimento no supera la carga establecida como permanente en el proyecto (Figura IV. 31). No obstante, si a esta carga permanente se le añade el peso de la tabiquería, que podría variar entre 94 y 183 kg/m², dependiendo del proyecto analizado, también se supera entre un 20% y un 90% la carga permanente establecida implícitamente en el proyecto. Este hecho coincide con la creencia extendida, por esas fechas, que no era necesario incluir el peso de la tabiquería en los cálculos, dado que la tabiquería era continua desde la planta baja hasta la última planta. No obstante, en aquellos proyectos en los que la tabiquería no llega hasta la planta baja (Figura IV. 32) (como por ejemplo en los edificios 75C.007 y 100C.007) la hipótesis de no considerar en los cálculos la carga de tabiquería ya no es válida y, por tanto, las cargas consideradas en proyecto son en estos casos inferiores⁶⁷ a las reales entre un 45 % y 120 %.

⁶⁷ Para evitarse recalculer la estructura, la norma permitía una variación del valor de las cargas reales respecto a las estimadas de un 20% , no obstante en más del 90% de los casos estudiados las cargas reales son superiores al 20% de las cargas estimadas en cálculo.

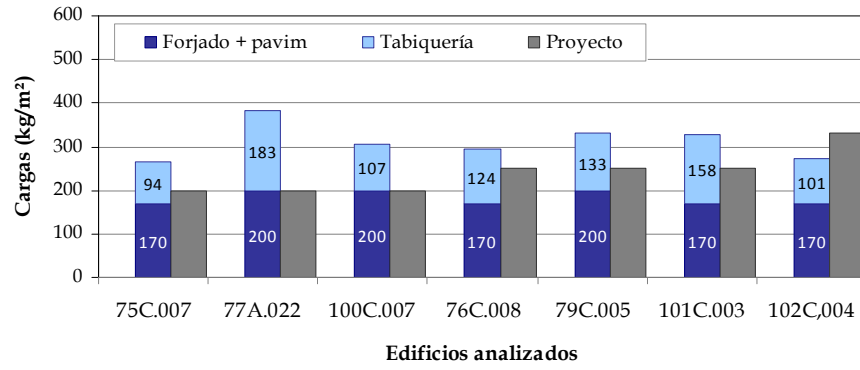


Figura IV. 31. Cargas permanentes de proyecto y cargas reales en el caso de forjado Autárquico Único, S.A.

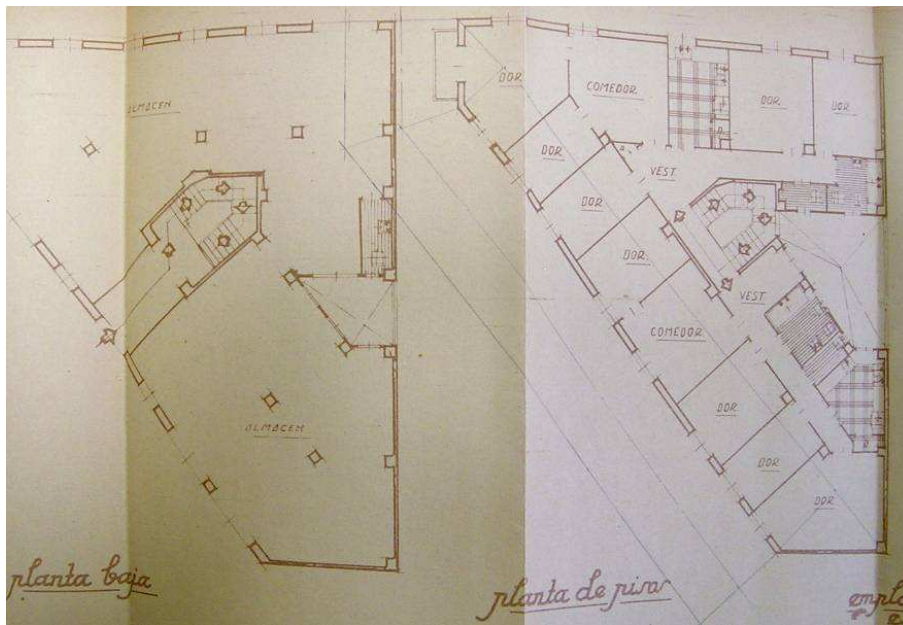


Figura IV. 32. Planta de distribución. Edificio ficha 77ª.022

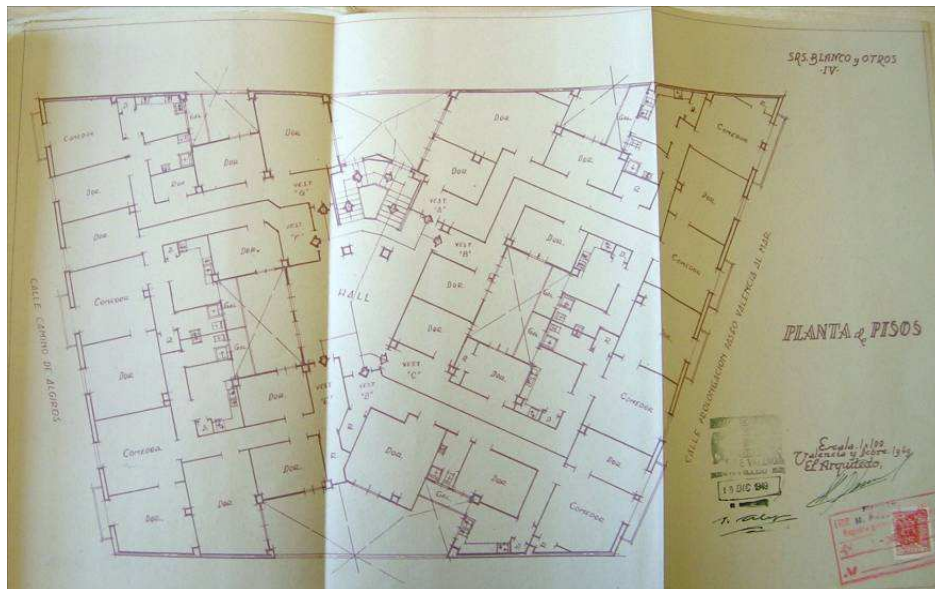


Figura IV. 33. Planta de distribución. Edificio ficha 75C.007

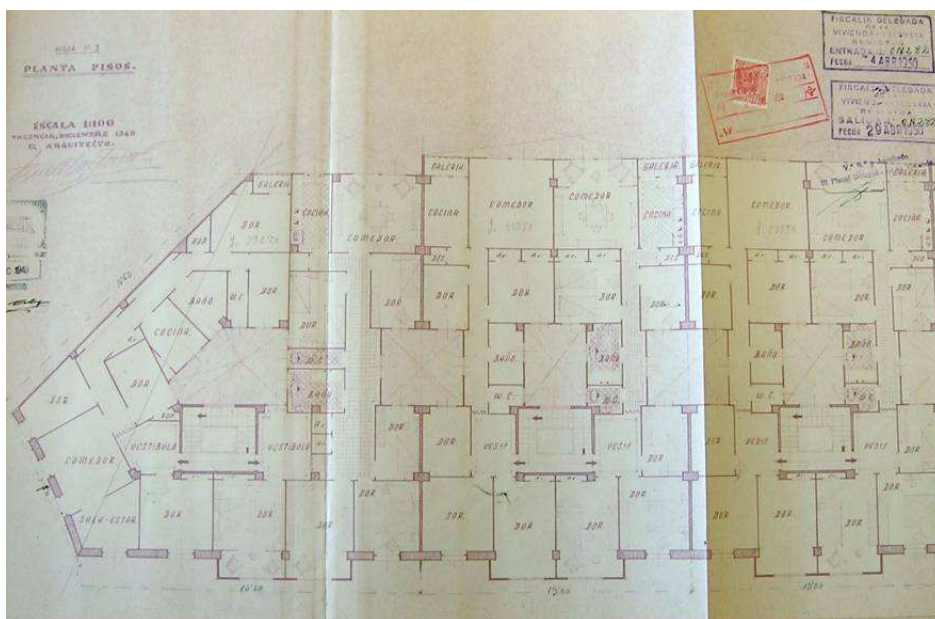


Figura IV. 34. Planta de distribución. Edificio ficha 76C.008

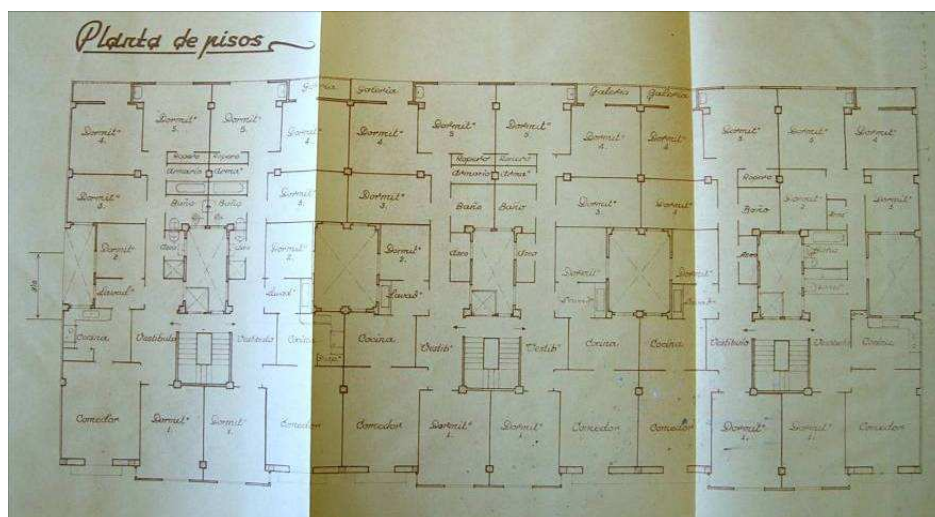


Figura IV. 35. Planta de distribución. Edificio ficha 79C.005

– Solicitación

– Vigas

El momento solicitación de las vigas aparece, normalmente, reflejado en la hoja del cupo de hierro, salvo en algún caso en el que el proyecto presenta un plano de estructura detallado donde aparece reflejado el valor de los momentos. Como se observa en la Figura IV. 36, en dicha hoja se indica para cada viga la luz, el momento máximo, el canto, el ancho, los diámetros de las barras, la tensión admisible del hierro y del hormigón y, por último, los kilos de hierro necesarios.

La norma de 1941 permitía simplificaciones para el cálculo de solicitaciones de pórticos rígidos. Dichas simplificaciones se podían considerar cuando las vigas fuesen continuas cuando tenían luces iguales o cuando las luces a un lado y otro del pilar difieren en menos de un 20%.

La Instrucción de 1939 proponía tomar un momento igual a $ql^2/10$ para predimensionar las vigas. Coincidentemente con ello, los técnicos entrevistados señalan que, en general, se calculaban todas las vigas con un momento en centro de vano igual a $ql^2/10$ (Molina, 2011), coincidiendo a su vez con lo indicado en el ábaco de López Jamar (Figura IV. 37) y con los cálculos que aparecen en algún

proyecto (Figura IV. 38). De hecho, los momentos que figuran en los proyectos son similares al valor indicado por los técnicos (Tabla IV. 9; Figura IV. 40).

CALCULO DE JACENAS

JACENA	LUZ	MOMENTO	PERFIL ELEGIDO	TENSION	PESO
A-H 1	4,6	3.377	23x50-3ø14-3ø18-2ø16	40 - 1.200	611,30
B-K	5,5	3.394	" 3ø16-3ø18-3ø16	" "	631,50
C-G-L	6,2	4.128	" " 3ø20 "	" "	717,--
D	5,8	3.789	" " " "	" "	400,45
E-I-T	3,2	1.128	23x30 - 6ø10	" "	327,--
F-P	5,6	3.769	23x50 - 3ø16-3ø20-3ø16	40- "	631,--
M-Y-B1	4,7	2.432	" 3ø14-3ø18-2ø16	40 - 1.200	528,--
I	2,3	903	23x30 6ø10	" "	295,--
V	1,6	411	" "	" "	287,1-

Figura IV. 36. Cupo de hierro para vigas, Edificio 77ª.022, 1949. Archivo Histórico de Valencia.

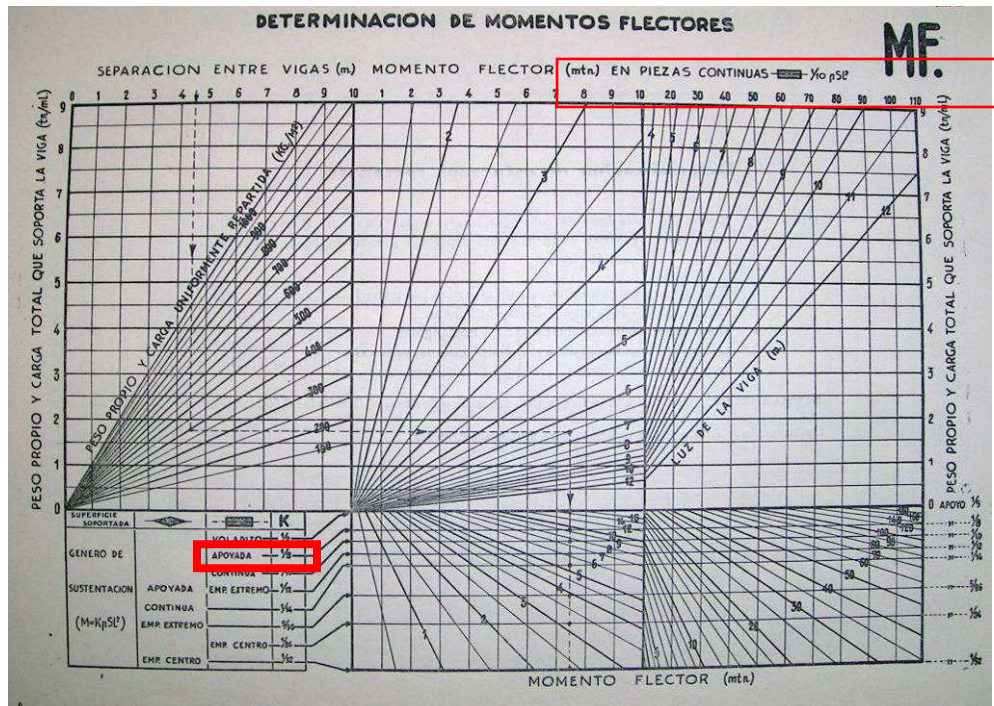


Figura IV. 37. Ábaco para el cálculo de momento flector (López, 1941)

CALCULO DE LA JACERA N°4

$$P = 5,10 \times 4,10 \times 3,50 = 7.315 \text{ K.}$$

$$L = 5,10 \text{ m.}$$

$$R = 12 \text{ K x m/n/2.}$$

$$M_x = \frac{P \cdot L}{10} = \frac{7.315 \times 5.10}{10} = 3.730 \text{ Kc.m.}$$

$$L. = \frac{K}{R} = \frac{3.730}{12} = 310$$

Figura IV. 38. Cálculo de una viga. Edificio 107C.004, 1942.

La Tabla IV. 9 recoge las luces, cargas y momentos considerados en proyecto. Las dos primeras columnas de datos muestran, para cada viga, la luz y la carga que debe resistir. En la siguiente columna se informa del momento considerado en los cálculos con la expresión que más se aproxima a dicho momento. En las dos últimas columnas aparece el momento según la norma, calculado con las cargas de proyecto.

Tabla IV. 9. Datos de momentos en vigas

Ref. Viga	Luz (m)	Carga (kg/m)	Momento (kg · m)			
			Proyecto		Norma	
					Ap ^(I)	CV ^(II)
CV_5,9-75C	5,9	1050	3400	(ql ² /11)	6153	7049
CV_4,7-75C	4,7	1190	2417	(ql ² /11)	3379	7049
CV_4,5-75C	4,5	1190	1584	(ql ² /15)	1778	3873
CV_3,8-75C	3,8	1260	1285	(ql ² /14)	2192	2329
CV_3,4b-75C	3,4	1260	880	(ql ² /17)	2651	989
CV_3,6-75C	3,6	1260	1418	(ql ² /12)	1448	1291
CV_2,6-75C	2,6	1260	838	(ql ² /10)	2569	779
CV_1,9-75C	1,9	1260	400	(ql ² /11)	1478	188
CV_6,8-77 ^a	6,8	1260	4311	(ql ² /14)	9302	4538
CV_6,2-77 ^a	6,2	1260	4128	(ql ² /12)	5858	2305
CV_5,2-77 ^a	5,2	1260	3039	(ql ² /11)	6792	4921
CV_4,7-77 ^a	4,7	1225	2482	(ql ² /11)	3480	2634
CV_4,6-77 ^a	4,6	1225	2377	(ql ² /11)	3456	3239
CV_4-77 ^a	4	1225	1798	(ql ² /11)	3480	2634
CV_1,5-77 ^a	1,5	1225	385	(ql ² /7)	1615	289
CV_5,3_100C	5,3	875	4005	(ql ² /6)	5146	2875
CV_4,15_100C	4,15	1575	3100	(ql ² /9)	3818	5146

CV_3,9_100C	3,9	1575	2380	(ql ² /10)	4056	2943
CV_3,6_100C	3,6	1225	2100	(ql ² /8)	1710	840
CV_2,4_100C	2,4	1225	1080	(ql ² /7)	1400	278
CV_1,9_100C	1,9	700	740	(ql ² /3)	2775	164
CV_4,0-103C	4	2624	3500	(ql ² /12)	9213	5652
CV_4,1-103C	4,1	2624	4000	(ql ² /11)	7797	3013
CV_4,2-103C	4,2	2624	4500	(ql ² /10)	7797	6340
CV_4,5-103C	4,5	2518	5000	(ql ² /10)	11166	6920
CV_4,7-103C	4,7	1246	6000	(ql ² /5)	9213	5641
CV_3,6_100C	3,6	1225	2100	(ql ² /8)	1710	840
CV_2,4_100C	2,4	1225	1080	(ql ² /7)	1400	278
CV_1,9_100C	1,9	700	740	(ql ² /3)	2775	164
CV_4,0-103C	4	2624	3500	(ql ² /12)	9213	5652
CV_4,1-103C	4,1	2624	4000	(ql ² /11)	7797	3013
CV_4,2-103C	4,2	2624	4500	(ql ² /10)	7797	6340
CV_4,5-103C	4,5	2518	5000	(ql ² /10)	11166	6920
CV_4,7-103C	4,7	1246	6000	(ql ² /5)	9213	5641
CV_6,2-118C	6,2	1340	4292	(ql ² /12)	7813	8415

(I) Momento en centro de vano según norma de 1941

(II) Momento en apoyo según norma de 1941

En la *Figura IV. 39* se representa la relación existente entre el momento de proyecto y el momento obtenido según norma. Se diferencia entre los momentos en los apoyos (puntos azules) y los momentos en el centro de vano (cuadrados verdes). Como se observa en esta figura, más del 50% de los momentos en los apoyos según norma tienen un valor mayor al tomado en proyecto. Sin embargo, aproximadamente el 30% de los momentos en centro de vano según norma son inferiores a los considerados en proyecto. Por tanto, en general, los momentos en los apoyos considerados en proyecto serían menores a los que fijaba la norma, mientras que los momentos en centro de vano tendían a ser similares.

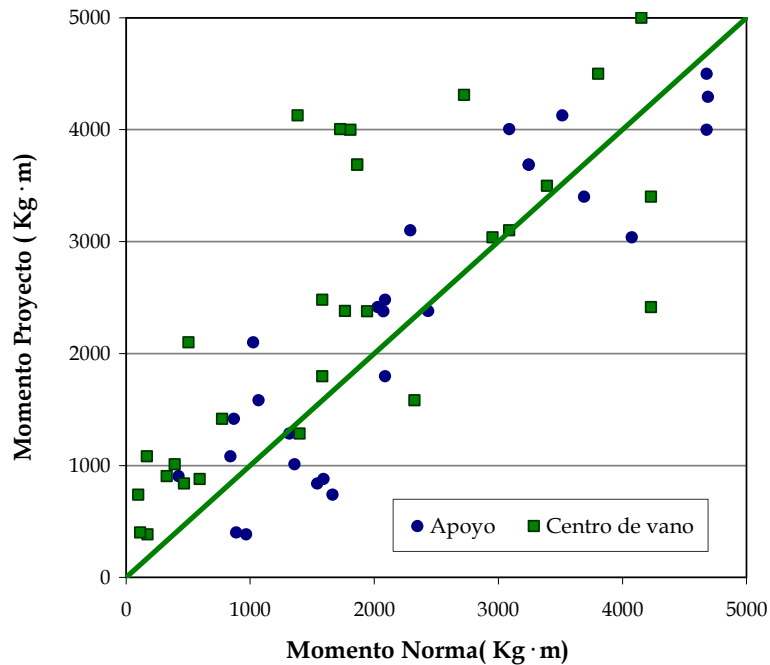


Figura IV. 39. Relación entre el momento según norma y el momento de proyecto en vigas.

En la Figura IV. 40 se representa la relación existente entre el momento de proyecto y el momento correspondiente a $ql^2/10$. Cuando los puntos coinciden sobre la bisectriz del cuadrante el momento de proyecto es igual a $ql^2/10$. Tal y como se observa en la figura, más del 50% de los puntos se encuentra cerca de la bisectriz, y por tanto, coincide la información recogida en los proyecto con la facilitada por los técnicos. De modo que se confirma que, en general, se calculaban las vigas con dicho momento.

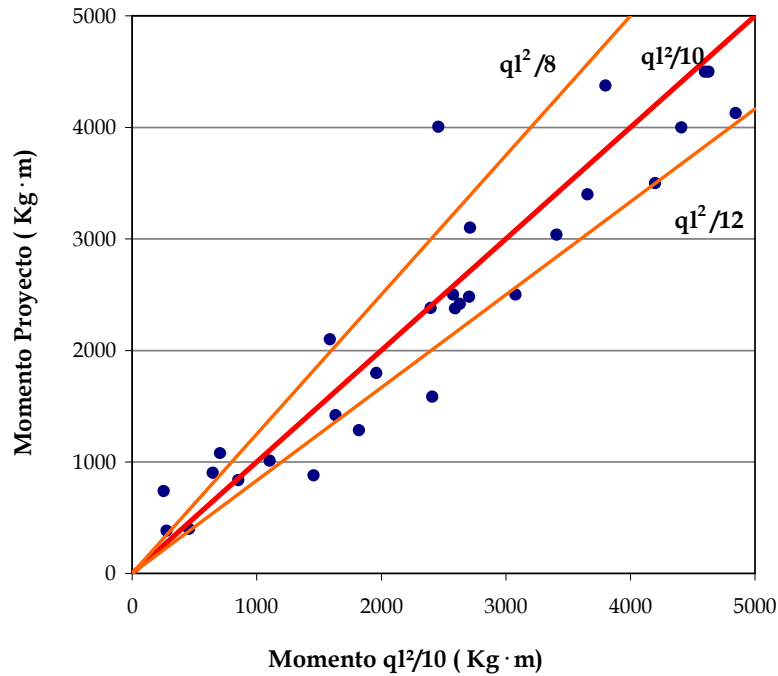


Figura IV. 40. Relación entre el momento igual a $q l^2/10$ y el Momento de proyecto.

— Pilares

En los proyectos que aportan información sobre las sollicitaciones de cálculo, sólo aparece la carga axil que soporta el pilar para el dimensionamiento de pilares, y no menciona nada del momento. El axil que figura en los proyectos responde, aproximadamente, al producto del ámbito de carga del pilar por 350 ó 400 kg/m² (Figura IV. 41, Tabla IV. 10). Según la norma del 41, esta consideración sería correcta para los pilares centrales, pero no sería correcta para los pilares extremos y para los interiores cuando las luces de las vigas, a ambos lados del pilar, difieren en más de un 20%. En estos casos se deberían dimensionar teniendo en cuenta el axil y el momento.

PILARES

Nombre del Pilar	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
CANTIDAD	1	5	2	9	7	4	5	2	1	1
Porteria										
Carga								1000	1000	1000
Sección								30x30	30x30	30x30
Armadura								4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10
Atico										
C		8000		5300	6800	5800	7500	8500	63000	5000
∫		30x30		30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
A		4 φ 10		4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10
6°										
C	4500	16000	7500	10600	13600	11600	15000	16000	11600	9000
∫	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
A	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10
5°										
C	9000	24000	15000	15900	20400	17400	22500	23500	16900	12000
∫	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
A	4 φ 10	4 φ 12	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 10	4 φ 12	4 φ 12	4 φ 10	4 φ 10
4°										
C	13500	32000	22500	21200	27200	23200	30000	31000	22200	17000
∫	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
A	4 φ 10	4 φ 12	4 φ 12	4 φ 10	4 φ 12	4 φ 12	4 φ 12	4 φ 14	4 φ 12	4 φ 10
3°										
C	18000	40000	30000	26500	34000	29000	37500	38500	27500	21000
∫	30x30	35x35	30x30	30x30	30x30	30x30	35x35	35x35	30x30	30x30
A	4 φ 10	4 φ 14	4 φ 12	4 φ 12	4 x 14	4 x 12	4 φ 12	4 φ 14	4 φ 12	4 φ 10
2°										
C	22500	48000	37500	31800	40800	34800	45000	46000	32800	25000
∫	30x30	35x35	35x35	30x30	35x35	35x35	35x35	35x35	30x30	30x30
A	4 φ 12	4 φ 18	4 φ 12	4 φ 14	4 φ 14	4 φ 12	4 φ 14	4 φ 16	4 φ 14	4 φ 12
1°										
C	27000	56000	45000	37100	47600	40600	52500	53500	38100	29000
∫	30x30	40x40	35x35	35x35	35x35	35x35	40x40	40x40	35x35	30x30
A	4 φ 12	4 φ 18	4 φ 14	4 φ 14	4 φ 16	4 φ 14	4 φ 14	4 φ 16	4 φ 14	4 φ 12
Planta Baje										
C	31800	64000	52500	42400	54400	46400	60000	61000	43400	33000
∫	30x30	40x40	35x35	35x35	40x40	35x35	40x40	40x40	35x35	30x30
A	4 φ 14	6 φ 18	4 φ 18	4 φ 14	4 φ 16	4 φ 16	4 φ 18	4 φ 18	4 φ 16	4 φ 14

Figura IV. 41. Cuadro de pilares. Edificio ficha 100C.007, 1949.

Tabla IV. 10. Axil en pilares.

Ref. Pilar	Carga (kg/m)	Ámbito (m ²)	Norma ⁽¹⁾		Matricial ^(II)	Proyecto
			N (T)	M TM	N (T)	N (T)
Pb-E_103C	530	15	56	151	26	67
P1-E_103C	530	15	48	126	22	57
P2-E_103C	530	15	40	126	18	48
Pb-i-100C	370	11	33	23	23	46
Pb_100C	370	8	23	88	15	42
P1-i-100C	370	11	29	25	20	41
P3-E_103C	530	15	32	94	15	38
P1_100C	370	8	20	96	13	37
P2-i-100C	370	11	24	25	17	35
P2_100C	370	8	18	41	11	32

P3_100C	370	8	15	67	10	32
P3-i-100C	370	11	20	18	15	29
P4-E_103C	530	15	24	84	11	29
P4-i-100C	370	11	16	18	12	23
P4_100C	370	8	12	50	8	21
P5-E_103C	530	15	16	84	7	19
P5-i-100C	370	11	12	18	9	17
P5_100C	370	8	9	67	6	16
P6-i-100C	370	11	8	18	6	12
P6_100C	370	8	6	50	4	11
P6-E_103C	530	15	8	47	3	10
P7-i-100C	370	11	4	18	3	6
P7_100C	370	8	3	67	2	5
Pb-intA_103C	530	21	101	0	61	99
Pb-intB_103C	530	20	87	0	53	90
P1-intA_103C	530	21	90	0	54	88
P1-intB_103C	530	20	76	0	46	79
P2-intA_103C	530	21	78	0	47	77
Pb-intD_103C	530	20	86	0	58	76
P2-intB_103C	530	20	65	0	39	68
P1-intD_103C	530	20	75	0	50	67
Pbint_100C	370	18	53	0	31	60
P2-intD_103C	530	20	64	0	42	57
P3-intB_103C	530	20	54	0	32	56
P1int_100C	370	18	47	0	27	53
P3-intD_103C	530	20	53	0	33	48
P2int_100C	370	18	47	0	23	45
P4-intB_103C	530	20	43	0	25	45
P4-intA_103C	530	21	56	0	33	44
P4-intD_103C	530	20	43	0	25	38
P3int_100C	370	18	33	0	19	38
P5-intB_103C	530	20	33	0	18	34
P4int_100C	370	18	27	0	15	30

P5-intD_103C	530	20	32	0	17	29
P5int_100C	370	18	27	0	11	23
P6-intB_103C	530	20	22	0	11	23
P6-intD_103C	530	20	21	0	2	19
P6int_100C	370	18	13	0	8	15
P7-intB_103C	530	20	11	0	4	11
P7-intA_103C	530	21	22	0	3	11
P7-intD_103C	530	20	11	0	4	10
P7int_100C	370	18	7	0	4	8

⁽ⁱ⁾ El axil según norma es el producto de la carga por el ámbito de reparto del pilar y por el número de plantas que soporta

⁽ⁱⁱ⁾ El axil por cálculo matricial está obtenido a través de el programa de cálculo Architrave

Para el cálculo de pilares a compresión, en el caso de que las luces entre vigas adyacentes a un pilar no difieran en más de $2/3$, la norma de 1941 aceptaba la simplificación de considerar las vigas como no continuas de modo que el axil del pilar se obtenía como el producto de la carga por metro cuadrado por el ámbito de carga del pilar. De acuerdo con los resultados recopilados en la *Tabla IV. 10*, en la mayoría de los casos los valores de axiles que figuran en los proyectos son muy similares a los resultantes del producto de la carga, Q , por el área de reparto, A (*Figura IV. 42*). Por tanto, las axiles de los pilares se calculan según norma. Además, tal y como se observa en la *Figura IV. 43*, en general, los axiles de proyecto son mayores a los resultantes de aplicar el cálculo matricial ⁶⁸. Por otro lado, la mayoría de axiles no supera el 150% de la carga característica, es decir, que la mayoría de axiles se les habría aplicado un coeficiente de mayoración⁶⁹ de cargas menor de 1,5.

Como ya se ha comentado antes, el momento solicitación no aparece en ningún proyecto. Parece ser que, tal y como se deduce en el siguiente apartado, en general, no se consideraba momento en el cálculo de pilares.

⁶⁸ La norma de 1941 contemplaba la posibilidad de calcular las solicitaciones aplicando métodos exactos o descomponiendo los pórticos en otros más sencillos.

⁶⁹ La norma de 1941 no considera coeficiente de mayoración para las cargas, sólo minora las resistencias de materiales, (cfr. CAP II--).

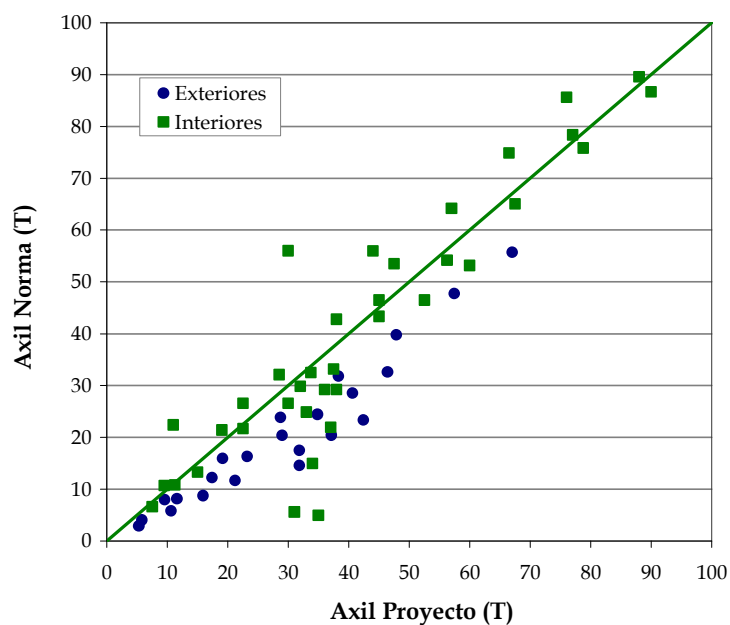


Figura IV. 42. Relación entre el axil de proyecto y el axil por área de reparto.

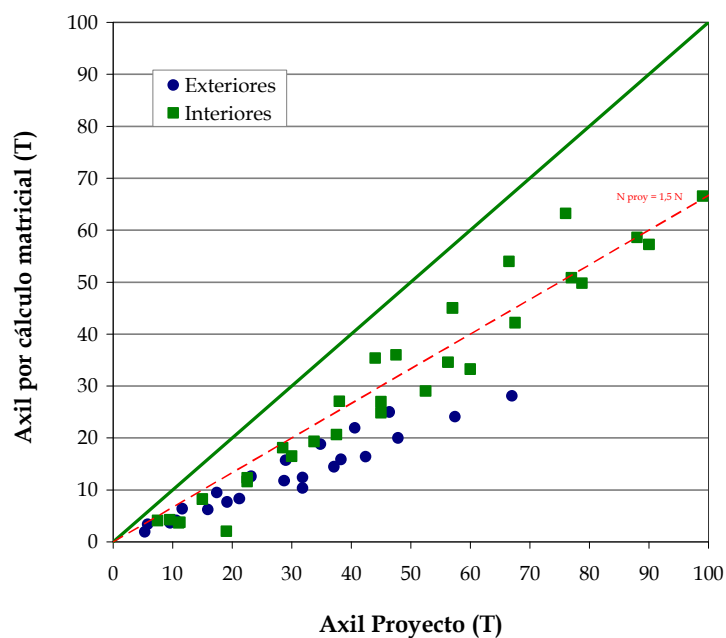


Figura IV. 43. Relación entre el axil de proyecto y el axil por cálculo matricial.

2.1.1.c Dimensionamiento a flexión.

En los proyectos consultados no figura que método de análisis se ha utilizado para el cálculo de las secciones de hormigón. Las escuelas de Arquitectura e Ingeniería sólo explicaban la teoría clásica, que coincidía con lo recogido en la normativa vigente. No obstante, a mediados de la década de los cincuenta Eduardo Torroja ya había comenzado a esbozar la teoría del momento tope (*cfr. CAP-II-4.1.4*).

– Vigas

En los proyectos que contienen información detallada sobre la estructura, la armadura de las secciones de las vigas es asimétrica, es decir, menor armadura en compresión que en tracción, llegando a veces incluso a no colocar armadura de compresión. Se cumple así en algunos casos con lo prescrito en la norma del 41, que señalaba que *“la armadura de las vigas será, salvo casos excepcionales, asimétrica, y a ser posible, sólo de tracción”*. (*cfr. CAP-II- 3.2.3*). Los diámetros más usuales para la armadura de tracción eran Ø12, Ø14, Ø16 y Ø18, colocando diámetros Ø20 sólo en casos excepcionales (*Estellés, 2010*) (*Figura IV. 45 - Figura IV. 46*). Para la armadura de compresión se utilizaban Ø8 ó Ø10, siendo los últimos más frecuentes, (*Hernández, 2011*). Los técnicos entrevistados señalaban que el predimensionado de las vigas se hacía considerando como canto 1/10 de la luz (*Molina, 2011*). En los proyectos, el canto oscila entre 30 y 50 cm (*Figura IV. 44*). Con estos cantos se cumple aproximadamente la regla comentada por los técnicos dado que las luces varían de los tres a los cinco metros. El ancho de la sección suele variar entre 25 cm y 30 cm.

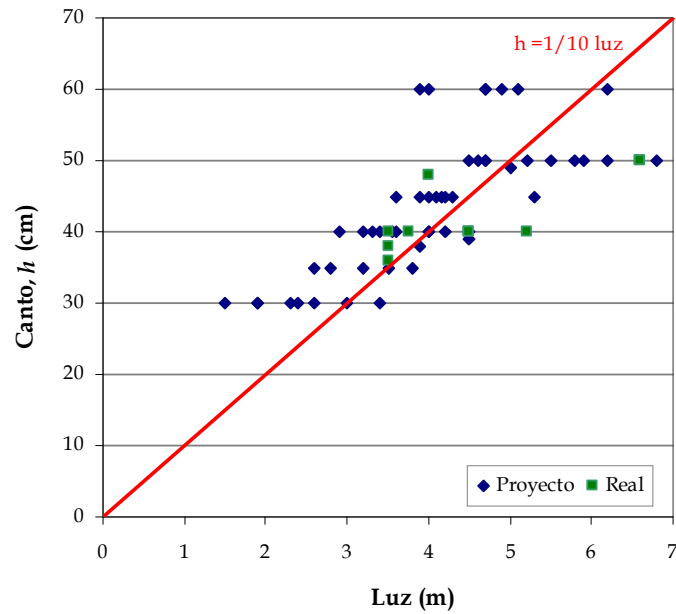


Figura IV. 44. Relación entre el canto y la luz en vigas.

Capítulo 2.º CUADRO NÚM. 4
DETALLE DE LOS PRECIOS DEL CUADRO NÚM. 3

COMPONENTES	PRECIO	
	Pesetas	Cts.
Suma anterior --	10	92
Encofrado	8	50
Mano de obra Oficial --- 0,20 h. a 2,05	0	41
" " Peón --- 0,90 " " 1,60	1	44
Subsidio, seguro, retiro etc. 19,55 % de 1,85	0	36
	21	63
<hr/>		
<u>Ml. de Madera de 25 x 38 con 7 redondos de 14 mm. y sus estribos.</u>		
Hormigón --- 0,095 M3. a 89,--	8	45
Barras de armado --- 8,50 Kg. " 1,95	8	07
Estribos --- 1,-- " " 1,09	1	09
Encofrado	12	--
Mano de obra Oficial --- 0,40 h. " 2,05	0	82
" " Peón --- 1,20 " " 1,60	1	92
Subsidio, seguro, retiro etc. 19,55 % de 2,74	0	55
	32	88

Figura IV. 45. Partida de estructura. Edificio ficha 73C.010, 1941.

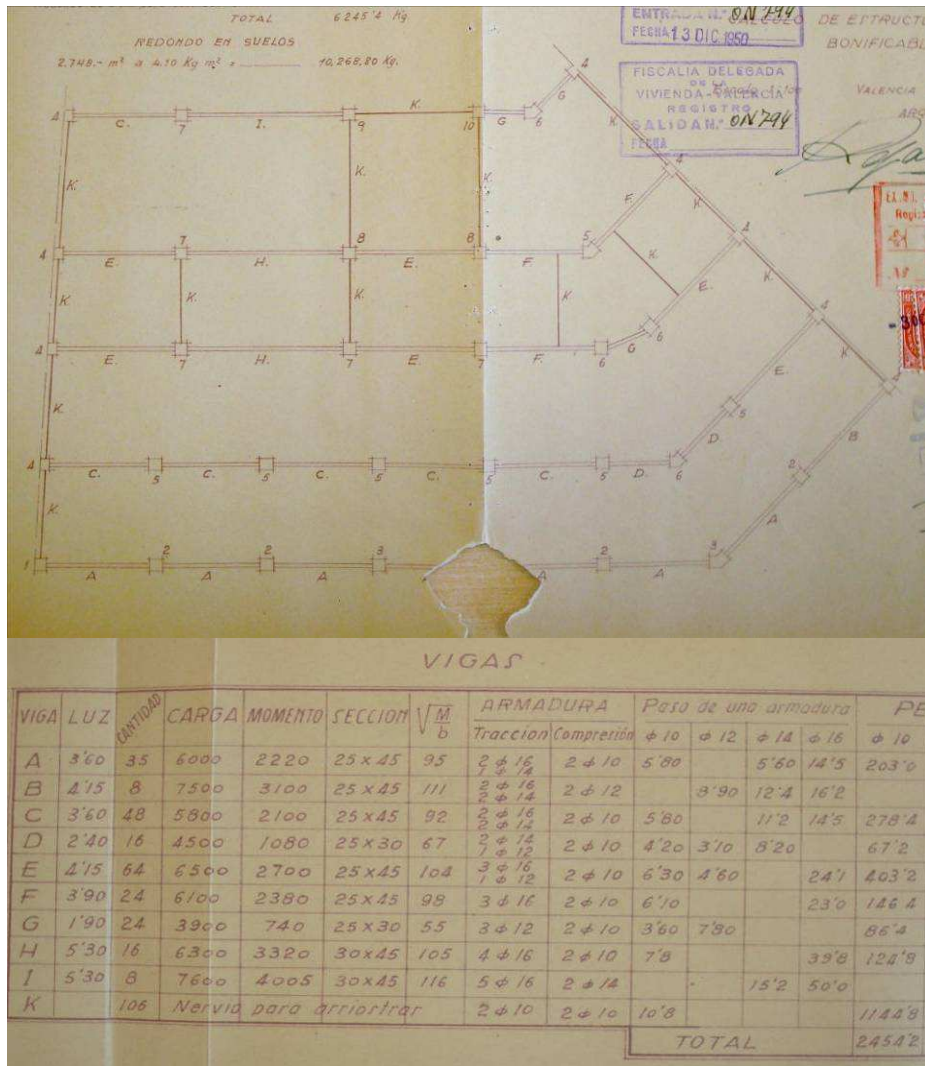


Figura IV. 46. Plano de estructura de vigas. Edificio ficha 100C.007, 1949.

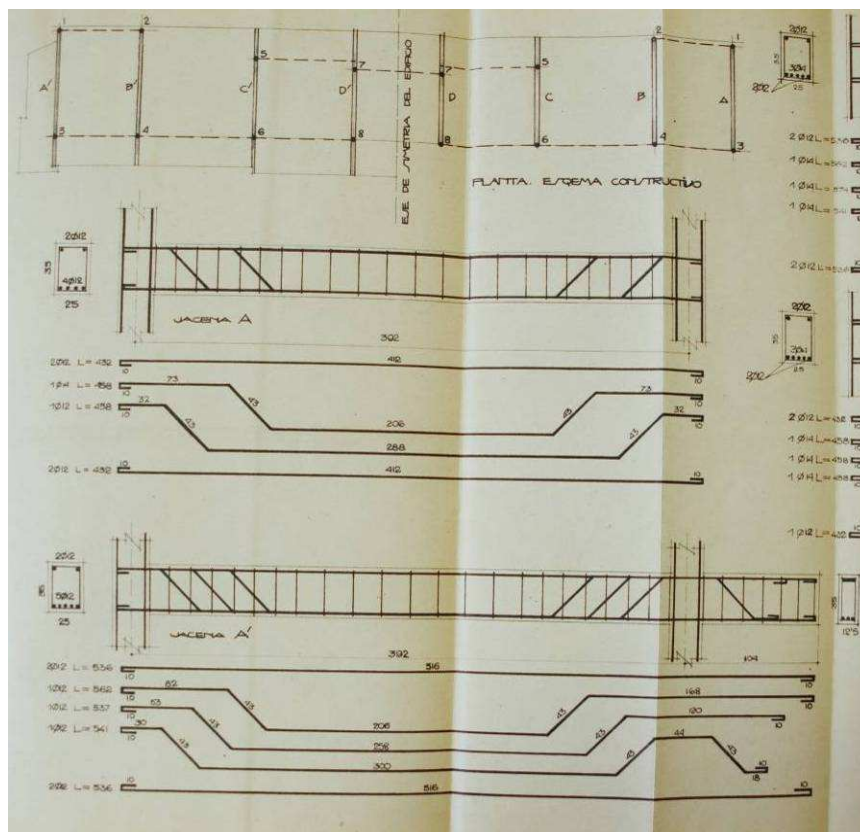


Figura IV. 47. Detalle armadura Edificio ficha 143C.006, 1959.

Se han analizado varias vigas de cada proyecto para comprobar si en los proyectos el cálculo de las secciones se realizaba de acuerdo con lo especificado en la norma de 1941. Las ecuaciones utilizadas están descritas en el capítulo II (cfr. CAP-II-__3.2.3.a).

Para comprobar las vigas de los distintos proyectos se han tomado las secciones, armaduras y cargas propuestas en proyecto y se ha considerando que las tensiones en el hormigón y el acero son las máximas admisibles, es decir, 40 kg/cm² y 1200 kg/cm², respectivamente. Con estos datos y las ecuaciones de la teoría clásica (Ec. II. 8, 9, 8, 10, 11 y 12) y siguiendo el procedimiento descrito en la Ec. IV. 3 se ha obtenido la profundidad de fibra neutra⁷⁰. Tras averiguar el momento

⁷⁰ La sección en que la fibra más comprimida del hormigón y el acero trabajan al máximo se llamaba *sección crítica*.

de inercia, se ha obtenido el área de acero mínima para resistir dicho momento (Ec. IV.4).

$$\sigma_{s adm} = \sigma_{b adm} n \frac{d-x}{x} \rightarrow x \quad \text{Ec. IV. 3}$$

$$\left[\sigma_{b adm} = \frac{Mx}{I} \right] \rightarrow I \Rightarrow \left[\begin{array}{l} A_{s1} \\ A_{s2}(= proyecto) \end{array} \right] \quad \text{Ec. IV.4}$$

En los documentos de los proyectos no aparece información sobre la disposición de la armadura, pero doblar las armaduras longitudinales a 45° (Figura IV. 48 y Figura IV.) era una práctica muy habitual que se mantuvo hasta la década de los setenta (Estellés, 2010; Contel, 2011). Según las conversaciones mantenidas con arquitectos y aparejadores, estas armaduras se doblaban, la mayoría de las veces, en zonas situadas aproximadamente entre 1/5 y 1/6 de la luz, coincidiendo aproximadamente con la sección de momento nulo (Molina, 2011). Era bastante habitual que la cantidad de armadura a doblar se decidiera a pie de obra por el técnico responsable (Hernández, 2011).

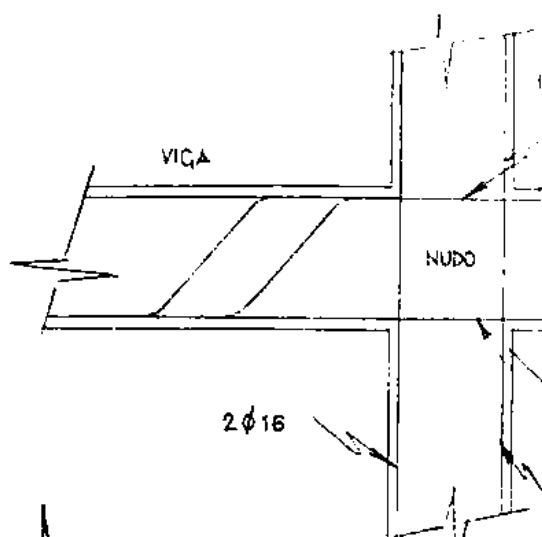


Figura IV. 48. Detalle de armado en nudo. Cursos IccET, 1954

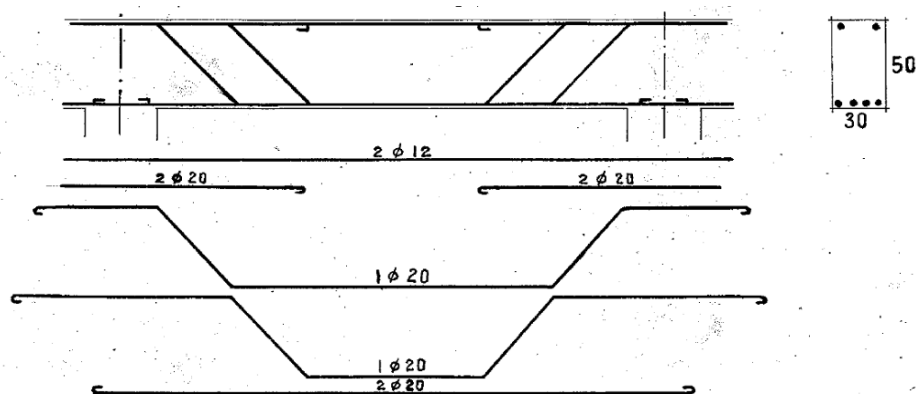


Figura IV.49. Detalle del doblado de la armadura longitudinal cerca del apoyo. Edificio ficha 103C.004, 1958.

La Tabla IV. 11 muestra en la segunda y tercera columna el momento solicitación y la cuantía de armadura de tracción del proyecto. Las siguientes columnas informan sobre la profundidad de la fibra neutra, el momento de inercia y la cuantía de armadura necesaria obtenida a partir de la teoría clásica. Las referencias de la primera columna encabezadas con la notación CV aluden a datos de proyecto. Los proyectos cuya referencia empieza por Rcv o Rap son proyectos de rehabilitación y la cuantía de armadura que aparece en la tabla es la real, conocida a través de la realización de calas (*cfr. Anejo fichas*).

Tabla IV. 11. Cuantía de armadura a tracción en vigas.

Ref. Viga	Proyecto		Norma 1941 (T ^a clásica)			
	M (kgm)	$\rho_{s1, proy}$ (‰)	x (mm)	I (cm ⁴)	$\rho_{s1, teor}$ (‰)	$\rho_{s1, proy}/\rho_{s1, teor}$
CV_3,9-73C	1831	11,81	11,11	58105	5,29	2,23
CV_5,9-75C	3400	18,78	16,17	137417	6,00	3,13
CV_4,7-75C	2417	15,49	16,17	97687	3,73	4,15
CV_4,5-75C	1584	8,59	12,83	50820	3,96	2,17
CV_3,8-75C	1285	6,12	11,17	35873	4,37	1,40
CV_3,4b-75C	880	5,99	9,50	20900	4,04	1,48
CV_3,6-75C	1418	8,59	12,83	45494	3,35	2,56
CV_2,6-75C	838	7,19	9,50	19903	3,76	1,91
CV_1,9-75C	400	7,19	9,50	9500	0,82	8,72
CV_6,8-77 ^a	4311	20,70	16,17	174236	8,11	2,55

CV_6,2-77 ^a	4128	19,26	16,17	166840	7,69	2,51
CV_5,2-77 ^a	3039	19,26	16,17	122826	5,17	3,73
CV_4,7-77 ^a	2482	14,59	16,17	100314	3,88	3,76
CV_4,6-77 ^a	2377	14,59	16,17	96070	3,64	4,01
CV_4-77 ^a	1798	8,59	12,83	57686	4,74	1,81
CV_3-77 ^a	1012	7,19	9,50	24035	4,92	1,46
CV_2,3-77 ^a	903	7,19	9,50	21446	4,19	1,72
CV_1,5-77 ^a	385	7,19	9,50	9144	0,72	9,93
CV_5,3_100C	4005	7,70	14,50	145181	6,49	1,19
CV_4,15_100C	3100	6,53	14,50	112375	5,92	1,10
CV_3,9_100C	2380	4,62	14,50	86275	3,39	1,36
CV_3,6_100C	2100	6,53	14,50	76125	3,70	1,77
CV_2,4_100C	1080	5,91	9,50	25650	4,80	1,23
CV_1,9_100C	740	4,76	9,50	17575	2,70	1,76
CV_2,8-101C	945	10,60	11,17	26395	3,41	3,10
CV_3,3-101C	786	6,27	12,83	25227	0,80	7,83
CV_4,2-101C	652	9,22	12,83	20911	0,90	10,29
CV_3,2-101C	1083	16,00	11,17	30234	5,04	3,17
CV_3,4-101C	923	10,44	12,83	29607	2,04	5,12
CV_4,3-101C	1819	10,23	14,50	65935	2,95	3,46
CV_2,6-101C	1152	10,60	11,17	32170	4,57	2,32
CV_3,2-103C	2500	6,40	12,83	80208	6,38	1,00
CV_4,0-103C	3500	6,16	14,50	126875	5,70	1,08
CV_4,1-103C	4000	7,80	14,50	145000	6,80	1,15
CV_4,2-103C	4500	7,80	14,50	163125	7,90	0,99
CV_4,5-103C	5000	8,64	16,17	202083	6,69	1,29
CV_4,7-103C	6000	7,16	19,50	292500	5,45	1,31
CV_5,5-106C	4500	12,59	16,17	181875	7,71	1,63
CV_4,5-106C	2500	12,87	12,50	78125	7,04	1,83
CV_5,0-106C	4375	7,78	15,83	173177	7,84	0,99
CV_4-116C	1974	4,70	12,83	63344	4,81	0,98
CV_4 ^a -116C	1961	3,87	19,50	95586	1,01	3,82
CV_4,7-116C	2112	3,87	19,50	102980	1,23	3,13
CV_5,1-116C	1954	3,87	19,50	95241	1,00	3,86

CV_3,55-116C	1309	5,88	12,83	42007	2,56	2,29
CV_6,2-118C	4292	6,77	19,50	209258	4,96	1,36
Rcv_3,75-84C	626	2,87	12,83	20093	0,26	11,02
Rcv_5,2-84C	2913	3,72	12,83	93443	7,97	0,47
Rcv_6,6-84C	5257	11,67	15,90	208950	9,70	1,20
Rcv_6,6 ^a -84C	3049	12,49	15,67	119427	4,78	2,61
Rcv_6,6b-84C	3049	14,52	15,67	119427	5,05	2,87
Rcv_3,5-85 ^a	1838	4,98	11,03	50684	5,64	0,88
Rcv_3,5 ^a -85 ^a	1960	4,24	12,10	59290	4,35	0,98
Rcv_4,5-85 ^a	3687	4,96	12,42	114438	11,43	0,43
Rcv_3,5b-85 ^a	1838	13,33	12,67	58188	4,51	2,95
Rcv_4,5 ^a -85 ^a	3687	3,21	12,80	117971	10,65	0,30

En la *Figura IV. 49* se representa la relación entre las cuantías propuestas en proyecto y las cuantías necesarias obtenidas por cálculo. Cuando los puntos coinciden con la bisectriz significa que la cuantía de cálculo y la cuantía propuesta en proyecto son iguales. Cuando los puntos se sitúan en la parte superior de la línea, y por tanto más próximos al eje de las ordenadas, significa que la cuantía en proyecto es superior a la necesaria por cálculo y viceversa. Tal y como se observa, en todos los casos, las vigas se han diseñado con mayor armado que el necesario por cálculo, es decir, que la cuantía en proyecto es mayor que la cuantía teórica de cálculo.

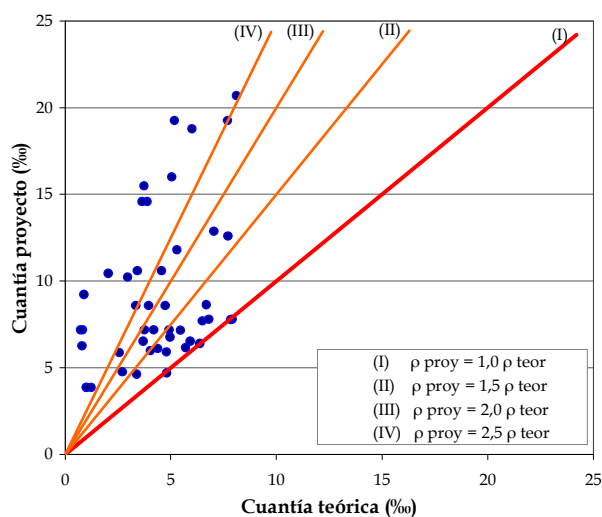


Figura IV. 49. Relación entre las cuantías teóricas y las propuestas en proyecto.

Al comparar las cuantías que recogen los proyectos con la cuantía teórica, las secciones propuestas están sobredimensionadas, llegando a duplicar la armadura necesaria en el 45% de los casos (Figura IV. 49). Con estas cuantías las secciones de acero se alejan de los objetivos marcados por la norma del 41 que abogaba por colocar la mínima armadura necesaria. Este hecho podría justificarse por dos razones:

1__ Por una parte, estarían aquellos técnicos que por falta de confianza en el constructor aumentaban el número de barras o su diámetro (Contel, 2011).

2__ Por otra parte, estarían los técnicos que no calculaban con el método de tensiones admisibles, utilizando reglas más sencillas y menos precisas, y por tanto se obtenía mayor armado (Contel, 2011).

Para obtener rápida y sencillamente el armado de una viga a partir de la luz la carga que debe soportar y el canto de la misma, era usual utilizar tablas o ábacos (Molina, 2011; Soler, 2011). A la vista de los resultados de la Figura IV. 50, la cuantía se mantiene más o menos similar para vigas de menos de 5 m. Para luces mayores se produce un salto en la cuantía de armadura a tracción. Ello podría indicar que existía una tendencia, tras realizar los cálculos, a unificar los armados de vigas.

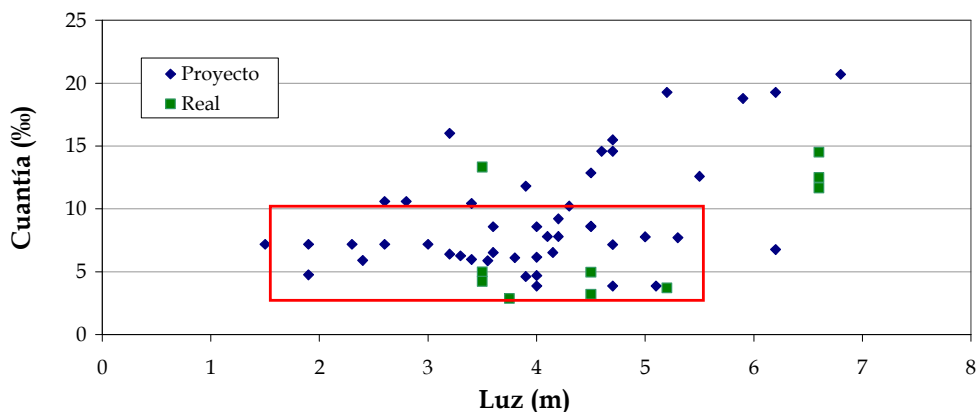


Figura IV. 50 Relación Luz de viga con cuantía de proyecto

M	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.18	0.15	0.12	0.10	b
Im	10.02	10.51	11.21	11.90	12.92	14.11	15.83	18.24	20.04	22.45	23.56	25.85	28.95	31.66	h'
kgm	5.61	5.29	5.01	4.67	4.35	3.94	3.55	3.07	2.79	2.52	2.38	2.17	1.95	1.77	fe
0.600	3.34	3.50	3.73	3.96	4.30	4.70	5.27	6.07	7.01	7.48	7.85	8.61	9.64	10.54	x
	8.88	9.34	9.97	10.58	11.49	12.55	14.08	16.22	17.71	19.96	20.90	22.98	25.74	26.15	z
0.700	10.83	11.37	12.15	12.88	13.99	15.29	16.89	19.71	21.68	24.29	25.48	27.97	31.33	34.09	h'
	6.07	5.72	5.45	5.04	4.69	4.28	3.85	3.32	3.02	2.72	2.56	2.36	2.10	1.92	fe
	3.61	3.79	4.05	4.29	4.66	5.09	5.62	6.56	7.22	8.09	8.48	9.31	10.43	11.40	x
	9.63	10.71	10.89	11.45	12.44	13.60	15.02	17.53	19.28	21.60	22.66	24.87	27.86	30.43	z
0.800	11.57	12.15	12.96	13.58	14.93	16.32	18.28	21.06	23.15	25.93	27.90	29.86	33.45	36.56	h'
	6.48	6.11	5.82	5.40	5.01	4.56	4.09	3.53	3.23	2.91	2.75	2.49	2.25	2.05	fe
	3.85	4.05	4.32	4.52	4.87	5.43	6.08	7.01	7.71	8.63	9.05	9.94	11.14	12.17	x
	10.29	10.80	11.52	12.08	13.28	14.51	16.26	18.73	20.59	23.06	24.18	26.55	29.74	32.51	z
0.900	12.27	12.88	13.74	14.60	15.83	17.30	19.39	22.33	24.54	27.48	28.83	31.66	35.46	38.77	h'
	6.87	6.48	6.16	5.72	5.31	4.83	4.35	3.75	3.43	3.07	2.91	2.66	2.38	2.17	fe
	4.08	4.29	4.58	4.86	5.27	5.70	6.46	7.44	8.17	9.15	9.60	10.54	11.81	12.91	x
	10.91	11.44	12.21	12.98	14.18	15.40	17.24	19.85	21.82	24.43	25.63	28.15	31.53	34.47	z
1.000	12.92	13.58	14.48	15.38	16.69	18.20	20.41	23.52	25.85	28.96	30.39	33.33	37.34	40.82	h'
	7.24	6.85	6.48	6.02	5.61	5.08	4.58	3.94	3.62	3.25	3.07	2.79	2.49	2.28	fe
	4.30	4.52	4.82	5.12	5.56	6.06	6.80	7.82	8.61	9.64	10.12	11.10	12.43	13.59	x
	11.49	12.07	12.87	13.64	14.84	16.18	18.15	20.92	22.99	25.75	27.02	29.63	33.20	36.29	z
1.500	15.87	16.65	17.75	18.89	20.45	22.37	25.07	28.87	31.74	35.54	37.30	40.90	45.81	50.31	h'
	8.88	8.38	7.95	7.39	6.87	6.37	5.61	5.01	4.44	3.96	3.75	3.43	3.07	2.82	fe
	5.28	5.54	5.91	6.29	6.81	7.45	8.35	9.61	10.57	11.83	12.48	13.62	15.25	16.75	x
	14.11	14.81	15.78	16.80	18.18	19.89	22.29	25.67	28.22	31.60	33.16	36.36	40.73	44.73	z
2.000	18.28	19.18	20.49	21.76	23.59	25.77	28.87	33.25	36.56	40.90	42.94	47.03	52.76	57.67	h'
	10.23	9.66	9.18	8.52	7.92	7.21	6.46	5.63	5.11	4.58	4.33	3.93	3.55	3.23	fe
	6.09	6.37	6.82	7.25	7.86	8.58	9.61	11.07	12.17	13.62	14.30	15.66	17.57	19.20	x
	16.25	17.06	18.22	19.35	20.97	22.91	25.67	29.56	32.51	36.36	38.18	41.82	46.91	51.28	z

Figura IV. 51. Tablas de cálculo para vigas. Arquitecto Ros Costa.

Ahora bien, tomando los datos reales de armado de las vigas obtenidas de los proyectos de intervención, en vez de los datos de proyecto (Figura IV. 52), en cerca del 50% de los casos se observa que en las vigas analizadas la armadura colocada en obra es inferior a la necesaria por cálculo. En consecuencia, de acuerdo con lo visto anteriormente, la armadura colocada en obra es menor a la propuesta en proyecto (Figura IV. 52; Tabla IV. 11), de lo que se deduce que el control en obra era muy escaso.

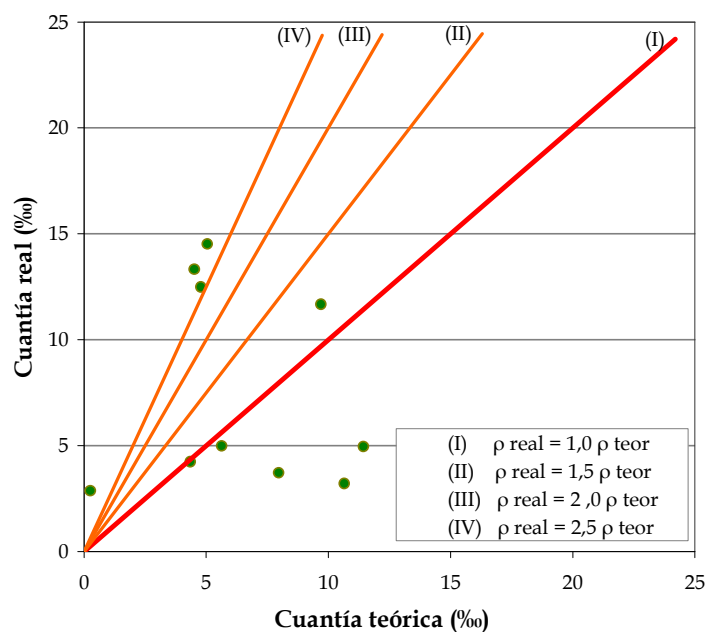


Figura IV. 52. Relación entre la cuantía teórica y la cuantía real.

— Pilares

Antes de comprobar el dimensionamiento de los pilares, se ha verificado si eran susceptibles de sufrir pandeo. La norma de 1941 establece, en el apartado 14, que el efecto de pandeo puede ser despreciado si la esbeltez mecánica es menor o igual que 15. En los proyectos consultados no aparece ningún dato referente a la esbeltez. No obstante, el 100% de los pilares analizados (Figura IV. 53) cumplen con esta condición ($\lambda \leq 15$), y por tanto para los cálculos no se consideran las penalizaciones por dicho efecto (cfr. CAP- II-3.2.3.b).

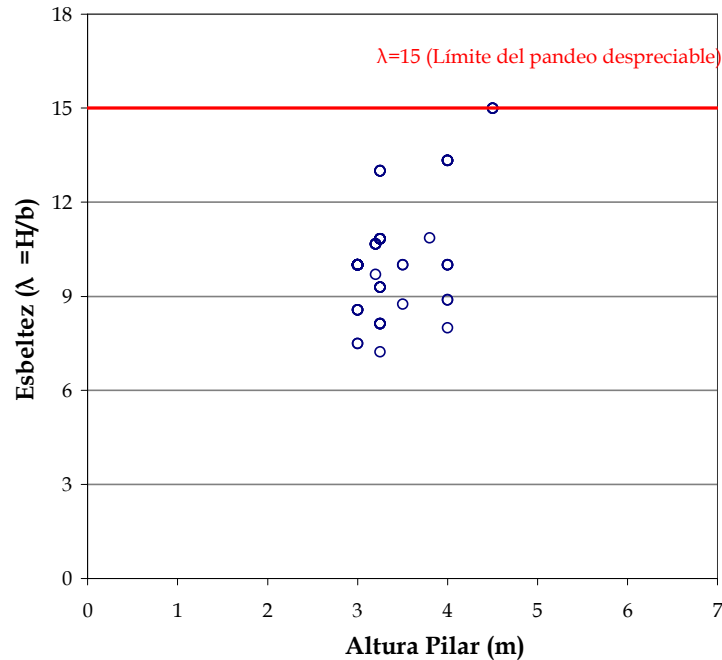


Figura IV. 53. Esbeltez de los pilares

Si se tiene en cuenta que los pilares en plantas altas de vivienda alcanzaban, normalmente, como máximo tres metros y medio de alto, es suficiente que el canto de la sección sea mayor o igual que 23,33 cm para que la esbeltez sea menor que 15. Como la mínima dimensión de pilares que figura en los proyectos consultados es de 25 cm, se deduce que los efectos de pandeo son despreciables en las plantas de vivienda. En plantas bajas los soportes podían llegar a alcanzar una altura de 4,5 m, con lo que el mínimo canto para evitar el cálculo de pandeo son 30 cm. De los proyectos consultados, la mínima sección en pilares de planta baja es de 30x30 cm. Para poder ejecutar el pilar adecuadamente, la norma de 1941 fijaba el mínimo para la sección de pilar en 20x20 cm. Esta sección mínima se utilizaba, en ocasiones, en la última planta donde se solía ubicar la caseta del portero. Esta última planta solía tener menor altura que las plantas de vivienda (Figura IV. 54), como mucho alcanzaba los tres metros y por tanto 20 cm de canto es el umbral mínimo para evitar los efectos del pandeo. De acuerdo con ello, se podría pensar

que en la fase de diseño de la estructura los técnicos buscaban dimensiones de soportes que evitaran el efecto de pandeo.

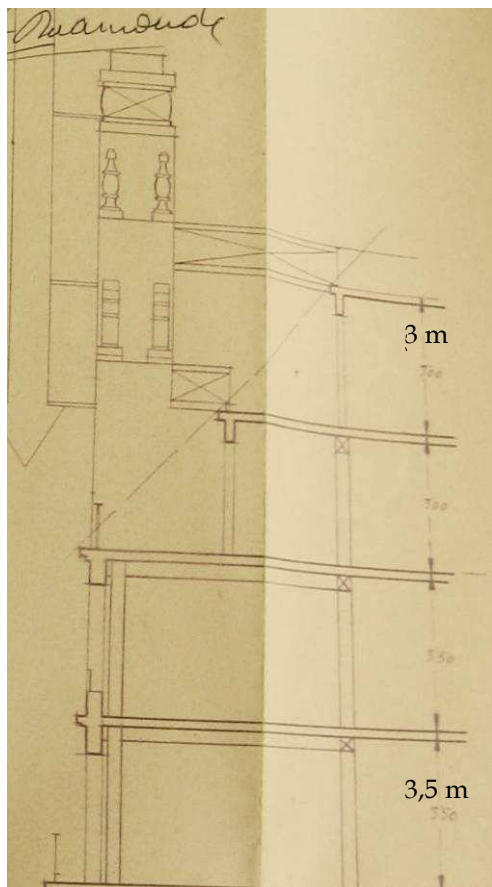


Figura IV. 54. Sección de últimas plantas Edificio 62C.002, 1941.

La armadura de pilares mantiene como mínimo 4 diámetros, uno por esquina, y siempre mayores o iguales a 10 mm. Es decir, están dentro de la serie recomendada por la norma que establece que la armadura longitudinal variara entre 10 y 50 mm (*cfr. CAP-II- 3.2.3.b*).

Capítulo 2. **QUADRO NÚM. 4**
DETALLE DE LOS PRECIOS DEL CUADRO NÚM. 3

Número de orden	COMPONENTES	PRECIO	
		Pesetas	Cts.
5	<u>Pilares A.</u>		
	<u>Ml. de pilar de hormigón de 60 x 30 con 6 redondos de 20 mm. de diámetro y sus estribos.</u>		
	Hormigón de cemento a 300 kg. 0,180 M3. a 89,--	16	02
	Barras para el armado - - - - 14,82 " 0,95	14	07
	Estribos - - - - - 1,50 Kg. " 1,09	1	63
	Encofrado 25 % de su valor - - - - -	12	50
	Mano de obra Oficial - - - - 0,55 h. " 2,05	1	12
	" " Peón - - - - 1,40 " " 1,60	2	24
	Subsidio, seguro, retiro etc. 19,55 % s/m.de o.	0	65
		48	23

Figura IV. 55. Partida de estructura, ficha 73C.010, 1941

La norma de 1941 aborda el dimensionamiento de pilares diferenciando entre los sometidos a compresión simple (los interiores) y los sometidos a flexocompresión (los exteriores y aquellos en las que las luces de las vigas adyacentes difieran en más de un 20%) (cfr. CAP-II-3.2.2).

– *Pilares sometidos a compresión simple*

Para el cálculo de elementos de hormigón sometidos a compresión simple, en los que las solicitaciones de segundo orden pueden despreciarse, la norma propone calcular la sección de hormigón dividiendo la carga axil por una tensión, σ_i (cfr. CAP-II- 3.2.3.b).

Para comprobar el armado de los pilares se ha partido de la carga, de la geometría y de la cuantía propuesta en proyecto (Tabla IV. 10). Aplicando la Ec. IV. 5 se ha obtenido la tensión de trabajo de la sección σ_i . A partir de estos datos se ha obtenido la tensión de trabajo del hormigón, σ_b , aplicando la Ec. IV. 6.

$$\frac{N}{bd} = \sigma_i \quad \text{Ec. IV. 5}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_i}{(1 + n\rho)} \leq \sigma_{adm} = 40 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. IV. 6}$$

En la *Tabla IV. 12* están recogidos los valores obtenidos tras la aplicación del proceso de cálculo antes mencionado a los pilares interiores. Se diferencian dos grupos de datos, los obtenidos del vaciado de proyectos (cuya referencia empieza por la letra *P*) y el segundo grupo formado por los datos recopilados a partir de calas en pilares (cuya referencia empieza por *R*). Dado que la tensión admisible para el hormigón es de 35 kg/cm², para los pilares de las tres últimas plantas y de 40 kg/cm² para el resto (*cfr. CAP-IV- 2.1.1.a*), en la tabla se señalan en color rojo los pilares en los que la tensión de trabajo del hormigón supera el valor admisible, y, por tanto, no están bien dimensionados.

Tabla IV. 12. Resumen de cálculos para pilares interiores

Ref. Pilar	Proyecto		σ_b (kg/cm ²)	Norma	
	N (T)	ρA_{tot} (‰)		$\sigma_b adm$ (kg/cm ²)	$\rho norm$ (‰)
Pb_int_73C	56,00	10,74	27,48	40	8,00
P10_int_73C	5,60	11,29	6,72	40	8,72
Pbint_75C	29,86	8,16	17,28	40	7,25
P1int_75C	24,89	6,86	19,24	40	7,14
P3int_75C	14,93	7,20	15,76	40	8,00
P5int_75C	4,98	7,70	7,59	40	9,20
Pbint_77 ^a	29,23	10,72	21,48	40	8,51
P1int_77 ^a	21,92	11,90	21,76	35	8,40
P2int_77 ^a	29,23	9,41	29,96	35	8,40
P3int_77 ^a	7,31	5,29	7,92	35	8,40
Pbint_100C	60,00	6,61	35,45	40	7,25
P1int_100C	52,50	4,00	32,16	40	6,50
P2int_100C	45,00	5,00	27,18	40	6,50

P3int_100C	37,50	3,86	30,23	40	7,14
P4int_100C	30,00	5,29	32,51	40	8,00
P5int_100C	22,50	6,61	23,94	35	8,00
P6int_100C	15,00	3,67	16,63	35	8,00
P7int_100C	7,50	3,67	8,31	35	8,00
Pb-intB_103C	90,00	8,22	40,93	40	9,96
P1-intB_103C	78,75	6,96	41,16	40	9,09
P2-intB_103C	67,50	7,83	39,22	40	6,88
P3-intB_103C	56,25	7,60	37,68	40	7,57
P4-intB_103C	45,00	10,20	39,12	40	8,52
P5-intB_103C	33,75	10,20	29,34	35	8,50
P6-intB_103C	22,50	9,41	23,06	35	8,50
P7-intB_103C	11,25	20,53	14,64	35	9,80
Pb-intC_103C	88,00	7,80	40,25	40	8,26
P1-intC_103C	77,00	7,83	44,74	40	16,67
P2-intC_103C	66,00	7,83	38,35	40	6,88
P3-intC_103C	55,00	8,68	41,50	40	11,51
P4-intC_103C	44,00	10,20	38,25	40	8,50
P5-intC_103C	33,00	9,41	33,82	35	8,50
P6-intC_103C	22,00	9,41	22,55	35	8,50
P7-intC_103C	11,00	10,48	16,18	35	9,80
Pb-int-106C	32,76	9,41	33,58	40	11,00
P1-int-106C	26,21	7,20	27,66	40	10,00
P2-int-106C	19,66	7,20	20,75	35	10,00
P3-int-106C	13,10	5,29	14,20	35	10,00
P4-int-106C	6,55	7,20	6,92	35	11,00
Rp4-i-84C	4,83	3,91	5,67	40	8,00
Rp2_int-85 ^a	37,80	11,90	37,51	40	8,40
Rp3_int-85 ^a	36,44	9,79	30,57	40	7,82
Rp4_int-85 ^a	24,81	11,90	24,62	40	8,40
Rp5_int-85 ^a	12,47	11,90	12,37	40	8,40
Rp5a_int-85 ^a	26,03	7,20	27,48	40	8,40

Como se observa en la *Tabla IV. 12* y en la *Figura IV. 56* la mayoría de las tensiones de trabajo, " σ_b ", son menores que la tensión admisible, " $\sigma_{b adm}$ ", y por tanto, la mayoría de pilares están bien dimensionados. Sin embargo, existe un 10% de los pilares con tensión de trabajo del hormigón mayor a la admisible, y en consecuencia mal dimensionados.

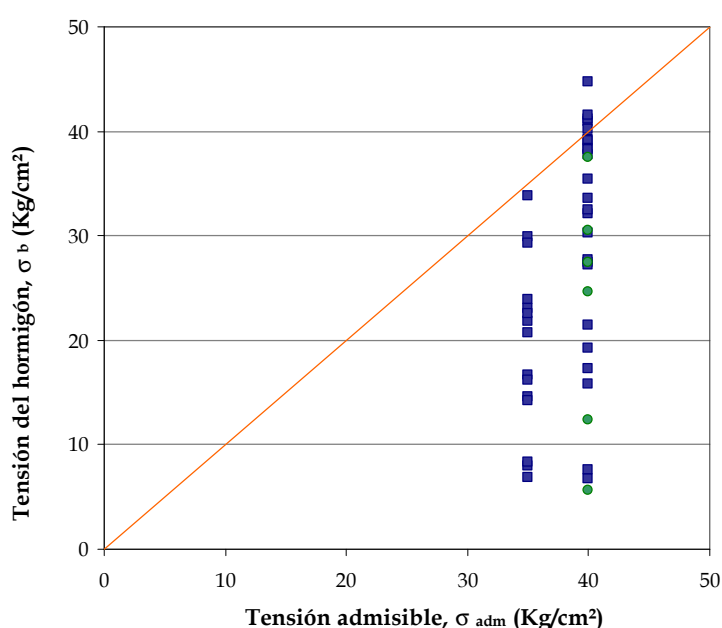


Figura IV. 56. Relación entre la tensión admisible y la tensión de trabajo en pilares interiores.

En cambio, a estos mismos pilares no les sucede lo mismo en el dimensionamiento del armado. En la *Tabla IV. 12* aparecen dos columnas donde se recoge la cuantía total. Una hace referencia a la cuantía de proyecto, " ρ_{Atot} ", y la otra, " ρ_{norma} ", indica la cantidad de armadura necesaria⁷¹ por cálculo según norma. En rojo aparecen los casos en que la cuantía de proyecto es inferior a la necesaria por norma. En la *Figura IV. 57*, donde se representa la relación entre la cuantía de

⁷¹ La cuantía de cálculo no podía ser menor a la mínima fijada en la norma. Ésta venía en función de la esbeltez ($\lambda = \text{altura pilar} / \text{canto útil}$) del pilar, según una tabla que recoge la norma (cfr. CAP-II-3.2.3.b).

proyecto y la cuantía teórica de cálculo, se observa que aproximadamente el 50% de estos pilares no dispone de la cuantía de acero necesaria por cálculo, ρ_{norma} ⁷². Así pues, en lo referente a tensiones en el hormigón los pilares interiores están bien dimensionados, en general, pero, en lo referente a la cuantía, parece que la mayoría de los arquitectos no tenían en cuenta las cuantías necesarias de armado que establecía la norma.

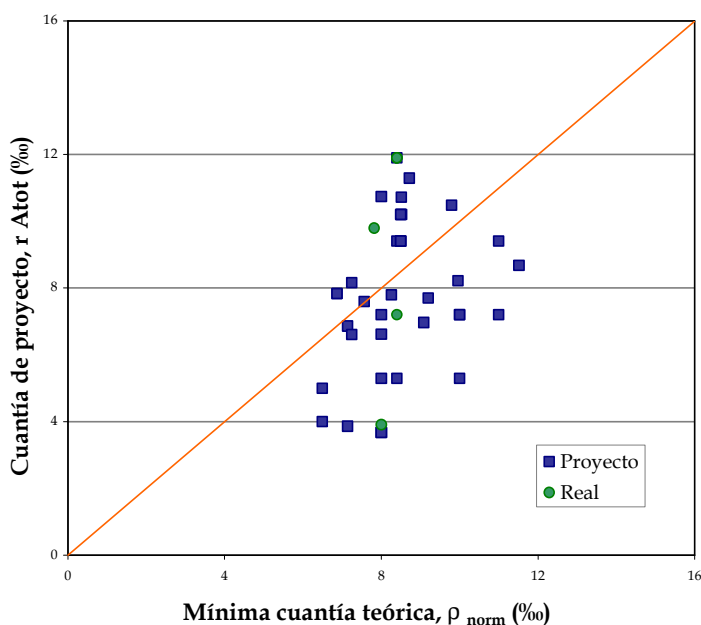


Figura IV. 57. Relación entre la cuantía de proyecto y la teórica en pilares de interior.

— Pilares sometidos a flexocompresión.

En el caso de que los pilares estén sometidos a flexocompresión, es decir, los exteriores⁷³, la norma propone tres procedimientos distintos de cálculo (Figura IV.

⁷² La norma de 1941 representaba la cuantía de acero con el símbolo ϕ , pero se ha representado con el símbolo de ρ por seguir la misma notación actual.

⁷³ Además de los exteriores en este grupo también se encuentran aquellos pilares interiores en los que las luces de las vigas adyacentes difieren más de un 20%.

58). Para averiguar en cuál de los tres casos se halla una sección, primero se calculan las tensiones máxima y mínima con la ecuación de tensiones de Navier.

$$\sigma_b = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \quad \text{Ec. IV. 7}$$

siendo:

$$A = b \times h \text{ (área del pilar)}$$

$$W = b \times h^2 / 6$$

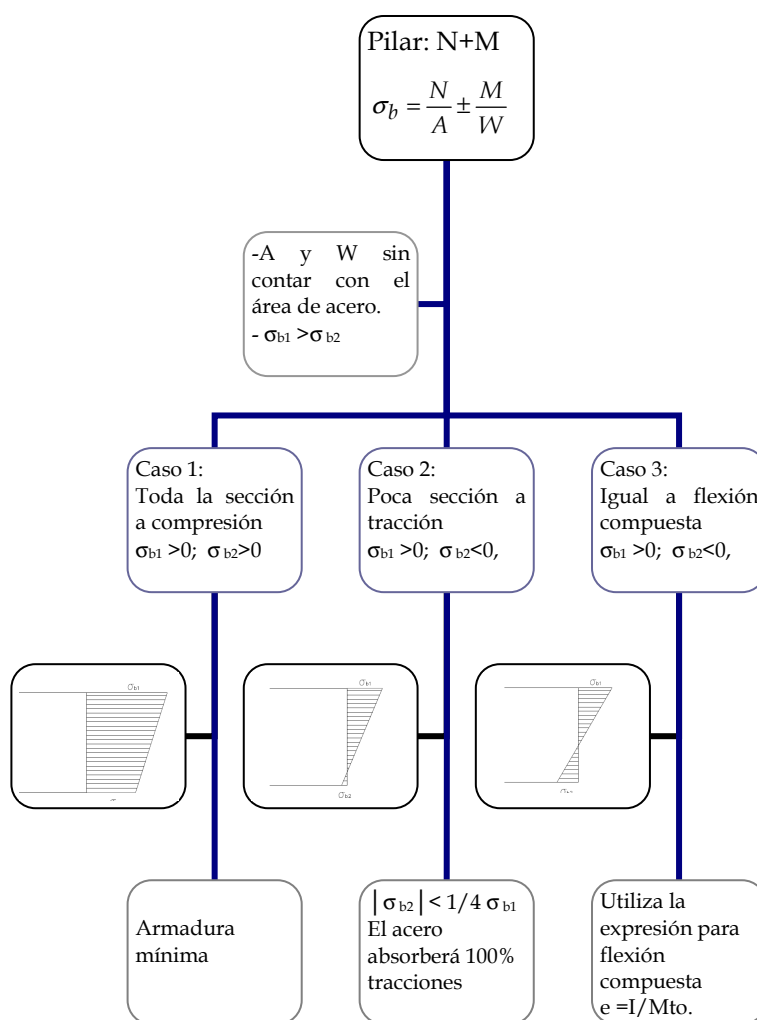


Figura IV. 58. Procedimiento de cálculo para pilares a compresión compuesta o flexocompresión.

Para comprobar el caso 1, en el que toda la sección esta a compresión, basta con comprobar que la máxima tensión obtenida con la Ec. IV. 7, σ_{b1} , sea menor a la admisible, es decir, 40 kg/cm². Además, se ha de comprobar que la cuantía, ρ_{proy} , sea mayor que la mínima⁷⁴ establecida en la norma. En este caso 1 se actúa igual que un pilar a compresión simple.

El caso 2 corresponde a la combinación de solicitaciones tales que parte de la sección esté a compresión y parte a tracción, siendo esta última menor que 1/4 de la de compresión (Ec. IV. 8). La norma acepta que el comportamiento del pilar sea similar al caso 1, dado que las tracciones son muy pequeñas. En este caso, para verificar que el pilar esta bien dimensionado hace falta comprobar, por una parte, que la tensión de compresión es menor que la admisible y, por otra parte, que la cantidad de armadura es la necesaria para absorber la tensión de tracción⁷⁵.

$$\sigma_b = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \rightarrow \left[\begin{array}{l} \sigma_{b1} > 0 \\ \sigma_{b2} < 0; \sigma_{b2} < 1/4 |\sigma_{b1}| \end{array} \right] \quad \text{Ec. IV. 8}$$

$$x \Rightarrow \sigma_{b2} = n\sigma_{b1} \frac{x-d}{x} \quad \text{Ec. IV. 9}$$

$$A_{s1} \Rightarrow \frac{bx^2}{2} + A_{s1}n(x-r_2) = A_{s1}n(d-x) \quad \text{Ec. IV. 10}$$

En el caso 3 la sección está sometida a compresión compuesta, por tanto se recurre a las expresiones propuestas para flexocompresión, según el apartado 15 de la norma de 1941 (Ec. IV. 11; Ec. IV. 12; Ec. IV. 13). Para verificar que las tensiones del hormigón y de la armadura son inferiores a las admisibles, se ha partido de la geometría, armado y solicitaciones propuestas en proyecto. Sustituyendo estos datos en las Ec. IV. 12 y Ec. IV. 13 se ha obtenido la profundidad de la fibra neutra x

⁷⁴ Respecto a la cuantía de armado longitudinal la norma no fija un mínimo, se ha mantenido el mismo mínimo que para pilares interiores.

⁷⁵ La sección de armadura a tracción necesaria es la equivalente al volumen de tensiones a tracción. Conocida la profundidad de la fibra neutra se obtiene el volumen de las tensiones de tracción y después la armadura a tracción.

mediante el uso de programas de cálculo⁷⁶. Conocida la x se ha calculado las tensiones del hormigón y de la armadura con las mismas expresiones usadas para flexión compuesta descritas en el apartado 10 de la norma de 1941.

$$\sigma_b = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \rightarrow \left[\begin{array}{l} \sigma_{b1} > 0; \\ \sigma_{b2} < 0; \sigma_{b2} > 1/4 |\sigma_{b1}| \end{array} \right] \quad \text{Ec. IV. 11}$$

$$e \left(\frac{bx^2}{2} + nA_{s2}(x-r_2)^2 - nA_{s1}(d-x)^2 \right) = I + nA_{s2}(x-r_2)^2 - nA_{s1}(d-x)^2 \quad \text{Ec. IV. 12}$$

$$e = \frac{M}{N} - \frac{h}{2} + x \quad \text{Ec. IV. 13}$$

Los resultados de estos cálculos se resumen en la *Tabla IV. 13*, donde las dos primeras columnas hacen referencia a las tensiones máximas y mínimas según la expresión de Navier. La siguiente columna informa en cual de los tres casos se encuentra el pilar. El resto de columnas recogen la profundidad de la fibra neutra y la cantidad de armadura necesaria por norma.

Tabla IV. 13. Resumen de cálculos en pilares exteriores.

Ref. Pilar	Ec. Navier ⁽¹⁾ (kg/cm ²)		Caso	Cálculo			Norma	
	σ_{b1}	σ_{b2}		x (mm)	σ_b	ρ_{Atot}	σ_{adm}	ρ_{min}
P1_100C	43,75	16,82	1	343,81	43,75	5,25	40	7,14
P1-E_103C	64,53	29,23	1	345,43	64,53	10,29	40	7,57
P1-i-100C	36,60	29,68	1	354,14	36,60	5,25	40	7,14
P1-i-107C	79,58	27,56	1	291,74	79,58	1,11	40	8,00
P2_100C	44,51	26,16	1	296,62	44,51	7,20	40	8,00
P2-E_103C	56,71	21,42	1	343,65	56,71	10,29	40	7,57
P2-i-100C	31,87	24,95	1	353,45	31,87	8,68	40	7,14
P2-i-107C	71,93	19,91	1	290,36	71,93	1,11	40	8,00
P3_100C	50,12	20,55	1	293,01	50,12	5,29	40	8,00
P3-E_103C	51,78	18,59	1	291,99	51,78	10,20	40	8,50
P3-i-100C	36,28	28,16	1	300,55	36,28	9,41	40	8,00

⁷⁶ Para obtener el valor de x profundidad de la fibra neutra "x", se ha utilizado el programa de cálculo Máxima.

P3-i-107C	64,28	12,26	1	288,67	64,28	1,11	40	8,00
P4_100C	34,67	12,44	1	291,98	34,67	5,29	40	8,00
P4-E_103C	50,60	13,21	1	290,05	50,60	14,11	40	8,50
P4-i-100C	29,84	21,72	1	299,54	29,84	5,29	40	8,00
P4-i-107C	56,62	4,60	1	286,55	56,62	1,11	40	8,00
P5_100C	32,45	2,88	1	286,70	32,45	3,67	40	8,00
P5-i-100C	23,39	15,27	1	297,97	23,39	9,41	40	8,00
P6_100C	22,90	0,66	1	285,55	22,90	3,67	40	8,00
P6-i-100C	16,95	8,83	1	295,26	16,95	9,41	40	8,00
P7-i-100C	10,50	2,39	1	289,38	10,50	3,67	40	8,00
Pb_100C	47,00	22,23	1	345,91	47,00	5,25	40	8,00
Pb_73C	9,24	1,96	1	491,94	9,24	6,30	40	5,60
PB_77 ^a	57,20	10,00	1	288,36	57,20	11,90	40	9,60
Pb-106C	41,91	1,31	1	285,60	41,91	9,41	40	11,00
Pb-E_103C	56,00	27,75	1	398,15	56,00	7,83	40	8,00
Pb-i-100C	41,11	34,64	1	354,94	41,11	6,86	40	8,00
Pb-i-107C	66,31	23,66	1	343,16	66,31	1,00	40	8,51
P1_77 ^a	51,73	-1,33	2	284,51	51,73	9,41	40	0,03
P1-106C	39,44	-4,86	2	282,68	39,44	7,20	40	0,12
P1-75C	29,56	-6,42	2	330,22	29,56	6,86	40	0,16
P2_77 ^a	43,33	-9,73	2	280,80	43,33	7,20	40	0,27
P5-E_103C	39,97	2,57	1	286,23	39,97	9,41	40	8,50
P5-i-107C	48,97	-3,05	2	283,82	48,97	1,11	40	0,07
P6-E_103C	33,50	-2,87	2	233,66	33,50	10,48	40	0,08
Pb-75C	24,40	-3,14	2	381,72	24,40	6,61	40	0,06
PBm_77 ^a	32,96	-2,16	2	283,76	32,96	11,90	40	0,05
P10_73C	13,41	-7,75	3	274,42	11,03	11,29	40	11,29
P1m_77 ^a	31,36	-8,26	3	280,08	10,85	9,41	40	9,41
P2-106C	35,12	-9,18	3	280,12	13,67	7,20	40	7,20
P2-75C	27,25	-8,73	3	327,99	14,80	6,86	40	6,86
P2m_77 ^a	27,51	-12,11	3	276,87	20,74	7,20	40	7,20
P3_77 ^a	34,93	-18,13	3	275,47	42,72	5,29	40	5,29
P3-106C	30,80	-13,51	3	276,90	28,00	5,29	40	5,29
P3-75C	30,82	-11,92	3	277,84	22,66	5,29	40	5,29

P3m_77^a	23,66	-15,96	3	272,73	43,07	5,29	40	5,29
P4-106C	24,62	-15,98	3	273,18	33,76	7,20	40	7,20
P4-75C	27,67	-15,07	3	275,02	36,73	5,29	40	5,29
P5-75C	27,78	-18,71	3	224,90	33,59	7,70	40	7,70
P6-i-107C	41,32	-10,70	3	280,16	24,65	1,11	40	1,11
P7_100C	20,67	-8,90	3	277,05	22,46	3,67	40	3,67
P7-i-107C	33,66	-18,36	3	275,00	97,72	1,11	40	1,11
Rp4-int_84C	5,10	5,10	1	286,07	5,10	3,92	40	8,00
Rpb-i-84C	49,43	-19,68	3	360,43	46,44	7,22	40	7,22
Rp1-i-84C	63,45	-32,36	3	320,12	94,76	5,32	40	5,32
Rp2-i-84C	45,98	-14,24	3	264,54	25,56	5,59	40	5,59
Rp3-i-84C	70,08	-48,93	3	255,13	195,08	3,92	40	3,92
Rp1_84C	60,13	-17,82	3	261,83	24,07	10,04	40	10,04
Rpsot_int-85^a	50,77	27,32	1	399,33	50,77	8,16	40	8,00
Rp1_ext	63,88	19,42	1	290,90	63,88	11,90	40	8,40

^(a) El signo negativo corresponde a las tensiones de tracción

A la vista de los resultados (*Figura IV. 59*), más del 40% de los pilares extremos pertenecientes al caso 1 calculados con las cargas propuestas por el proyectista, tendrían sección insuficiente, si se hubiesen calculado con axil y momento, dado que la tensión de trabajo del hormigón es mayor que la admisible⁷⁷. Más del 60% de los pilares en el caso 2 y un tercio de los pilares en caso 3 también tienen sección insuficiente debido a que el hormigón trabaja a mayor tensión que la admisible. Sin embargo, en el supuesto que estos mismos pilares extremos estuvieran calculados a compresión simple (*Tabla IV. 14*) más del 90% de las secciones de los pilares analizados estarían correctamente dimensionados. En consecuencia seguramente se dimensionaron considerando sólo los axiles.

⁷⁷ Los puntos sobre la bisectriz son los pilares con tensión de compresión mayor que la admisible.

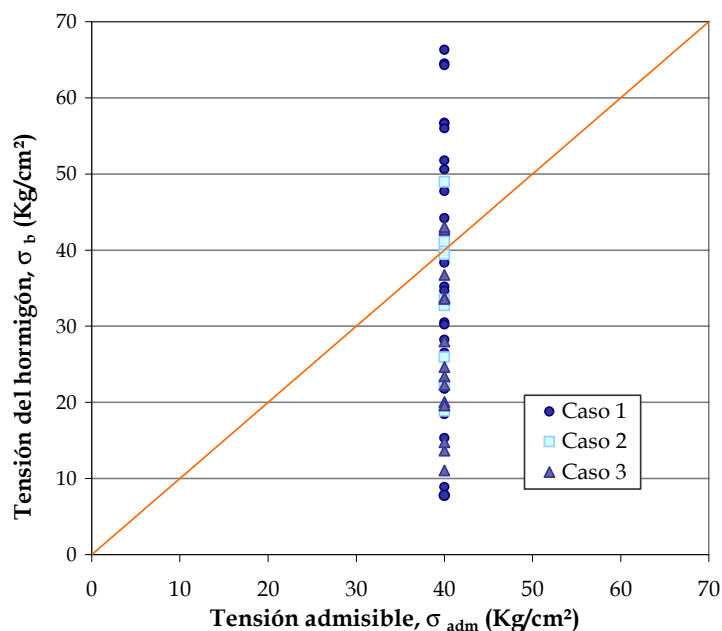


Figura IV. 59. Tensiones de trabajo de pilares exteriores.

Tabla IV. 14. Tensiones de trabajo en los pilares exteriores sometidos a compresión (kg/cm²).

Ref. Pilar	Compresión simple	
	σ_b	σ_{adm}
PBm_77 ^a	13,75	40,00
Pb-i-107C	46,30	40,00
Pb-i-100C	35,88	40,00
Pb-E_103C	38,93	40,00
Pb-75C	10,05	40,00
Pb-106C	19,94	40,00
PB_77 ^a	30,01	40,00
Pb_73C	5,28	40,00
P7-i-107C	7,92	35,00
P7_100C	5,88	35,00
P6-i-107C	15,85	35,00
P6-i-100C	11,89	35,00
P6-E_103C	14,08	35,00
P5-i-107C	23,77	35,00
P5-i-100C	17,83	35,00
P5-E_103C	19,62	35,00
P5-75C	4,33	35,00

P4-i-107C	31,70	40,00
P4-i-100C	25,14	40,00
P4-E_103C	27,72	35,00
P4-75C	6,14	35,00
P4-106C	4,11	35,00
P3m_77 ^a	3,75	35,00
P3-i-107C	39,62	40,00
P3-i-100C	29,72	40,00
P3-E_103C	33,29	40,00
P3-75C	9,22	35,00
P3-106C	8,43	35,00
P3_77 ^a	8,19	35,00
P2m_77 ^a	7,32	35,00
P2-i-107C	47,54	40,00
P2-i-100C	26,26	40,00
P2-E_103C	35,36	40,00
P2-75C	8,77	40,00
P2-106C	12,32	35,00
P2_77 ^a	15,96	35,00
P1m_77 ^a	10,65	35,00
P1-i-107C	55,47	40,00
P1-i-100C	32,10	40,00
P1-E_103C	42,43	40,00
P1-75C	10,96	40,00
P1-106C	16,43	40,00
P10_73C	1,68	35,00
P1_77 ^a	23,25	35,00
Rpsot_int-85 ^a	36,14	40,00
Rpb-i-84C	14,51	40,00
Rp4-int_84C	5,42	35,00
Rp3-i-84C	11,22	35,00
Rp2-i-84C	16,27	35,00
Rp1-i-84C	15,22	40,00
Rp1_ext	37,20	40,00
Rp1_84C	20,66	40,00

La *Figura IV. 60* muestra la relación entre la cuantía necesaria por cálculo y la cuantía total propuesta en proyecto. Más del 50% de las cuantías de los pilares pertenecientes al caso 1 se encuentra por debajo de la bisectriz, es decir, la cuantía de la armadura longitudinal es inferior a la mínima obtenida por cálculo. Para los

pilares del caso 2 la proporción es la misma, la mitad de los pilares tienen una cuantía superior a la mínima necesaria.

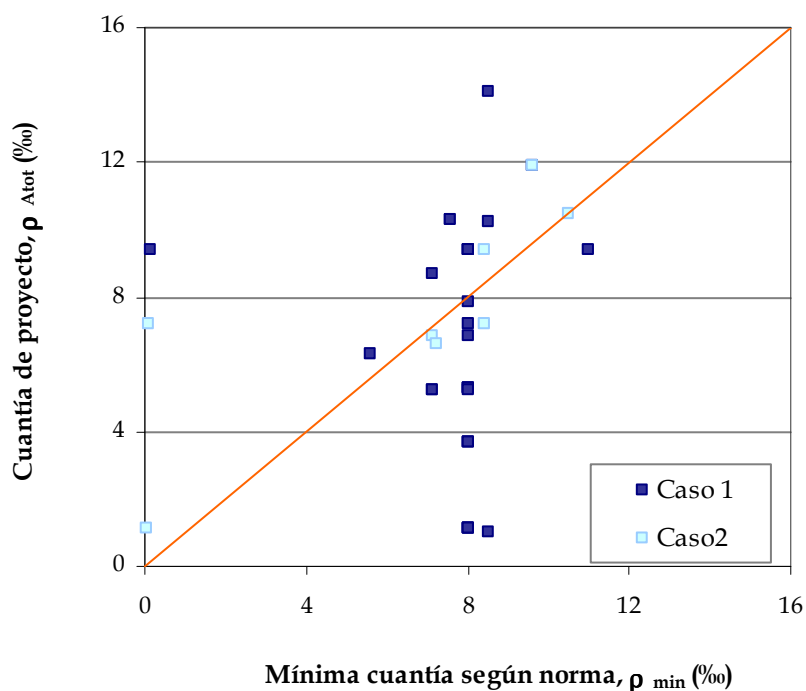


Figura IV. 60. Relación entre la cuantía de proyecto y la de cálculo en pilares exteriores.

2.1.1.d Dimensionamiento a esfuerzo cortante

La norma aborda la comprobación de cortante de forma muy distinta para pilares y para vigas. En los pilares sólo se preocupa de dictar unos mínimos, como la separación máxima de estribos o el diámetro de los mismos. En cambio, para las vigas además de unos mínimos (*cfr. CAP-II-3.2.4*), se debía calcular la sección y distribución de los estribos y/o barras levantadas.

– Vigas

Era una práctica habitual doblar las armaduras longitudinales en las vigas donde el momento pasaba de positivo a negativo, aproximadamente a 1/6 de la luz (*Hernández, 2011; Molina, 2011*). De esta manera se pretendía, por una parte absorber el cortante con las barras levantadas y aprovechar la misma armadura

longitudinal de positivos para absorber también los momentos negativos en los apoyos (Estelles, 2010; Contel, 2011). Doblar las armaduras era un práctica heredada de las primeras patentes registradas (cfr. CAP-I-) que los primeros manuales de ejecución de obras con hormigón recogieron y detallaron (Zafra, 1911) (Figura IV. 61).

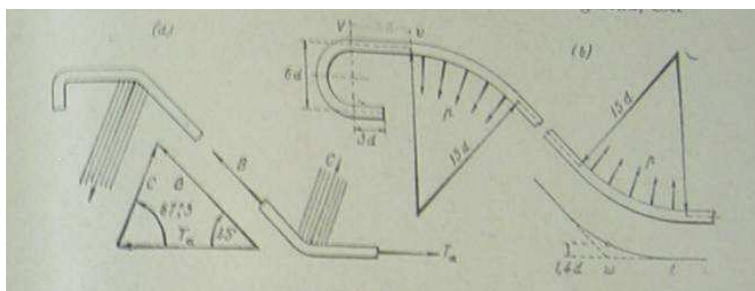


Figura IV. 61. Detalle de doblado de barra longitudinal. (Zafra, 1911).

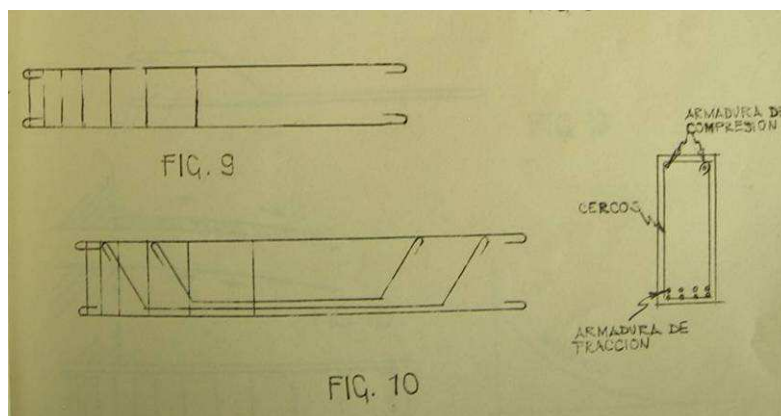


Figura IV. 62. Despiece armadura de cortante en vigas, (IccET, 1954).

Según la norma, para los hormigones más habituales en edificación ($f_{ck} = 120$ kg/cm²), la tensión tangencial unitaria τ_0 se calculaba utilizando la Ec. IV. 14. En función del valor de τ_0 se pueden distinguir tres casos: el primero, cuando la tensión tangencial unitaria es inferior a 4 kg/cm²; el segundo caso corresponde con una τ_0 que toma valores entre 4 y 14 kg/cm² y el tercero corresponde con una tensión tangencial unitaria superior a 14 kg/cm². En el primer caso, con la tensión tangencial tan pequeña, no se requiere armadura de cortante. En cambio, en el segundo caso se necesita armadura de cortante para absorber el esfuerzo, que bien

podía ser en forma de estribos, barras levantadas o una combinación de ambos. En el caso de que la tensión tangencial superara los 14 kg/cm², la norma obligaba a aumentar la sección de hormigón hasta conseguir una tensión inferior a este valor. No obstante, en el apartado 13 de la norma, donde se detallan las disposiciones constructivas sobre estribos, se establece que se deben colocar estribos “*aún cuando no sean necesarios, para asegurar la unión de las zonas de tracción y compresión*” (DGA, 1941). En la práctica no era muy habitual colocar estribos, pudiéndose dar el caso de encontrar vigas sin armado de cortante (Calavera, 2011), o si existen es un alambre tan fino que sólo sirve para facilitar la ejecución de la jaula de la viga (Soler, 2011; Molina, 2011).

$$\tau_o = \frac{V}{bz} \quad \text{Ec. IV. 14}$$

siendo:

- b Ancho de la sección
- V Cortante solicitación
- τ_o Tensión tangencial unitaria (kg/m²)
- z Brazo mecánico (z=h para vigas biapoyadas; z=0,8h para el resto de casos)

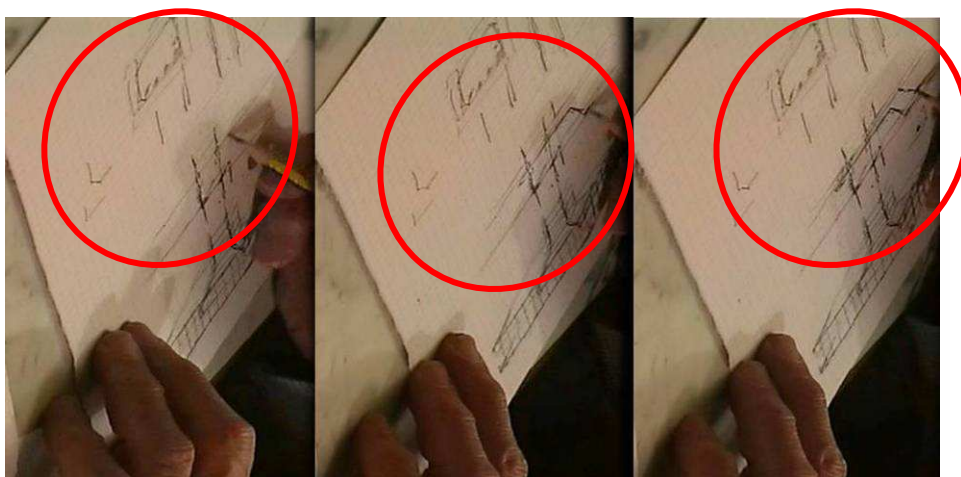


Figura IV. 63. Detalle del doblado de armaduras en el nudo entre viga y pilar (Estellés, 2010).

Si el arquitecto tomaba la decisión de colocar barras levantadas para absorber el esfuerzo cortante conjuntamente con el hormigón, se debía aplicar la Ec. IV. 15 para obtener el área de armadura levantada a 45 °. La separación entre armaduras, “ s_{lev} ”, debía ser igual al brazo mecánico, “ z ”.

$$V_{u,lev} = \frac{z f_{yd} A_{slev} \sqrt{2}}{s_{lev}} \quad \text{Ec. IV. 15}$$

siendo:

- s_{lev} Separación entre barras levantadas
- f_{yd} Tensión admisible del acero
- A_{slev} Área de las barras levantadas
- V_{ulev} Fuerza de las barras levantadas a 45°

Si por el contrario, se optaba por estribos, su separación⁷⁸ se calculaba a partir de la Ec. IV. 16. Para determinar la cantidad de estribos necesarios y la separación, se podía descontar el cortante absorbido por el hormigón y por las armaduras levantadas (si las hubiera), dado que la norma aceptaba la contribución de hormigón y armadura para la absorción de cortante.

$$s_t = \frac{d f_{yd} A_{st}}{V} \quad \text{Ec. IV. 16}$$

siendo:

- s_t Separación de los estribos
- A_{st} Área de un estribo
- d Canto útil ($h-r_1$)

Aproximadamente en el 75% de los proyectos consultados no figura la armadura que debía ser dobladas ni las características de los estribos, como el número de barras o a que separación se colocan. En aquellos proyectos donde se mencionan los estribos, como mucho se llega a definir su diámetro y la cantidad total de armadura. Esta cantidad se definía simplemente como un porcentaje del

⁷⁸ La expresión propuesta por la norma de 1941 para el cálculo de la separación de estribos es la misma propuesta actualmente en la EHE-08.

peso de la armadura longitudinal (Figura IV. 64). Existe un pequeño número de proyectos en los que se describe gráficamente la cantidad de armadura longitudinal levantada. Estos proyectos están redactados en los últimos años de la década de los cincuenta (Figura IV. 66).

En algunos proyectos se especifica un diámetro para los estribos de 5 mm, coincidiendo con el mínimo dictado por la norma. No obstante, en la práctica podía darse el caso de que el diámetro del estribo fuese más fino (alambres de 2 ó 3 mm) (Estellés, 2010). Ese alambre servía, más bien, para cumplir una función de montaje que una función estructural.

REDONDO EN VIGAS		ENTRADA N.º ON
		FECHA 13-1-5
Redondo de 16		4464'3 Kg.
" " 14		1085'6 "
" " 12		602'4 "
" " 10		2454'2 "
		8606'5 "
Redondo de 5 ^m para estribos el 15%		1290'9 "
TOTAL		9897'4 Kg.

Figura IV. 64. Cantidad de kilos de hierro en vigas, Edificio ficha 100C.008,1949.

RESUMEN		
Hierro en forjados	5.382'42	kgs.
» en jácenas	3.752'30	»
» en pilares	3.093'96	»
» en estribos	1.125'00	»
TOTAL		13.353'68

Figura IV. 65. Resumen Hoja de cupo del Hierro, Edificio ficha 75C.007, 1949.

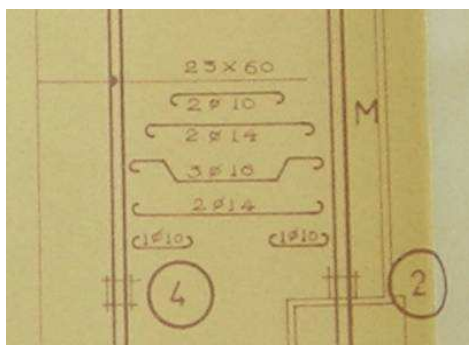


Figura IV. 66. Detalle de despiece de armado de vigas. Edificio 118C.00

Se ha elaborado la *Tabla IV. 15* para poder analizar si las separaciones de los estribos propuestos en proyecto son menores que las máximas establecidas por la norma. En la tabla se compara el número de estribos por metro lineal y su separación propuestos en cada proyecto con los valores fijados en la norma. En la primera columna de la tabla se muestra los kilos por metro lineal, A_{st} , de la armadura longitudinal de proyecto. En las siguientes columnas aparece la información de proyecto sobre los kilos de estribos por metro lineal, A_{st} y el porcentaje que suponen éstos sobre la armadura longitudinal. La columna siguiente informa del número aproximado de estribos a que equivalen los kilos de la columna A_{st} suponiendo un diámetro de estribo de 5 mm⁷⁹. En la última columna de la *Tabla IV. 15* aparece la separación máxima admisible por norma⁸⁰.

Tabla IV. 15. Estribos en vigas por metro lineal.

Ref. Viga	Proyecto			Norma
	$A_s^{(I)}$ (kg)	$A_{st}^{(II)}$ (kg)	%	$S_{proy}^{(III)}$ (cm)
CV_3,9-73C	8,46	1,00	12	19

⁷⁹ La longitud del estribo se ha calculado descontando un recubrimiento de 15 mm a la sección de la viga.

⁸⁰ La separación que figura en la tabla es la más restrictiva entre la separación de cálculo, resultado de aplicar la *Ec. IV. 16*, o el límite máximo definido por norma. Este límite se establecía en la zona de los apoyos como la mitad del canto de la viga y en la zona del centro de vano como máximo el canto útil de la viga (*cf. CAP-II-3.2.4*)

CV_5,9-75C	16,45	1,51	9	14	25
CV_4,7-75C	13,56	1,25	9	17	25
CV_4,5-75C	5,97	0,55	9	32	20
CV_3,8-75C	3,70	0,34	9	47	18
CV_3,4b-75C	3,08	0,28	9	51	15
CV_3,6-75C	5,97	0,55	9	32	20
CV_2,6-75C	3,70	0,34	9	43	15
CV_6,8-77 ^a	18,13	2,33	13	9	14
CV_6,2-77 A	16,87	2,17	13	10	25
CV_5,8-77 ^a	16,87	2,17	13	10	25
CV_5,2-77 ^a	16,87	2,17	13	10	25
CV_4,7-77 ^a	12,77	1,64	13	13	25
CV_4-77 ^a	5,97	0,77	13	23	20
CV_3,5-77 ^a	5,97	0,77	13	21	18
CV_3-77 ^a	3,70	0,48	13	31	15
CV_2,9-83 ^a	4,83	0,48	10	38	20
CV_5,3_100C	10,31	1,55	15	14	23
CV_4,15_100C	7,35	1,10	15	18	23
CV_3,9_100C	5,97	0,90	15	24	23
CV_3,6_100C	6,81	1,02	15	19	23
CV_2,4_100C	4,54	0,68	15	22	15
CV_1,9_100C	3,90	0,58	15	26	15
CV_3,2-103C	5,82	0,00	0	-	20
CV_4,0-103C	7,30	0,00	0	-	7
CV_4,1-103C	8,98	0,00	0	-	8
CV_4,2-103C	8,98	0,00	0	-	5
CV_4,5-103C	11,64	0,00	0	-	5
CV_4,7-103C	11,64	0,00	0	-	30
CV_5,5-106C	11,99	1,20	10	18	25
CV_4,5-106C	9,47	0,95	10	19	20
CV_5,0-106C	7,25	0,73	10	29	25
CV_4-116C	4,78	0,48	10	38	20
CV_4 ^a -116C	5,67	0,57	10	43	30
CV_4,7-116C	5,67	0,57	10	43	30

CV_3,9-116C	5,67	0,57	10	43	30
CV_5,1-116C	4,44	0,44	10	55	30
CV_4,9-116C	4,44	0,44	10	55	30

(I) A_s : Kilos de armadura longitudinal por metro lineal

(II) A_{st} : Kilos de armadura de cortante por metro lineal de diámetro 5 mm y longitud la sección de la viga menos el recubrimiento de 15 mm por cada lado

(III) S_{prov} : Separación de estribos suponiendo un reparto uniforme

A la vista de los resultados obtenidos en la tabla, el 87% de las vigas se diseñan con una cantidad de estribos suficientes, en el supuesto que el esfuerzo de cortante es absorbido conjuntamente por el hormigón y los estribos distribuidos uniformemente. El 13% restantes tendrían una separación de estribos mayor a la permitida en la norma (Figura IV. 67), y por tanto no seguirían las directrices de ésta.

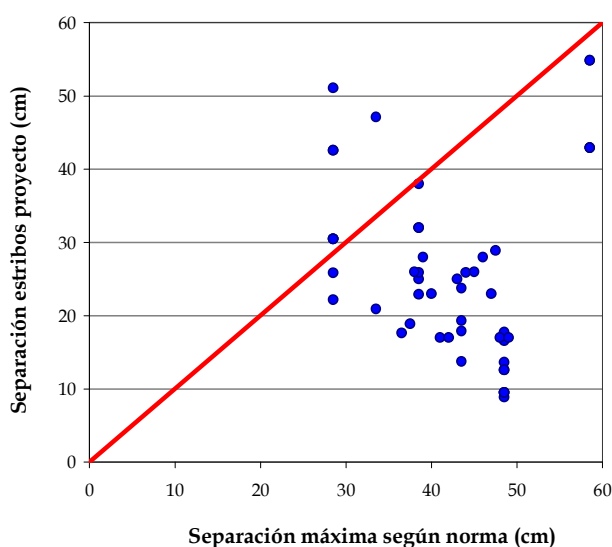


Figura IV. 67. Relación entre la separación de estribos de proyecto y la separación fijada en la norma.

No obstante, en las calas realizadas en los proyectos de intervención los estribos en las vigas no son uniformes (Tabla IV. 16). En general los estribos tienen menores separaciones cerca de los extremos de la viga y separaciones algo mayores en los tramos centrales. Aún así, como se observa en la Figura IV. 68,

aproximadamente la mitad de las secciones de estos proyectos no cumplen con la separación máxima, y por tanto, estarían mal dimensionados.

Tabla IV. 16. Separación de estribos según datos de calas en proyectos de intervención.

Ref. Viga	S proy	S norma
CV_3,75-84C-V	30	37
CV_5,2-84C-V	26	7
CV_3,5 ^a -85 ^a -V	17	36
CV_4,5-85A -V	20	11
CV_3,5b-85A -V	20	38
CV_4,5 ^a -85A -V	20	11
CV_3-85A -V	20	43
CV_3,75-84C-A	30	20
CV_6,6-84C-A	26	7
CV_6,6-84C-A	0	7
CV_6,6 ^a -84C-A	28	25
CV_6,6b-84C-A	23	25
CV_3,5-85A -A	17	18
CV_4,5-85A -A	19	11
CV_3,5b-85A-A	17,5	20
CV_4,5 ^a -85A -A	21	11
CV_3-85A-A	18	24

No obstante, como ya se ha comentado, el doblado de parte de la armadura longitudinal era una práctica muy extendida. Este diseño de la viga permitía absorber la parte de cortante que el hormigón y/o los estribos no alcanzaban. La *Tabla IV. 17* recoge los cálculos de cortante en el supuesto que éste sea absorbido por las armaduras levantadas y el hormigón. A partir de la ecuación *Ec. IV. 14* se ha calculado la tensión tangencial unitaria, " τ ", de cada una de las vigas. En los casos en que la tensión tangencial es mayor o igual de 4 kg/cm², las vigas necesitan de armadura de cortante, que se indica con " $Av \neq 0$ " en color rojo. El resto de vigas, donde aparece " $Av = 0$ ", significa que por cálculo no sería necesaria ninguna

armadura de cortante. La última columna (*Arm. Levantada*) detalla el número de barras y el diámetro de éstas necesarias por cálculo.

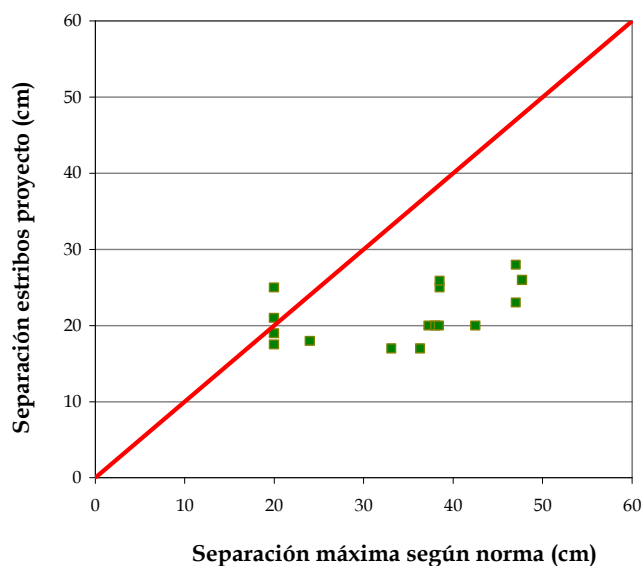


Figura IV. 68. Relación entre la separación de estribos real y la separación fijada en la norma.

Tabla IV. 17. Cálculo de cortante en vigas.

Ref. Viga	A _{s1} Centro de vano	Norma		
		τ (kg/cm ²)	A _v ⁽¹⁾	Arm. Levantada
CV_3,9-73C	7Ø14	4,35	Av ≠0	4 Ø 14
CV_5,9-75C	7Ø14+4Ø18	4,50	Av ≠0	4 Ø 14
CV_4,7-75C	6Ø14+4Ø16	3,94	Av =0	
CV_4,5-75C	4Ø12+2Ø14	4,20	Av ≠0	4 Ø 12
CV_3,8-75C	6Ø10	3,64	Av =0	
CV_3,4b-75C	5Ø10	3,66	Av =0	
CV_3,6-75C	4Ø12+2Ø14	2,23	Av =0	
CV_2,6-75C	6Ø10	2,75	Av =0	
CV_1,9-75C	6Ø10	1,87	Av =0	
CV_6,8-77 ^a	3Ø16+3Ø18+3Ø20	4,87	Av ≠0	5 Ø 16

CV_6,2-77 ^a	6Ø16+3Ø20	3,56	Av =0	
CV_5,8-77 ^a	6Ø16+3Ø20	0,00	Av =0	
CV_5,2-77 ^a	6Ø16+3Ø20	4,41	Av ≠0	4 Ø 16
CV_4,7-77 ^a	3Ø14+2Ø16+3Ø18	2,94	Av =0	
CV_4,6-77 ^a	3Ø14+2Ø16+3Ø18	3,11	Av =0	
CV_4-77 ^a	4Ø12+2Ø14	3,29	Av =0	
CV_3,5-77 ^a	4Ø12+2Ø14	2,00	Av =0	
CV_3-77 ^a	6Ø10	2,94	Av =0	
CV_2,3-77 ^a	6Ø10	2,15	Av =0	
CV_1,5-77 ^a	6Ø10	2,69	Av =0	
CV_2,9-83 ^a	4Ø14	0,00	Av =0	
CV_5,3_100C	5Ø16	2,90	Av =0	
CV_4,15_100C	2Ø14+2Ø16	4,46	Av ≠0	4 Ø 14
CV_3,9_100C	3Ø16	3,25	Av =0	
CV_3,6_100C	2Ø14+2Ø16	1,88	Av =0	
CV_2,4_100C	1Ø12+2Ø14	1,95	Av =0	
CV_1,9_100C	3Ø10	4,01	Av ≠0	3 Ø 10
CV_2,8-101C	2Ø14+2Ø16	2,83	Av =0	
CV_3,3-101C	3Ø16	2,97	Av =0	
CV_4,2-101C	2Ø14+2Ø16	1,57	Av =0	
CV_3,2-101C	4Ø16	5,22	Av ≠0	4 Ø 16
CV_3,4-101C	4Ø16	4,23	Av ≠0	3 Ø 16
CV_4,3-101C	2Ø14+4Ø16	2,53	Av =0	
CV_2,6-101C	2Ø14+2Ø16	6,77	Av ≠0	4 Ø 14
CV_3,2-103C	4Ø14	3,02	Av =0	
CV_4,0-103C	4Ø16	5,39	Av ≠0	4 Ø 16
CV_4,1-103C	4Ø18	5,15	Av ≠0	4 Ø 18
CV_4,2-103C	4Ø18	6,04	Av ≠0	5 Ø 18
CV_4,5-103C	4Ø20	5,87	Av ≠0	5 Ø 20
CV_4,7-103C	4Ø20	4,00	Av =0	
CV_5,5-106C	6Ø18	2,51	Av =0	
CV_4,5-106C	6Ø16	2,63	Av =0	
CV_5,0-106C	6Ø14	2,33	Av =0	
CV_4-116C	4Ø12+2Ø14	4,88	Av ≠0	4 Ø 12

CV_4 ^a -116C	5Ø12	3,29	Av =0	
CV_4,7-116C	5Ø12	3,33	Av =0	
CV_3,9-116C	5Ø12	1,27	Av =0	
CV_5,1-116C	5Ø12	2,26	Av =0	
CV_4,9-116C	5Ø12	1,96	Av =0	
CV_3,55-116C	5Ø12	3,74	Av =0	
CV_6,2-118C	2Ø14+3Ø16	4,90	Av ≠0	4 Ø 16

⁽¹⁾ Av Indica si es necesaria o no por cálculo armadura de cortante. (Av =0 no es necesaria y Av≠ 0 necesita armadura de cortante, en este caso barras levantadas)

Aproximadamente el 75% de vigas analizadas (*Tabla IV. 17*) no necesitan armadura de cortante, es decir, la tensión tangencial unitaria es menor de 4 kg/cm². En prácticamente todos estos casos la sección de hormigón por si sola resiste el esfuerzo de corte. El 30% restante necesita de armado de cortante que bien podía ser estribos o barras levantadas. En la mayoría de casos donde se necesita armadura de cortante, existe la posibilidad de absorber el cortante sólo doblando algunas o todas las barras longitudinales sin necesidad de colocar estribos, dado que todas las vigas tienen un área de armadura longitudinal mayor que la necesaria para absorber el correspondiente cortante.

En definitiva, a la vista de la escasa información con respecto a la armadura de esfuerzo cortante en vigas en la mayoría de proyectos (un 75%), parece ser que los técnicos confiaban en la sección de de hormigón o en el doblado de parte de la armadura longitudinal para resistir el esfuerzo cortante.

– Pilares

Según la norma, la comprobación de cortante para pilares era más sencilla que para vigas. Sólo era necesario asegurarse de no superar una separación máxima de estribos y procurar que el diámetro mínimo fuese de 5 mm. La separación tenía que ser la menor dimensión de 12 veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa o el canto del pilar. En el mismo porcentaje que para las vigas (un 75%), los proyectos no detallan la armadura de cortante en pilares. En sólo un 5% de los proyectos definen la armadura transversal con diámetros de 5

mm separados doce veces el diámetro. En el resto de proyectos en los que hay algo de información la armadura de cortante viene expresada como un porcentaje de la armadura longitudinal, un 10%-15% (ficha-83ª.014; fichas: 100C.008, 75C.007, 77ª.022) (Figura IV. 69; Figura IV. 70), o descrita de forma detallada como kilos de hierro en la medición del presupuesto por partidas. (Figura IV. 71)

REDONDO EN PILARES

66 ϕ de 18 x 6'40m. (Planta baja con anclajes)	844'8 Kg
48 " " 16 x " " " " " "	485'3 "
44 " " 14 x " " " " " "	340'7 "
40 " " 18 x 4'00m. pisos	320'0 "
44 " " 16 x " " " " " "	278'0 "
236 " " 14 x " " " " " "	1142'2 "
268 " " 12 x " " " " " "	954'0 "
304 " " 10 x " " " " " "	753'9 "
148 " " 10 x 3'40m. última planta	311'9 "
	5430'8 "
Redondo de 57m. para estribos el 15%	814'6 "
TOTAL	6245'4 Kg

Figura IV. 69. Cantidad de kilos de hierro en pilares. Edificio ficha 100C.008,1949.

RESUMEN

Hierro en forjados	10.845,43 kgs.
> en jácenas	9.440,25 ,
> en pilares	5.023,80 ,
> en estribos	3.250,-- ,
>	,
>	,
>	,
TOTAL	28.559,43 ,

Figura IV. 70. Resumen de la Hoja de cupo del Hierro, Edificio ficha 77C.022, 1949.

Ml. de pilar de hormigón de 25 x 30 con 4 g de 16 y estribos.			
Hormigón a 300 Kg. - - - -	0,075 M3. a	89,--	6 67
Barras para el armado - - -	6,36 Kg. "	0,95	6 04
Estribos - - - - -	0,90 " "	1,09	0 98
Encofrado 25 % de su valor - - - - -			9 --
Mano de obra Oficial - - - -	0,25 h. "	2,05	0 51
" " Peón - - - - -	1,-- " "	1,60	1 60

Figura IV. 71. Desglose del presupuesto de ejecución de un pilar.
Edificio 73C.010, 1941.

La Tabla IV. 18 recoge la información necesaria para analizar si la cantidad de estribos especificados en proyecto cumplía con los mínimos establecidos en la norma. Dado que en la mayoría de proyectos la información que se detalla sobre la armadura de cortante son los kilos de hierro, "Ast", en función de un porcentaje del peso de la armadura longitudinal, se ha calculado el número aproximado de estribos por metro lineal a los que correspondería esa cantidad de kilos y la separación a la que estarían situados si se distribuyen uniformemente. La última columna de la tabla señala la máxima distancia entre estribos de pilares permitida por la norma. Los valores que aparecen en rojo son aquellos cuya separación en proyecto supera a la máxima permitida por la norma. Como se observa en esta tabla y en la Figura IV. 72 en más del 70% de los casos la separación estimada en los proyectos es superior a la máxima definida por la norma, y en consecuencia los estribos serían insuficientes.

Tabla IV. 18. Estribos en pilares (por metro lineal).

Ref. Pilar	As ⁽¹⁾ (kg)	Arm. transversal			Norma
		Ast ⁽¹¹⁾ (kg)	%	S proy (cm)	s (cm)
Pb-75C	4,00	0,37	9	62	22
P3-75C	3,55	0,33	9	51	14
P5-75C	3,55	0,33	9	42	14
Pbint-75C	9,86	0,91	9	25	24
P3int-75C	4,83	0,44	9	37	17
P5int-75C	3,55	0,33	9	42	14
Pbint_77 ^a	9,86	1,27	13	16	14

P2int_77^a	6,31	0,81	13	21	19
P3int_77^a	3,55	0,46	13	37	14
PB_77^a	7,99	1,03	13	16	22
P2_77^a	4,83	0,62	13	27	17
P3_77^a	3,55	0,46	13	37	14
Pbint_100C	7,99	1,20	15	19	22
P4int_100C	3,55	0,53	15	31	14
P7int_100C	2,47	0,37	15	45	12
Pb_100C	4,83	0,73	15	27	17
P4_100C	3,55	0,53	15	31	14
P7_100C	2,47	0,37	15	45	12
Pb-intB_103C	12,63	1,45	11	18	19
P4-intB_103C	7,99	0,93	12	20	22
P7-intB_103C	9,47	0,80	8	17	19
Pb-E_103C	9,47	1,28	14	18	19
P3-E_103C	7,99	0,93	12	20	22
P6-E_103C	4,83	0,92	19	15	17
Pb-int-106C	6,31	0,63	10	26	19
P2-int-106C	4,83	0,48	10	34	17
P4-int-106C	4,83	0,48	10	34	17
Pb-106C	6,31	0,63	10	26	19
P2-106C	4,83	0,48	10	34	17
P4-106C	4,83	0,48	10	34	17
Rpsot_int-85A	9,86	1,64	17	14	24
Rp2_int-85A	7,99	0,62	8	27	22
Rp3_int-85A	7,99	0,68	8	27	22
Rp4_int-85A	7,99	0,62	8	27	22
Rp5_int-85A	7,99	0,62	8	27	22
Rp5a_int-85A	4,83	0,62	13	27	17
Rp1_ext	7,99	0,62	8	27	22

⁽ⁱ⁾ Los kilos de armadura son el producto de la densidad del hierro laminado que aportaba la norma de 1941 (7850 kg/m³) por el área de armadura

⁽ⁱⁱ⁾ Para el cálculo del peso del estribo se ha estimado que el diámetro era de 5 mm

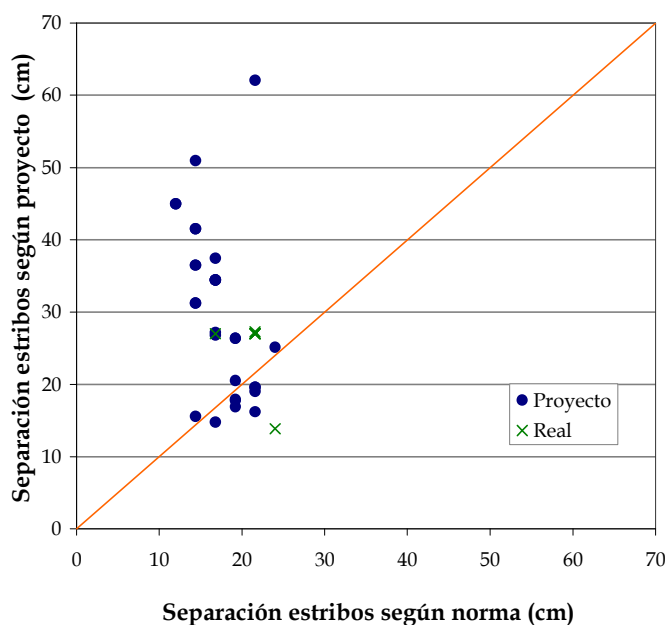


Figura IV. 72. Relación entre la separación de estribos según la norma y según proyecto.

2.1.1.e Anclaje y empalmes.

En los proyectos no se definen ni anclajes ni empalmes. No obstante, normalmente los proyectos promovidos por entidades públicas incorporan en su pliego de condiciones las definiciones de anclajes y empalmes de la Instrucción de 1939. Además, de las conversaciones mantenidas con los técnicos, se deduce que era una práctica habitual el terminar en gancho las armaduras (*Estellés, 2010; Contel, 2011; Molina, 2011*), indistintamente para anclajes y empalmes en vigas y pilares. La norma sólo definía para los anclajes el dispositivo de terminación; no exigía ninguna longitud previa de anclaje. Aunque no se calculaban las longitudes, “las armaduras longitudinales de las vigas pasaban del pilar y el anclaje se hacía siempre holgado⁸¹” (*Estellés, 2010*).

⁸¹ Se procuraba que el anclaje de las vigas en los nudos sobrepasara el pilar, evitando así la congestión de barras en el nudo. (*Molina, 2011*)

Este dispositivo de terminación era el requisito que se exigía en la norma del 41 para los anclajes, aunque esta tradición constructiva, descrita en los manuales de principio de siglo (Zafra, 1911; Esselborn, 1923; Rebolledo, 1910) (Figura IV. 73), ya se llevaba utilizando desde principios de siglo como demuestran las catas practicadas en edificios construidos antes de la década de los cuarenta (Figura IV. 75).

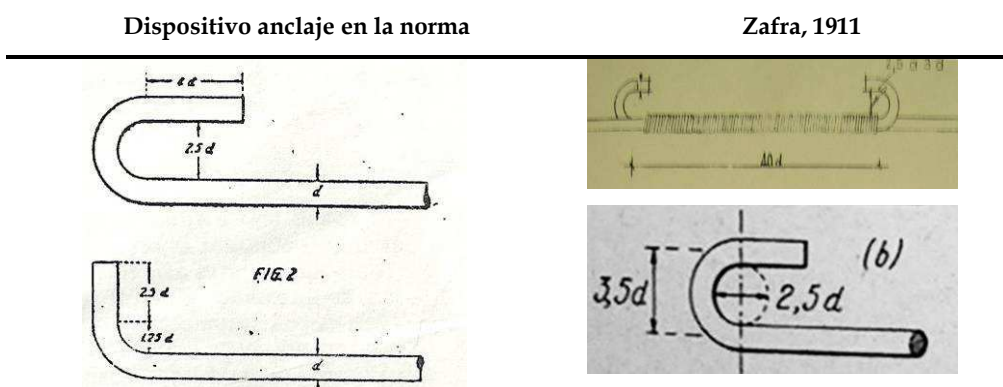


Figura IV. 73. Detalle de empalme y anclaje,

Según la norma, en el empalme por solape la terminación era también con gancho, pero atando ambas barras con alambre en una longitud 40 diámetros como mínimo (Figura IV. 73). Este requisito coincide con los criterios indicados en el libro de Adolfo Peña (Peña, 1933).



Figura IV. 74. Anclaje de armadura de negativo en vigas, 1931. (Intemac)



Figura IV. 75. Anclaje de armadura de negativo en vigas, 1931.
(Intemac)

En el proyecto 75C.007, en la hoja del cupo de hierro se señala que la longitud de las barras de los pilares son de 4 m. Dado que la altura libre de pilar es de 3 m, si se tiene en cuenta que el canto del forjado es de 20 cm⁸², entonces la longitud de empalme es de 80 cm. Si a esta longitud se le descuenta la longitud de 13 cm, para formar el gancho de terminación normalizado⁸³ aún quedaría una longitud de empalme superior a 50 cm, respetando así la longitud propuesta por la norma de 1941 que fijaba la longitud de empalme entre 50 y 70 cm (Figura IV. 76).

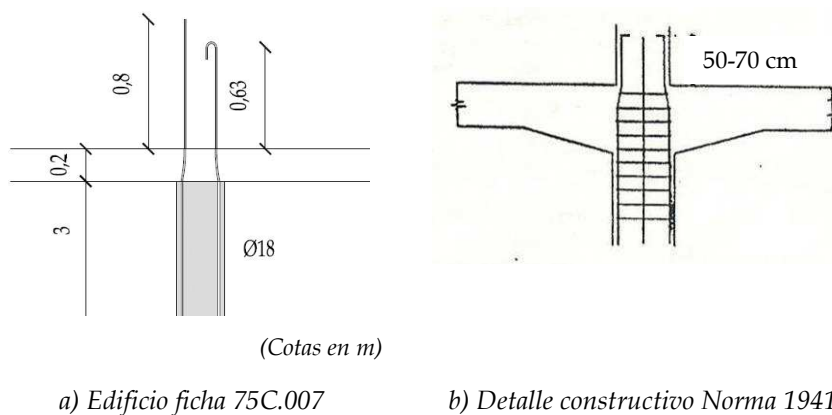


Figura IV. 76. Detalle de empalme por solape en pilar.

⁸² En muchos proyectos analizados es el canto que aparece reflejado en los planos.

⁸³ El gancho normalizado medía 4ϕ para el tramo recto más $2,5\phi$ de doblado. Dado que la barra más gruesa en este proyecto es un $\phi 18$ se necesita un total de 12,6 cm.

2.1.2. EJECUCIÓN Y CONTROL.

Desde el final de la Guerra Civil hasta principios de la década de los sesenta, la construcción de edificios residenciales era un trabajo artesanal. No fue hasta el final de la autarquía (principios de los sesenta) cuando se empezó a modernizar el sector de la construcción, utilizando maquinaria en las obras de edificación. Hasta entonces, el amasado se hacía a mano (*cfr. CAP IV.2.1.2.c*), la compactación con barra, la medición con capazos y el control de resistencia con un martillo (*cfr. CAP IV. 2.1.2.d*).

“Hasta la década de los 60 el medio de transporte más usual era el carro. En el edificio de la esquina de la calle Játiva, se vaciaron los sótanos con carros”, (*Fotografía IV. 1*) (*Viñals, 2011*).



Fotografía IV. 1. Edificio esquina C/ Xativa con C/Colón. 1964.

2.1.2.a Materiales

– Cemento

Para De la Peña el cemento de fraguado lento era el más adecuado para las operaciones en la mayoría de obras (*De la Peña, 1955*). Este cemento, que en la norma recibía el nombre de ordinario, fue el más usual en edificación, más que el

supercemento, cemento de rápido endurecimiento por estar más finamente molido. Según el pliego de condiciones vigente en la década de los cincuenta, la resistencia a compresión del cemento ordinario debía de ser mayor de 280 kg/cm². Resistencia que cumplían de sobra todos los cementos españoles ensayados por la Escuela de Caminos en el año 1954 (Figura IV. 77).

CUADRO NUM. 31
ANÁLISIS DE CEMENTO PORTLAND EFECTUADOS EN EL LABORATORIO DE LA ESCUELA DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Número del análisis	Estabilidad de galletas en agua caliente a veinticuatro horas	FRAGUADO			Resistencia mortero a 7 días kg/cm ² 600 grs. cemento 1 litro de arena del Manzanares		Resistencia mortero a 28 días kg/cm ² 600 grs. cemento 1 litro de arena del Manzanares	
		Principio	Fin	Duración	Tracción media	Compresión media	Tracción media	Compresión media
1	Sin novedad.....	3 H 50	6 H 20	2 H 30	33,2	478	34,3	502
2	» »	1 H 50	3 H 50	2 H —	30,6	424	37,1	515
3	» »	1 H 35	2 H 50	1 H 15	27,5	430	29,2	537
4	» »	3 H 35	5 H 05	1 H 30	26,8	346	33,5	501
5	» »	3 H 50	6 H 35	2 H 45	27,5	393	33,7	496
(1) 6	» »	2 H 35	5 H 20	2 H 45	27,0	403	34,4	523
7	» »	4 H 5	6 H 20	2 H 15	29,4	385	34,2	474
8	» »	3 H 15	5 H 15	2 H —	27,7	524	31,6	560
9	» »	4 H 15	6 H 30	2 H 15	27,0	340	34,2	463
10	» »	3 H 50	6 H 35	2 H 45	26,3	377	32,0	477
11	» »	2 H 20	4 H 50	2 H 30	19,4	298	24,3	376
12	» »	3 H 50	6 H 50	3 H —	24,4	300	26,7	394
13	» »	4 H 35	5 H 50	1 H 15	34,5	508	40,5	664
14	» »	3 H 05	4 H 35	1 H 30	29,4	446	33,0	549
15	» »	4 H 45	8 H —	3 H 15	24,9	369	35,2	486
16	» »	3 H 05	4 H 50	1 H 45	30,8	455	37,5	458
17	» »	3 H 20	4 H 35	1 H 15	32,8	484	35,5	603
18	» »	3 H 45	5 H —	1 H 15	27,1	379	30,9	450
19	» »	5 H 35	7 H 35	2 H —	32,4	493	38,2	594
20	» »	4 H 35	7 H 05	2 H 30	26,0	359	31,8	483
21	» »	3 H 30	5 H 30	2 H —	24,3	327	31,5	399
22	» »	4 H —	5 H 45	1 H 45	25,6	357	29,9	449
23	» »	3 H —	4 H 45	1 H 45	29,4	456	32,8	557
24	» »	3 H 10	6 H 25	3 H 15	34,9	466	35,3	527
25	» »	4 H 10	6 H 40	2 H 30	28,1	379	32,1	452
26	» »	3 H 35	5 H 20	1 H 45	32,8	417	33,6	495
27	» »	3 H 15	7 H 15	4 H 00	25,6	366	29,4	478
28	» »	3 H 15	5 H —	1 H 45	35,6	448	39,8	603
29	» »	3 H 20	6 H 35	3 H 15	29,1	337	30,6	433
30	» »	4 H 05	5 H 05	1 H —	21,6	234	30,4	322
Medias.....					28,39	399	33,10	497
Medias año 1953.....					26,84	383	31,42	476

(1) Cemento portland de alto horno.

PLIEGO DE CONDICIONES VIGENTE

Cemento portland: Tracción.....	7 días, 19 kg/cm ²	Compresión.....	7 días 190 kg/cm ²
	28 » 23,5 » »		28 » 280 » »
Supercemento: Tracción.....	7 días, 30 kg/cm ²	Compresión.....	7 días 350 kg/cm ²
	28 » 38 » »		28 » 450 » »

Figura IV. 77. Resultado de ensayo de cementos, publicado en la Memoria de la Industria del Cemento de 1954.

Los fabricantes de cemento denominaban a los cementos ordinarios por el nombre de *cemento pórtland*, mientras que los supercementos eran conocidos con este mismo nombre. Aunque fábricas cercanas a Valencia, como la “Compañía Valenciana de Cementos Pórtland. S.A” situada en Buñol desde 1922, confeccionaban cementos distintos al cemento ordinario, como el puzolánico, el blanco o el de alto horno, para la realización de la estructura el cemento que se solicitaba era el cemento pórtland puro. El de la fábrica de Buñol, denominado *cemento pórtland Raff*, fue el más vendido en la zona de Valencia durante la década de los cincuenta

(Figura IV. 79). Para los pórticos los constructores tenían preferencia por el cemento Raff (Figura IV. 79) antes que el de Burjasot. Este último era más utilizado para cimentaciones y losas, dado que era de menor calidad (Estellés, 2010; Hernández, 2011; Viñals, 2011; Molina, 2011; Soler, 2011).

“El cemento era flojo y escaso. Para el cemento y hierro había cupos⁸⁴ y aunque se recibían no se sabía cuando. Por tanto, el constructor debía buscar materiales donde podía.” (Hernández, 2011).

“...el cemento era escaso y estaba racionado. Para conseguir el cemento salían los encargados a la carretera para parar a los camiones que venía de Buñol y pagando al chofer para que fuese a descargar a la obra más quilos de los que tocaba.” (Bazán, 2011).



Figura IV. 78. Escudos de algunas de las marcas más vendidas en la provincia de Valencia.

El escaso uso de cementos con adiciones antes de la década de los setenta se debía en gran parte a la poca confianza que les merecía a los técnicos (López, 2011). De la Peña consideraba que “las adiciones (polvo de piedra, tierra de diatomeas, cal apagada, arcillas, etc) empeoran la resistencia de los hormigones bien proporcionados, porque exigen un suplemento de agua para obtener la misma consistencia. Los aditivos también conseguían el mismo resultado, bajar la resistencia del hormigón” (De la Peña, 1955).

⁸⁴ La empresa COMAC tenía como objetivo la distribución racional del cemento (López, 2011) para obras de prioridad.

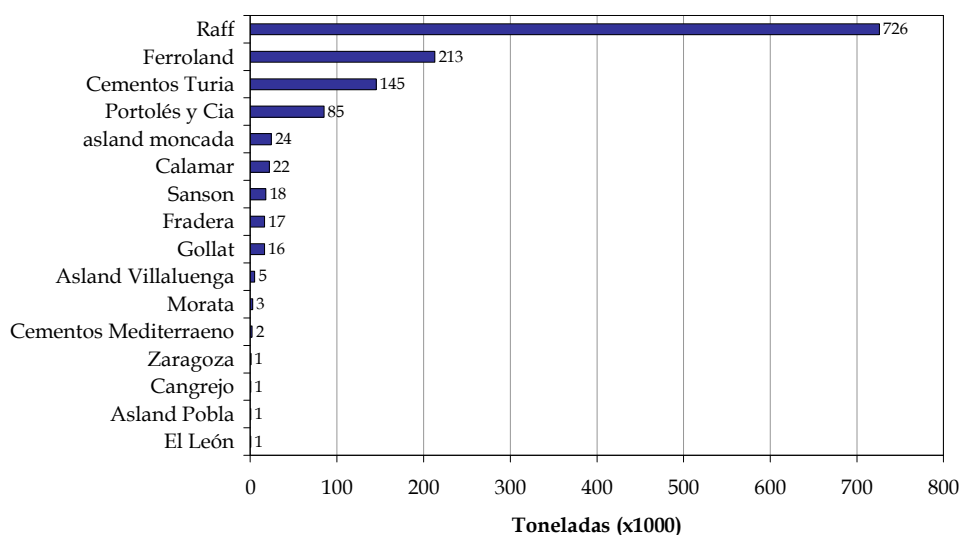


Figura IV. 79. Ventas de cemento pórtland en la Provincia de Valencia entre 1951-1961

Los hormigones con aditivos⁸⁵ se fabricaban desde la década de los cincuenta. No obstante, en España no se usó en obras de edificación, hasta la llegada del hormigón preparado⁸⁶ (López, 2011). El hormigón confeccionado en obra no llevaba aditivos. Los primeros aditivos en usarse para el hormigón suministrado de central fueron los derivados del lignosulfonato⁸⁷, que se usaba como plastificante (Alonso, 2011).

– Armaduras

Con la escasez de hierro, consecuencia de la Guerra Civil, el acero utilizado en las estructuras de hormigón armado podía proceder de fábricas, que garantizaban la calidad del producto, o se podía comprar de estraperlo, en cuyo caso no se poseía demasiadas garantías sobre la idoneidad del producto. El ensayo

⁸⁵ Según Miguel Alonso, el azúcar y el cloruro cálcico se utilizaban como aditivos antes de la década de los cuarenta. El azúcar se utilizaba como retardante, ya desde la época romana. El cloruro cálcico como acelerante, más utilizado en casos donde había riesgo de congelación.

⁸⁶ El hormigón preparado desde centrales no fue habitual en España hasta mediados de la década de los sesenta (Alonso, 2011; Martínez, 2011).

practicado para controlar la calidad del acero llegado a obra era doblar las barras 180° verificando que no se producían grietas (*Figura IV. 80*). Pero, aunque se descartara alguna barra por no cumplir dichas condiciones de doblado, existía una alta probabilidad de que acabara colocada en la obra (*Hernández y Viñals 2011*).

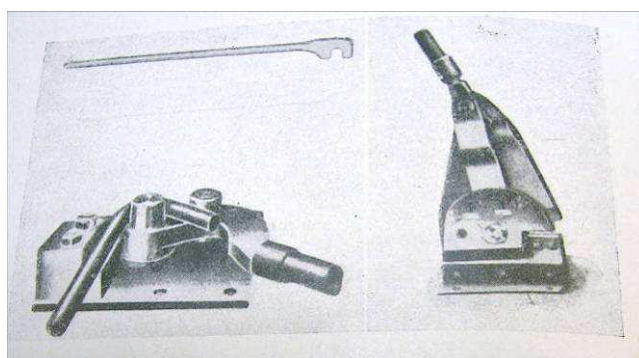


Figura IV. 80. Aparato para doblar armaduras, (Palomar, 1934).

Los altos hornos fabricaban acero de buena calidad, pero era más caro que el que se podía comprar de estraperlo, en bares, tabernas o puestos ambulantes, que también fabricaban los mismos altos hornos, pero sin ofrecer las mismas garantías (*Estellés, 2010*).

“Lo más usual era el hierro vulgar, también existía el relaminado que alguna vez te la colaba, pero no era habitual”. (*Hernández, 2011*).

En la mayoría de proyectos la única información que dan sobre los aceros es la tensión admisible del acero de 1200 kg/cm². No detallan nada sobre la forma de la barra, aunque desde las primeras patentes con el hormigón armado los perfiles circulares eran los más abundantes y los que mejor adherencia tenían con el hormigón (*Zafra, 1911*). No obstante, en los primeros manuales (*Marv, 1902, Ribera, 1902*) (*Figura IV. 82*), e incluso en la Instrucción de 1939, dejaban abierta la posibilidad de utilizar pletinas o perfiles⁸⁸. Este tipo de armadura llego incluso a

⁸⁷ El lignosulfonato es un aditivo derivado de la fabricación del papel. En 1969, accionistas de Prebetong dedicados a la fábrica de papel Curtex, aprovechan un subproducto de la madera que se convirtio en plastificante par reducir la cantidad de agua y plastificar la masa.

⁸⁸ En el artículo 14 de la Instrucción de 1939 se indicaba que si se utilizaban pletinas, perfiles o secciones de este estilo serían necesarios envolverlos con alambre para mejorar su adherencia.

utilizarse en algunos forjados de edificación, donde las barras son sustituidas por piquetas (Figura IV. 83).

Vicente Chauona Escuder	C. Nueva Alforaya, 5 B. Cuimadet	Fundición hierro 1 cubilete 115 cu
Mudrici Cañera Ocaris	S. José de la Vega, 17-18ao	Baller fundic. hierro 1 cubilete 155 (du? uota del ap. 37 50%)
José Souquet Alabau	F. Salvador, 1 y 3.	Baller fundición hierro 1 cubilete 215 cu
Encarnación Ana Sta. Elena	Simonedá 13	Baller fundición hierro 1 cubo 72 du? 1150
Herederos de Vicente Domingo	Crucesca 24	Baller fund. hierro dor cub. 340 du?
Hijos de Vicente Ferrer	Crucesca 12	Fund. hierro 1 cub. 320 du?
Cayetano López Pariente	Crucesca 5 y 7	Baller fund. hierro 1 cub. 507.

Figura IV. 81. Varias empresas de fundición en la ciudad de Valencia.
Memoria de la Cámara de Comercio, 1942.

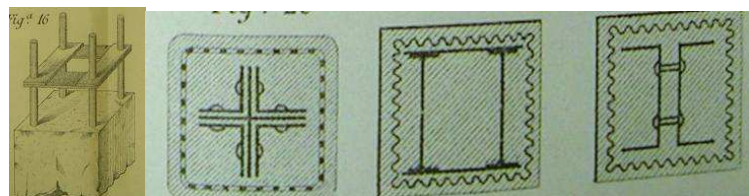


Figura IV. 82. Secciones de pilares con perfiles y pletinas. Marvó,
1902



Figura IV. 83. Piqueta para el armado de negativos en forjado. Edificio 104C.006, 1942

2.1.2.b Dosificación

Según norma, las cantidades de arena y grava eran fijas para cualquier pieza que se fuera a hormigonar (Tabla IV. 19), y por tanto no era necesario especificar la cantidad en los proyectos. Normalmente los constructores de la ciudad de Valencia extraían los áridos del río⁸⁹ (Estellés, 2010). Las cantidades de agua y cemento variaban en función del tipo de elemento que se iba a hormigonar. Según la norma, la definición de la dosificación del hormigón para vigas y pilares (Tabla IV. 19: "obras corrientes") fijaba el contenido de cemento entre 300 y 350 kg/m³ y 220 litros de agua para obtener una consistencia plástica. Aunque permitía que la consistencia, para las piezas con mayor concentración de barras, variara de plástica a blanda. Para conseguir pasar a una consistencia más blanda, según el apartado 4º del 2 artículo de la norma, se proponía aumentar la cantidad de agua:

"Con las cantidades de agua antes indicadas (Tabla IV. 19) se obtienen hormigones plásticos. Una cantidad menor nos da los secos, y una adición, los fluidos" (DGA, 1941)

⁸⁹ Según Estellés (Estellés, 2010), cada constructor tenía asignada (de forma verbal) una zona del río para la extracción de áridos.

dando pie a la posible interpretación que el añadir más agua a la mezcla no repercutía en el hormigón con una bajada de la resistencia⁹⁰, aunque ya existían autores que habían estudiado la influencia de la relación agua/cemento (A/C) en la resistencia del hormigón,

En obra se tenían conciencia de que también se podía variar la consistencia de la masa para favorecer la ejecución, pero siempre evitando la consistencia fluida, prohibida también en la norma de 1941:

“Según la pieza a hormigonar interesaba una pasta más o menos densa, descartando siempre la pasta fluida, aunque esto sólo se podía garantizar si estabas delante” (Hernández, 2011).

Tabla IV. 19. Dosificación del hormigón según la norma de 1941

	Cemento (kg)	Arena (l)	Grava (l)	Agua (l)	
Macizos a compresión / cimentación	150-200			250	plástica
	250			220	
Obras corrientes	300-350	400-500	800-900	220	plástica
Elementos grandes luces, depósitos, etc.	350-400			200	plástica

El volumen de arena y grava que plantea la norma coincide con las cantidades propuestas en las primeras normas europeas (*cfr. CAP-III.2.2.a*). Las cantidades de arena y grava aparecen en muy pocos proyectos consultados y las cantidades que figuran en éstos están dentro de los límites permitidos en la norma, es decir, la arena alrededor de 0,4 m³ y la grava de 0,8 m³. En cambio, en más del 60% de los proyectos analizados el contenido mínimo de cemento para las vigas y pilares se fija en 350 kg/m³, en el resto de proyectos se fija en 300 kg/m³. No obstante en la obra, los aparejadores manejaban dosificaciones que variaban en función del tipo de elemento que se iba a hormigonar. Así, por ejemplo, el Arquitecto Técnico *Viñals Goerlich (Viñals, 2011)* en obra utilizaba las dosificaciones

⁹⁰ Si a este artículo se le suma el hecho de que la norma considera que la resistencia de cálculo del hormigón para vigas es igual a 40 kg/cm² y para pilares varía sólo en función de la planta en la que se encuentra el pilar (*cfr. CAPIV-2.1.1.a*).

propuestas en la tabla⁹¹ de la *Figura IV. 84*. En ella se resumen las cantidades de cada componente, en sacos, capazos o m³, en función del tipo de pieza que se fuera a hormigonar. En el encabezado de cada dosificación aparece la relación entre los componentes (para pilares y vigas fijan la dosificación de 1:1,75:3,5).

EMPLEO	HORMIGON DE 400 Kg. ~ DOSIFICACION 1:1,5:3										
	CANTIDAD HORMIGON M ³	CEMENTO				ARENA		GRAVA		AGUA	
		SACOS	CAPAZOS	M ³	Kg.	CAPAZOS	M ³	CAPAZOS	M ³	LITROS	POZALES
PILARES BRJOS	1	8	24	0,285	400	36	0,428	72	0,856	220	
	0,125	1	3	0,035	50	4,5	0,053	9	0,107	27,5	
JACENAS Y PILARES ALTOS	HORMIGON DE 350 Kg. ~ DOSIFICACION 1:1,75:3,5										
	1	7	21	0,250	350	36,75	0,429	73,50	0,853	220	
	0,143	1	3	0,031	50	5,25	0,061	10,50	0,121	31	
PLANCHES	HORMIGON DE 300 Kg. ~ DOSIFICACION 1:2:4										
	1	6	18	0,214	300	36	0,430	72	0,851	220	
	0,166	1	3	0,038	50	6	0,071	12	0,142	37	
EN MURO SOTANO	HORMIGON DE 250 Kg. ~ DOSIFICACION 1:2,5:5										
	1	5	15	0,178	250	37,5	0,448	75	0,895	220	
	0,200	1	3	0,036	50	7,5	0,089	15	0,179	44	
CIMENTOS RICOS	HORMIGON DE 225 Kg. ~ DOSIFICACION 1:3:6										
	1	4,5	13,6	0,161	225	40,5	0,480	81	0,967	235	
	0,222	1	3	0,035	50	9	0,106	18	0,213	52	
CIMENTOS POBRES	HORMIGON DE 150 Kg. ~ DOSIFICACION 1:4:8										
	1	3	9	0,107	150	36	0,430	72	0,851	250	
	0,333	1	3	0,035	50	12	0,143	24	0,283	83	

Figura IV. 84. Tabla de dosificaciones. Viñals Goerlich, 1950.

No obstante, estas dosificaciones no coinciden exactamente con las proporciones sencillas de los primeros tratados (*Soroa y Castro, 1907*), aunque las dosificaciones que se proponen en la tabla están dentro de los límites propuestos en los manuales (varían de hormigones pobres con dosificación 1:3:6 a hormigones ricos con una relación de 1:2:4). En cualquier caso, la dosificación en volumen de los áridos y del agua y en peso del cemento propuesta en dicha tabla se ajusta a los límites fijados en la norma.

⁹¹ La tabla está elaborada a partir de las indicaciones recibidas durante la carrera.

De todas las unidades de medida que aparecen en la tabla de la *Figura IV. 84* la más práctica en obra eran los capazos. Para obtener las dosificaciones, con esta unidad, se manejaba la densidad aparente. No obstante, en dicha tabla se ha considerado que la misma densidad para el cemento y los áridos tienen, igual a $1,4 \text{ T/m}^3$. La densidad aparente del cemento está en torno a $1,1 \text{ T/m}^3$, mientras que la densidad aparente de los áridos⁹², según Zafra (*Zafra, 1923*), es aproximadamente $1,6 \text{ T/m}^3$. Por tanto, como muestra la *Tabla IV. 20* cuando se calculan los kilos de árido y cemento correspondientes a los capazos propuestos en la tabla de la *Figura IV. 84*, resultan hormigones que pesan aproximadamente 2400 kg/m^3 .

Tabla IV. 20. Número de capazos para hormigón en obras corrientes con una dosificación 1:1,75:3,5.

Para una densidad de: (T/m^3)	En volumen (capazos)			En peso (kg)			Agua	kg/m^3
	Cem.	Arena	Grava	C ⁽¹⁾	A ⁽¹⁾	G		
$\gamma_{\text{cem}} = \gamma_{\text{árido}}$				350	601	1194	220	2365
	21	36,75	73,50				(A/C: 0,63)	
$\gamma_{\text{cem}} = 1,1$	(0,25 m ³)	(0,429m ³)	(0,853m ³)	275	686	1365	220	2546
$\gamma_{\text{árido}} = 1,6$							(A/C: 0,8)	

(¹) El volumen de un capazo se ha obtenido multiplicando los kilos por capazo por la densidad del cemento. El volumen de un capazo es aproximadamente igual a 11,6 litros para $\gamma_{\text{cem}} = 1,4 \text{ T/m}^3$, e igual a 15,15 litros para $\gamma_{\text{cem}} = 1,1 \text{ T/m}^3$.

(¹¹) Los kilos de árido se han obtenido multiplicando el volumen a que equivalen los capazos por la densidad del árido de $1,4 \text{ T/m}^3$, en el primer caso e igual a $1,6 \text{ T/m}^3$, en el segundo caso.

Sin embargo, teniendo en cuenta la densidad del cemento igual a $1,1 \text{ T/m}^3$, en vez de $1,4 \text{ T/m}^3$, e incorporando el volumen de cemento de $0,25 \text{ m}^3$ (21 capazos, según la *Figura IV. 84*) en realidad se estarían colocando 275 kg de cemento. Si se mantiene la cantidad de agua de 220 litros (*Tabla IV. 20*), la relación agua / cemento se incrementa hasta 0,8. Con este incremento de la relación agua cemento

⁹² Según Zafra (*Zafra, 1923*), la arena tiene un contenido medio de huecos del 43% y la grava del 38%. Por tanto, el porcentaje de huecos en los áridos suponen aproximadamente un 40% del volumen, de modo que la densidad específica del árido era igual a $1,6 \text{ T/m}^3$, es decir, un 60% de la densidad específica ($2,65 \text{ T/m}^3 \times 0,6 = 1,59 \text{ T/m}^3$).

se produce una bajada de la resistencia y un aumento considerable de la permeabilidad. No obstante, en la obra era el encargado del amasado el que decidía la cantidad de agua necesaria para conseguir la consistencia deseada (Bazán, 2011; Martínez, 2011), aunque se fijara una cantidad en litros

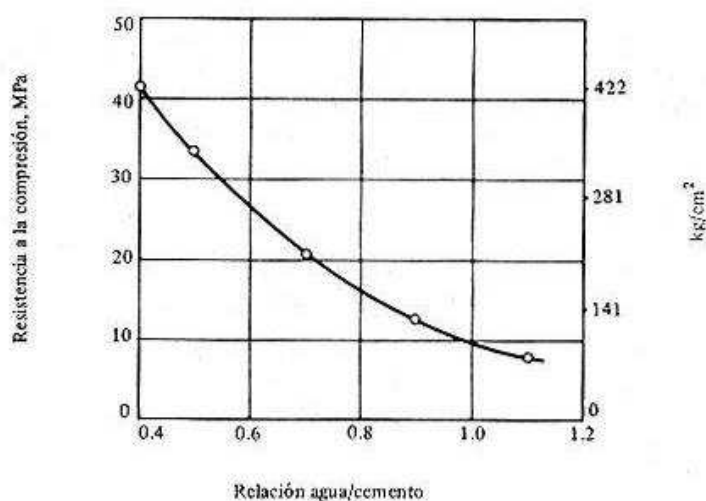


Figura IV. 85. Influencia sobre la resistencia de la relación A/C (Valcuende, 2000)

2.1.2.c Fabricación y Puesta en obra

_ Medida y Amasado

A principios del siglo XX la fabricación del hormigón se hacía a mano, con excepción de las construcciones de importancia con grandes volúmenes de hormigón (Rebolledo, 1910). Hasta la década de los 60 la única maquinaria que entraba en la gran mayoría de obras de edificación era los pequeños utensilios que manejaban los propios operarios. El amasado y la medición de los componentes se hacía a pie de obra.

A pesar de que ya en los primeros manuales de principio de siglo (Rebolledo, 1910; Esselborn, 1923; Peña, 1933) advertían de la heterogeneidad del hormigón al medir en volumen sus componentes, la norma de 1941 acepta la medición de los áridos en volumen. No obstante, el cemento se debía medir en peso. Aunque en realidad en la obra se utilizaba como unidad de medida el capazo, que era de

esparto en un principio. Por tanto era una medición en volumen, incluso para el cemento. El cemento se medía en kilos sólo en el caso de que la cantidad de cemento coincidiese con el contenido de un saco o múltiplos de éste. Tres capazos equivalían a un saco de cemento, de 50 kg (Viñals, 2011). Para medir el agua se hacía a ojo confiando en la experiencia de los obreros (Hernández, 2011; Viñals, 2011; Estellés, 2010).

Tanto los manuales anteriores a la norma de 1941 como la propia norma coinciden en que el amasado con máquina ofrece hormigones de mayor homogeneidad, y, por tanto, son preferibles al amasado a mano. Aún así, la norma y los manuales aceptan que en obras de poca importancia, donde se manejan pequeñas cantidades de hormigón, es lícito amasar el hormigón a mano.

En los proyectos no se indicaba las precauciones que se deben tomar para amasar el hormigón. No obstante, la tradición constructiva recogida en los manuales y lo descrito en la norma para el amasado a mano coinciden (De la Peña, 1955; Rebolledo, 1910; Zafra, 1911) El orden de mezclado de los componentes a mano era el siguiente:

- 1__ Se mezcla la arena y el cemento en seco hasta conseguir un color uniforme.
- 2__ Se extiende sobre esta mezcla el árido grueso hasta que se vea que no existen partes con mucho ni poco árido grueso.
- 3__ Se extiende la masa formando en el centro un cráter donde se echa el agua en la cantidad exacta, mezclando con cuidado la masa de los bordes y teniendo la precaución de no perder agua. Se mezcla hasta conseguir una mezcla perfecta y uniforme.

La norma propone el mismo procedimiento, salvo en la forma de incorporar el agua. Ésta se debería ir echando en cantidades pequeñas para poder controlar la consistencia resultante. No obstante, no coincide exactamente con el orden de incorporación que recuerdan algunos técnicos: *“El orden de incorporación de los materiales era primero la arena, el agua y la grava. Y por último el cemento. Se mezclaba bien, y ya se dejaba fraguar.”* (Estellés, 2010)

Al principio el amasado se hacía a mano, en el suelo sobre una superficie de piedra, de hormigón o de madera, o en las “*pasteras*” con las azadas planas, (Contel, 2011, Estellés, 2010), cumpliendo con la recomendación del manual de De la Peña, que insistía en que la superficie fuese limpia, lisa e impermeable.

Según Contel (Contel, 2011), la primera hormigonera pequeña que vio a pie de obra fue a principios de la década de los 50. Aún así, no fueron habituales en las obras de edificación hasta la década de los sesenta (Molina, 2011). Por tanto, prácticamente la totalidad de las obras de edificación realizadas durante este periodo están amasadas a mano.

_ Transporte, vertido y compactación

Según la norma de 1941, las exigencias para el transporte y vertido del hormigón eran muy simples: “Procurar verterlo inmediatamente después de su fabricación, o rebatirlo⁹³ si había pasado algún tiempo desde su preparación y procurar que no se disgregara al verterlo”. El hormigón se preparaba lo más cerca posible del lugar de vertido y al ritmo que era necesario (Estellés, 2010), por tanto el problema se concentraba en evitar que se disgregara al verterlo.

En los pocos proyectos que incorporan pliego de condiciones (menos del 10%), como el 73C010, en la parte concerniente a la ejecución del hormigón, repiten parte de los dictámenes de la norma vigente. Así, por ejemplo, en dicho proyecto se matiza que:

“Se verterá el hormigón en tongadas que no excedan de 30 cm en pilares y de 15 cm en vigas. Se apisonará hasta que el agua refluya a la superficie, antes de verter la siguiente tongada.”

Esta matización coincide con las indicaciones facilitadas en las entrevistas realizadas a los aparejadores que confirmaron que el hormigón se vertía por tongadas de 20 cm (Hernández, 2011; Viñals, 2011). Para el hormigonado de las vigas también se respetaba el criterio de hacerlo por tongadas. La primera tongada

⁹³ Si el hormigón no se utilizaba inmediatamente después de su amasado se podía utilizar pasado un tiempo, volviéndolo a amasar y siempre y cuando no presentara signos de fraguado.

llegaba aproximadamente a la mitad de las vigas. Sobre esta mitad se apoyaban las viguetas, y después se terminaba de hormigonar la mitad restante (Soler, 2011; Molina, 2011).

Las opciones para la compactación eran: con varilla (barra) o con pisón (mazo). Para los hormigones que no fuesen de consistencia seca, los más habituales en ejecución, la norma se limita a aconsejar que “se bata de modo suave con los pisones y se remuevan con barras, por tongada cuya altura depende del elemento que se hormigona”.

_ Colocación de armadura

En los proyectos que contienen pliego, aparece la separación que se debía respetar entre las armaduras. Esta información se limitaba a repetir lo que recogía la norma, es decir, una mínima separación de dos centímetros o el diámetro de la barra más gruesa, limitaciones que se han mantenido hasta la actualidad (cfr. CAP-II-3.3.5.e; Tabla IV. 21). Los pliegos no informan sobre los requisitos que debían cumplir los recubrimientos.

Tabla IV. 21. Recubrimiento y separación mínimos según apartado 3 de la Norma de 1941.

Separación	Recubrimiento
20 mm	15 mm
Ø	(en la intemperie 20 mm)

Para garantizar la separación a los paramentos “se utilizaban tacos de ladrillo, y después se utilizaron cuñas de hormigón ya preparadas”(Contel, 2011).

En la Figura IV. 86 se representa la separación de las armaduras de las vigas. Dicha separación se ha calculado considerando que las armaduras están uniformemente repartidas a lo ancho de la sección y que el recubrimiento lateral es de 15 mm (mínimo permitido en norma). Tal y como se observa en esta figura, en las vigas de menos de 4,5 metros de luz las separaciones entre armaduras son superiores a los 20 mm. No obstante, para las vigas de mayor luz, y por tanto más armadas, la separación es en general inferior al mínimo aconsejado en la norma.

con cantos redondeados (*Viñals, 2011*), procurando, en la medida de lo posible, que el tamaño máximo no sobrepasase los 40 mm.

En el apartado de materiales de la norma de 1941 se detallaba que el tamaño máximo del árido no debía ser mayor de la $\frac{1}{4}$ de dimensión mínima del elemento que se vaya ejecutar, ni superior a la separación entre barras, pudiéndose admitir un 10% de elementos más gruesos que esta separación. Así pues, el tamaño máximo admisible, suponiendo una separación entre armaduras de 20 mm, sería esta misma dimensión, aspecto que no se cumplía, como se observa en la *Figura IV. 87* y en la *Figura IV. 88* donde el tamaño de alguno de los áridos llega a alcanzar $\frac{1}{4}$ de la sección de la pieza, y por tanto mayor de 20 mm.



Figura IV. 87. Cata en viga, Edificio, 1959. (INTEMAC).

Como ya se ha comentado (*cfr. CAPIV: 2.1.2.a*), el único ensayo que se realizaba a las barras era el doblado a 180°. Aunque a simple vista sólo se podía distinguir si las barras eran relaminadas. Además, en muchos casos la armadura colocada en obra era menor a la propuesta en proyecto, incluso menor a la necesaria por cálculo, de lo que se deduce que el control en obra era escaso, en general (*cfr. CAP-IV-2.1.1.c*).



Figura IV. 88. Cata en pilar, edificio ficha 84C.017, 1959.

Durante la ejecución, la norma no obliga a realizar ningún control, no existían laboratorios que pudiesen responsabilizarse. Por ello, la resistencia del hormigón en muchos casos ha resultado ser inferior a la fijada en proyecto (*cfr.* CAP-IV-2.1.1.a). Además, el hormigón de un mismo edificio no resultaba homogéneo, dado que la dispersión de resistencias en una misma obra es muy grande, llegando a alcanzar en algunos casos un coeficiente de variación superior al 50% (*cfr.* CAP-IV-2.1.1.a). No fue hasta la entrada en vigor en 1974 de la EH-73 cuando comenzaron a crearse un número suficiente de laboratorios homologados que se encargaron del control de obra⁹⁴. La consistencia se confiaba en el saber hacer y la experiencia de los obreros (*Viñals, 2011; Hernández, 2011*). Aún así, se controlaba indirectamente la resistencia del hormigón comprobando la compacidad del mismo con un mazo o martillo: “se utilizaba el mazo y en función del

⁹⁴ Pag web <http://www.laboratoriosacreditados.com/historia.php> ANDALUCIA

<http://www.alacav.org/> Comunidad Valenciana. Con motivo de la publicación de la Instrucción EH-73, apareció, en Noviembre de 1974, el Decreto de la Homologación de los laboratorios que debían realizar ensayos de contenidos en la misma. De la inquietud de los primeros Laboratorios Homologos fue creada, meses más tarde, la Asociación Nacional de Laboratorios Homologados (A.N.L).

*sonido se sabía si era más o menos resistente*⁹⁵. Más tarde, apareció el esclerómetro que se utilizaba con el mismo fin" (Viñals, 2011).

La resistencia media correspondientes a cada edificio (Tabla IV. 5) f_{med} , varía entre 67 y 265 kg/cm², por tanto es muy variable (coeficiente de variación del 37%). Además, el hormigón de un mismo edificio no resulta homogéneo, dado que la dispersión de resistencias en un mismo edificio puede alcanzar, en algunos casos, un coeficiente de variación superior al 50%.

⁹⁵ En función de la compacidad del material el sonido es distinto.

2.2. PROYECTOS REDACTADOS ENTRE 1962 Y 1968

Hasta la riada de 1957, en la ciudad de Valencia, la cantidad de edificios construidos era escasa y no exenta de dificultades por la escasez de materiales consecuencia de la guerra civil. La necesidad de viviendas, derivada de la destrucción de la riada, junto con el fin de la autarquía a principios de la década de los sesenta dio como resultado una década de gran expansión en el campo de la construcción.

El funcionamiento de los despachos de arquitectura comenzó a cambiar. Así, el trabajo del arquitecto empieza a organizarse en torno a despachos formados por varios arquitectos (*Estellés, 2011*).

El momento de cambio en la construcción coincide con la publicación en 1961 del segundo tomo de la Instrucción del Instituto de Ciencias de la Construcción y del Cemento, ahora conocido también como Instituto Torroja. El primer tomo contenía la primera parte centrada en los materiales y la ejecución. El segundo tomo incluía la segunda parte, dedicada a los documentos de proyecto, y la tercera parte explicando el dimensionamiento de secciones. De este modo se completaron las tres partes de las que se componía la Instrucción que nunca fue de obligado cumplimiento (*cfr. CAP-II- 0*).

Al comienzo de la década de los sesenta la información que contienen los proyectos es prácticamente la misma que en las décadas anteriores: planos, memoria escasa y el resumen del presupuesto. Los planos describen, generalmente, el emplazamiento, la cimentación, las plantas, los alzados y las secciones y no definen las secciones de armado de vigas ni de pilares. A partir de 1960 finaliza la

autarquía y con ella terminan las restricciones del hierro en las obras. Así pues, deja de ser necesaria la hoja del cupo del hierro⁹⁶.

A mediados de los sesenta, coincidiendo con la aprobación del nuevo Plan General de Valencia de 1966, se redactan un gran número de proyectos que contienen mayor información respecto a los anteriores. Se componen de planos, presupuesto, memoria y pliego. En estos proyectos los planos contienen más detalles y están dotados de más cotas (*Figura IV. 89*). Incluyen, además de los planos antes nombrados, detalles constructivos particulares, como la carpintería o los cerramientos (*Figura IV. 90*). En los planos de estructura, además de definir las direcciones del entramado horizontal, se define la sección de cada viga y cada pilar (*Figura IV. 92*).

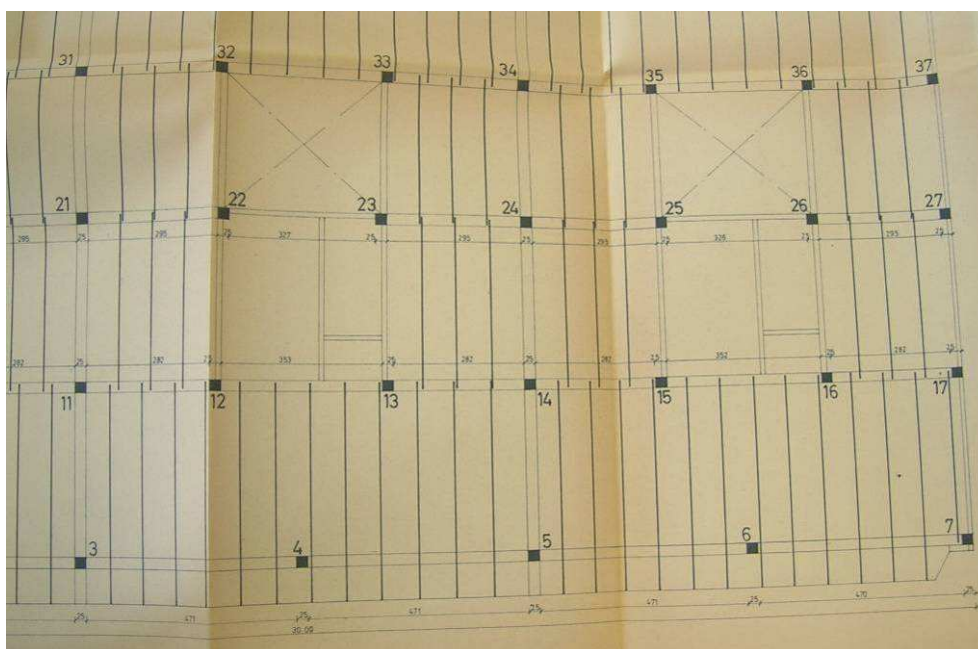


Figura IV. 89. Planta de estructura. Edificio 90C.003, 1966.

⁹⁶ La hoja del cupo de hierro servía para corroborar que los kilos de hierro necesarios en la obra no superaban el máximo establecido por el Gobierno (en función de la luz de las viguetas podía variar entre 3 y 10 kg/m²)

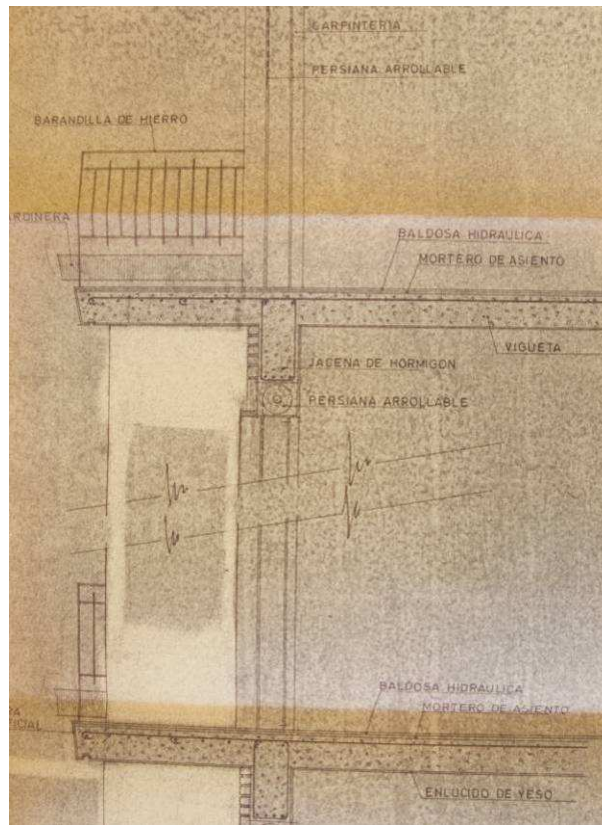


Figura IV. 90. Detalle constructivo de fachada. Edificio 88C.019, 1966

PILARES	1-7-30-53. 71		2-3-4-7-10- 34-38-47- 73-75.		5-6-8-9-12- 13-15-33-37- 52-54-55-61 72-74.		H-14-26-31- 32-35-36-48- 62.		27-28-49-50-51		29-56-60.		57.		58-59.	
	TM	S-CM Ø-MM	TM	S-CM Ø-MM	TM	S-CM Ø-MM	TM	S-CM Ø-MM	TM	S-CM Ø-MM	TM	S-CM Ø-MM	TM	S-CM Ø-MM	TM	S-CM Ø-MM
VI	4'8		8'8	12	7'9	12	6'9	12	10'9	12	9'8	12	11'-	12	12'1	12
V	9'7	12	17'7	26/40	15'9	12	15'3	4	21'9	12	19'6	25/40	22'-	40	24'2	12
IV	14'5	4	26'5	20	23'9	20	20'8	20	32'8	20	29'5	25	33'-	25	36'3	30 X 30 4 Ø 14
III	19'4		35'4	30 X 30 4 Ø 14	31'9	30	27'5	30	43'8	30 X 30 4 Ø 14	39'3	30 X 30 4 Ø 14	44'1	30 X 30 4 Ø 14	48'4	30 X 30 4 Ø 14
II	24'3	20	44'2	30 X 30 4 Ø 14	39'9	30 X 30 4 Ø 14	34'8	30 X 30 4 Ø 14	54'7	35 X 35 4 Ø 16	49'2	35 X 35 4 Ø 16	65'2	35 X 35 4 Ø 16	60'5	30 X 30 4 Ø 16
I	29'-	25	53'1	35 X 35 4 Ø 16	47'9	30 X 30 4 Ø 14	41'7	30 X 30 4 Ø 14	65'6	35 X 35 4 Ø 16	59'-	35 X 35 4 Ø 16	66'2	40 X 40 4 Ø 18	72'6	40 X 40 4 Ø 18
P. BAJA	34'-	30 X 30 4 Ø 14	61'9	35 X 35 4 Ø 16	55'9	35 X 35 4 Ø 16	48'7	35 X 35 4 Ø 16	76'6	40 X 40 4 Ø 18	68'9	40 X 40 4 Ø 18	77'2	40 X 40 4 Ø 18	84'7	40 X 40 4 Ø 14
SOTANO	36'0	30 X 30 4 Ø 16	70'8	40 X 40 4 Ø 16	63'9	35 X 35 4 Ø 16	55'7	35 X 35 4 Ø 16	87'6	45 X 45 4 Ø 20	78'7	40 X 40 4 Ø 18	88'3	45 X 45 4 Ø 20	96'8	45 X 45 4 Ø 20
CIMENTOS	4'2	140 X 140	76'3	187 X 187	67'8	180 X 180	59'5	166 X 166	95'6	212 X 212	85'5	200 X 200	96'3	212 X 212	106'3	224 X 222

Figura IV. 91. Cuadro de pilares. Edificio 88C.019, 1966

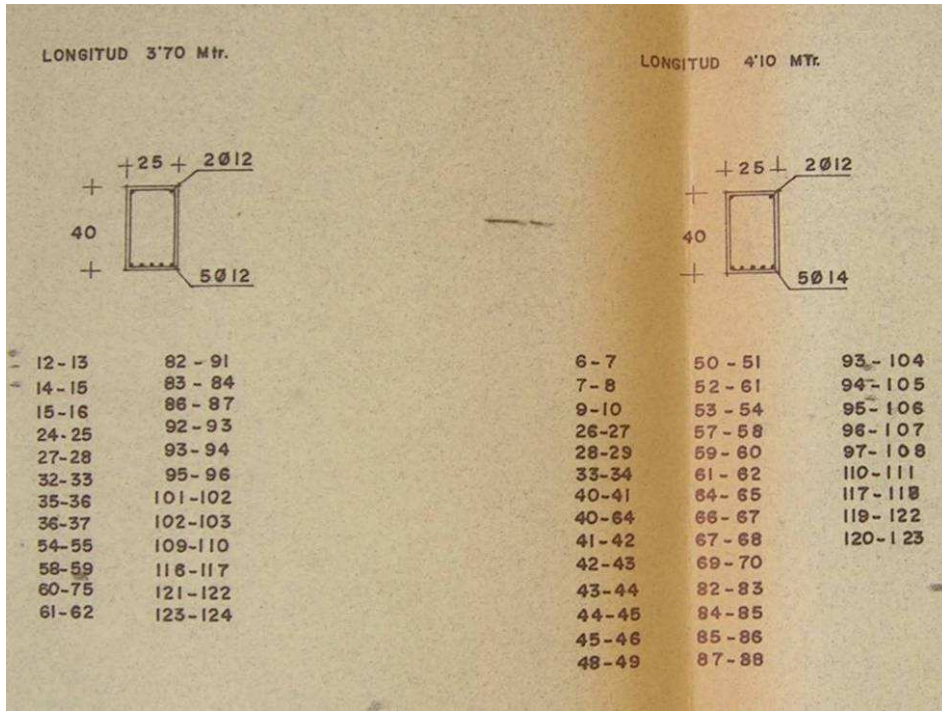


Figura IV. 92. Armado y geometría de vigas. Edificio 88C.019, 1966

N.º de orden	INDICACION DE LA CLASE DE OBRA Y DESIGNACION DE LAS PARTES EN QUE DEBE EJECUTARSE	Núm. de partes iguales	DIMENSIONES					PRESUPUESTO	
			Longitud	Latitud	Altura	Parciales	Totales	Precio de la unidad	IMPORTE
CAPÍTULO IV.- HORMIGÓN ARMADO.-									
12	a3. Hormigón para amar dosificando con 350 lbs. de cemento garbanillo y arena de río en zapatas.....	Igual					365,98	721,45	264.076,27
13	a3. Hormigón para amar de 350 lbs. de cemento, garbanillo y arena de río en pilares	26	0,45	0,45	3,30	17,57			
		34	0,40	0,40	3,30	17,95			
		31	0,35	0,35	3,30	12,53			
		30	0,30	0,30	3,30	8,91			
		6	0,45	0,45	2,70	32,80			
		90	0,40	0,40	2,70	30,88			
		127	0,35	0,35	2,70	42,--			
		170	0,30	0,30	2,70	38,62			
		397	0,25	0,25	2,70	66,99	271,65	518,50	222.366,27
14	a3. Hormigón para amar de 350 lbs. de cemento garbanillo y arena de río en vigas...	9	0,25	0,27	13,--	7,89			
		16	0,25	0,27	9,--	6,07			
		8	0,25	0,27	17,--	9,18			
		7	0,25	0,27	12,--	5,67			
		1	0,25	0,27	8,--	2,72			
		8	7,00	0,25	0,30	4,20			
		9	10,--	0,25	0,30	29,70			
		10	7,--	0,25	0,30	2,25			
		7	13,--	0,25	0,30	2,10			
		6	4,--	0,25	0,30	5,85			
		1	4,--	0,25	0,30	0,30			
		8	40,--	0,25	0,32	25,60			
		10	9,--	0,25	0,32	7,20			
		9	4,--	0,25	0,32	2,68			
		7	16,--	0,25	0,32	8,96			
		8	26,--	0,25	0,34	17,66			

Figura IV. 93 . Capítulo de hormigón. Edificio 88C.019, 1966.

El presupuesto está detallado por capítulos con las definiciones de cada elemento (Figura IV. 93). En la mayoría de proyectos la memoria sigue siendo de

pocas páginas, cuatro o cinco, pero ahora, por ejemplo, incluyen las cargas detalladas.

"ACCIONES EN LA EDIFICACION"
=====

Acciones Adoptadas en el cálculo. - Se han adoptado valores que se ajustan a lo prescrito en la Norma MV - 101 -1962, como se detalla a continuación.

1.-ACCION GRAVITATORIA.

Concarga. - Se han considerado los valores de las tablas 2.1, 2.2, 2.3, 2.4, y 2.5 para las fabricas y materiales correspondientes, de acuerdo con la siguiente relación:

<u>Pesos de fabricas y macizos</u>		
Fabrica de ladrillo cerámico macizo		1.800 kgs/m ³ .
id id id perforado		1.500 id
id id id hueco		1.200 id
<u>Hormigón de grava armado</u>		
id id en masa		2.400 id
id id en masa		2.200 id
<u>Tabique de rasilla (3 cms.)</u>		40 kgs/m ²
id ladrillo hueco (4,5 cms.)		60 id
Tabidón id id (9 cms.)		100 id
id id id (12 cms.)		140 id
<u>Revestimientos</u>		
Enfoscado o Revoco de cemento (1 cm.)		20 kgs/m ² .
id id cal o estuco		16 id
Guarnecido de yeso		12 id
<u>Pavimentos</u>		
Baldosa hidráulica (5 cms.)		80 kgs/m ² .
Terrazo s/. mortero (5cms.)		80 id
<u>Forjado cubierta</u>		
Tablero de rasilla (2 hojas)		100 kgs/m ² .
<u>Materiales de cobertura</u>		
1 capa de cartón embreado		5 kgs/m ² .
<u>Pisos</u>		
losa aligerada de hormigón armado, bloque 3 cms. y 15 cms. de canto		200 kgs/m ² .
losa de cerámica armada de 15 cms. de canto		180 id
<u>Azoteas</u>		
Accesibles solo privadamente		150 kgs/m ² .
<u>Viviendas</u>		
Habitaciones economicas		150 kgs/m ² .
Escaleras y accesos públicos		300 id
<u>Oficinas y comercios</u>		
Oficinas públicas, tiendas		300 kgs/m ² .
<u>Sobrecarga de tabiqueria</u>		100 kgs/m ² .
<u>Sobrecarga aislada</u>		100 kgs.
<u>Sobrecarga de balcones volados (borde frontales)</u>		200 kgs/m.
<u>Sobrecargas horizontales en antepechos</u>		50 id

Figura IV. 94. Memoria de cargas (página 1 de 2). 23C.018, 1963

<u>Reducciones de sobrecargas</u>					
1, 2, 3 pisos que actúan sobre el elemento					0 %
4 id id id id					10 %
5 id id id id					20 %
6 o mas id id id					30 %
 <u>Hipótesis de aplicación de las sobrecargas.</u> - En las condiciones más desfavorables, al actuar sólo en determinadas partes de la estructura.					
Acciones dinámicas no se consideran por estar incluido el efecto de impacto en las sobrecargas de la tabla 3.1.					
<u>Sobrecargas de nieve.</u> -					40 kgs/m ² .
2.- ACCIÓN DEL VIENTO.					
Se han considerado los valores de las tablas 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5 de acuerdo con la siguiente relación:					
<u>Presión dinámica del viento</u>					
Altura coronación de 0 a 10 m. (situación topográfica normal)					50 kgs/m ² .
id id 11 a 30 m. id id					75 id
Coeficiente eólico de sobrecarga total en una construcción de planta rectangular o combinación de rectángulos					
Factor eólico de esbeltez					
					1,2
3.- ACCIONES TERMICAS Y REOLOGICAS.					
Por disponer de revestimiento adecuado y juntas de dilatación, no se consideran.					
4.- ACCIONES SISMICAS.					
Por tratarse de localidades de grado VI o inferior de la escala, no se consideran.					
5.- PRESIONES EN TERRENOS DE CIEMNTACION.					
Se han considerado los valores de las tablas 8.1, 8.2 de acuerdo con la siguiente relación:					
<u>Presiones admisibles</u>					
Arcillosos semiduros profundidad 2 mts.					2 kgs/m ² .
id blandos id id					1 id
<u>Asientos admisibles</u>					
Edificios con estructura de hormigón armado de pequeña rigidez y edificios con muros de fabrica en terrenos coherentes,					
75 mm.					

Figura IV. 95. Memoria de cargas (página 2 de 2). 23C.018, 1963

A partir de la publicación de la norma de Acciones en la Edificación de 1962, MV-101-62, en general los proyectos incluyen el desglose detallado de las cargas, diferenciando entre sobrecargas y cargas permanentes (Figura IV. 94, Figura IV. 95, Figura IV. 96). Aunque algunos no aportan el valor de las cargas, sí que hacen referencia a la norma de acciones en la edificación.

Detalle de todos los valores que se han aplicado en el cálculo de cada uno de los elementos resistentes y su cimentación, ajustándose a lo prescrito en la Norma.-

<u>Concargas.</u>	
Hormigón para cimientos	2.200,- kgs/m ³
Hormigón armado	2.400,- »
Fábrica de mampostería	2.800,- »
Fábrica de bloque hueco de mortero de cemento.	1.300,- »
Fábrica de ladrillo macizo	1.800,- »
Tabique de rasilla de 3 cm.	40,- kgs/m ²
Tabique de ladrillo hueco de 4'5 cm.	80,- »
Tabicón de ladrillo hueco de 9 cm.	100,- »
Tabicón de ladrillo hueco de 12 cm.	140,- »
Enfoscado de cemento.	20,- »
Revoco de cal, estuco	18,- »
Guarnecido de yeso.	12,- »
Pavimentos	80,- »
Eorjado de vigueta y bovedilla	150,- »
Doble tablero de rasilla en cubierta.	100,- »
Teja árabe corriente.	50,- »
<u>Sobrecargas de uso.</u>	
Azoteas accesibles	150,- »
Vivienda	200,- »
Escaleras	300,- »
Balcones volados . 200,- k/m ² y sobrecarga lineal en su borde frontal de	200,- kgs/m
Tabiquería	100, kgs/m ²
<u>Sobrecarga horizontal.</u>	
En antepechos terrazas, balcones y escaleras	50,- kgs/m
<u>Sobrecarga de nieve.</u>	
Altitud topográfica: 0 a 200 mts.	40,- kgs/m ²
<u>Acciones de viento.</u>	
Situación topográfica normal	50,- »

Figura IV. 96. Cargas. Edificio 91C.019, 1966

El pliego de condiciones técnicas comienza a estar presente en un mayor número de proyectos que en el periodo anterior, y se repite para un mismo arquitecto en todos sus proyectos (Figura IV. 97).

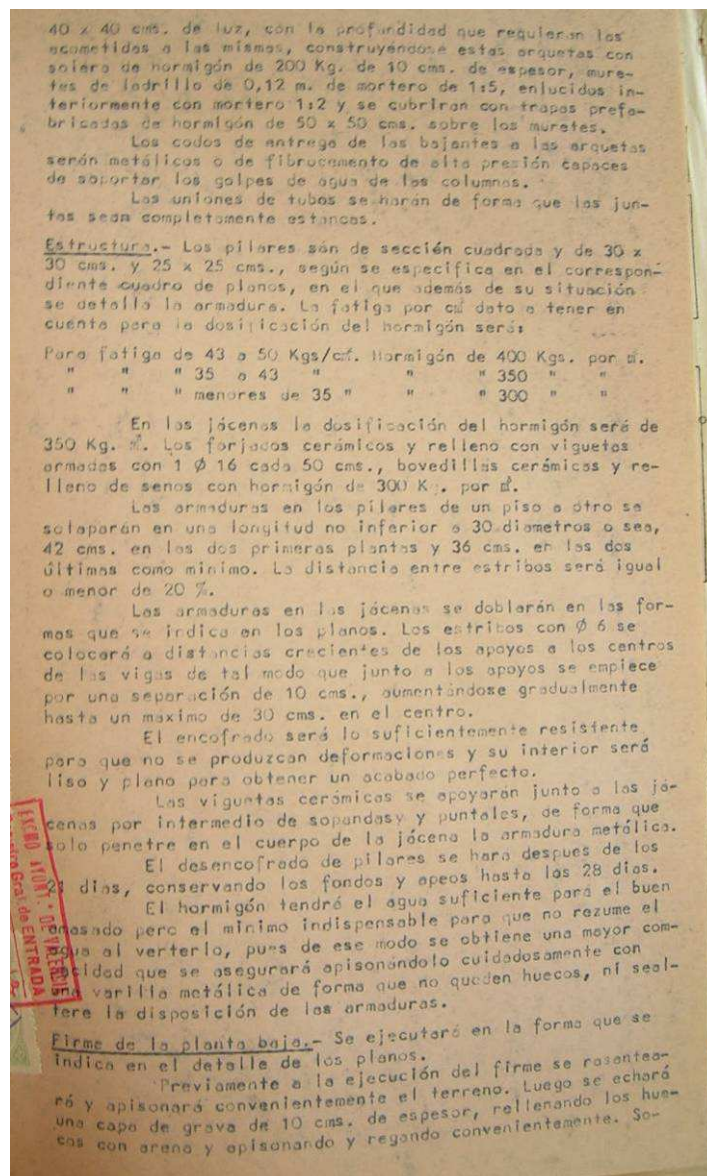


Figura IV. 97. Pliego de condiciones, Edificio ficha 177C.017, 1962.

Según la estimación de Temes (Temes, 2009), más del 90% de edificios residenciales construidos en la década de los 60 son de hormigón armado. De hecho, más del 95% de los proyectos consultados en este periodo se diseñaron con pórticos de hormigón armado como sistema estructural.

A partir de mediados de la década el tipo de forjado que más se repite en los proyectos es el formado por vigueta prefabricada de hormigón armado con bovedillas, cerámicas o de hormigón.

No obstante, en los proyectos consultados generalmente no figura la tensión de cálculo, ni del hormigón ni del acero. En los proyectos que aparece la tensión de cálculo del hormigón varía entre 35 y 45 kg/cm² para pilares y para vigas se considera 40 ó 50 kg/cm². En cambio, para el acero se considera siempre una resistencia de cálculo de 1200 kg/cm². Para definir el tipo de hormigón recurren a la dosificación que sigue siendo la misma que en las dos décadas anteriores. El hormigón se define con un mínimo contenido de cemento de 350 kg/m³ (Figura IV. 98) para vigas y pilares, y de 150 ó 200 kg/m³ de cemento para cimentación.

13	a3. Hormigón para armar de 350 kgs. de cemento, garbancillo y arena de río en pilares	26	0,45	0,45	3,30	17,57
		34	0,40	0,40	3,30	17,95
		31	0,35	0,35	3,30	12,53
		30	0,30	0,30	3,30	8,91
		6	0,45	0,45	2,70	32,80
		90	0,40	0,40	2,70	38,88
		127	0,35	0,35	2,70	42,--
		140	0,30	0,30	2,70	34,02
		397	0,25	0,25	2,70	66,99
		14	a3. Hormigón para armar de 350 kgs. de cemento garbancillo y arena de río en vigas...	9	0,25	0,27
10	0,25			0,27	9,--	6,07
8	0,25			0,27	17,--	9,33
7	0,25			0,27	12,--	5,67
1	0,25			0,27	4,--	2,72
8	7,00			0,25	0,30	4,20
9	44,--			0,25	0,30	29,70
10	7,--			0,25	0,30	5,25
7	4,--			0,25	0,30	2,10
6	13,--			0,25	0,30	5,85
1	4			0,25	0,30	0,30
8	40,--			0,25	0,32	25,60
10	9,--			0,25	0,32	7,20
9	4,--			0,25	0,32	2,68
7	16,--	0,25	0,32	8,96		
8	26,--	0,25	0,34	17,68		

Figura IV. 98. Partida de hormigón del Presupuesto, Edificio ficha 88C.019, 1966

En la mayoría de proyectos de este período aparece un pliego de condiciones técnicas. Los requisitos fijados en los pliegos de los proyectos redactados a mediados de la década repiten las exigencias del pliego aprobado por la Dirección General de Arquitectura en 1960 (Figura IV. 99).



Figura IV. 99. Portada del Pliego de condiciones técnicas de la Dirección General de Arquitectura, 1960.

2.2.1. DIMENSIONAMIENTO

2.2.1.a Propiedades mecánicas del hormigón y coeficientes de seguridad

La Instrucción redactada por el Instituto Eduardo Torroja a finales de la década de los cincuenta (HA-61) define un coeficiente de minoración para el hormigón de 1,6 y de 1,2 para el acero, ambos menores que los definidos implícitamente⁹⁷, por la norma de 1941.

La HA-61 fijaba una mínima resistencia del hormigón de 130 kg/cm² en el caso de utilizar acero liso y de 170 kg/cm² si se utilizaba acero de alta adherencia. La HA-61 fijaba la resistencia característica del acero⁹⁸ en función del diámetro de la barra de modo que a mayor diámetro menor resistencia (*cfr. CAP-II-4.1.1*) según la expresión:

$$f_{yk} = 3000 - 40 \varnothing \quad \text{Ec. IV. 17}$$

No obstante, más del 80% de los proyectos consultados no aportan información de la resistencia del hormigón y del acero. En cambio, definen el tipo de hormigón con la cantidad de cemento por metro cúbico. Los proyectos redactados durante este periodo seguían definiendo la dosificación del hormigón para vigas y pilares con un contenido mínimo de cemento de 350 kg/m³, igual que se hacía en los años anteriores.

Al final de este periodo empieza, de forma muy lenta, a comercializarse el uso del hormigón preparado con una resistencia⁹⁹ de 60 kg/cm². No obstante, los

⁹⁷ En ningún artículo de la Norma de 1941 aparece el coeficiente de minoración del hormigón, pero distingue entre tensión de rotura y tensión de cálculo. Por ejemplo, en las vigas considera 120 kg/cm² y 40 kg/cm², respectivamente.

⁹⁸ Además, la resistencia característica del acero no podía ser superior a 40 veces la resistencia característica del hormigón menos 2200 ($f_{yk} \leq 40f_{ck} - 2200$) para garantizar que no se deformase en exceso el acero.

⁹⁹ La resistencia en probeta cilíndrica de relación altura el doble de la base es aproximadamente el 80% de la resistencia en probeta cúbica. Los laboratorios de Prebetong trabajaban con probeta cúbica. La venta de hormigón de resistencia 75kg/cm² en probeta cúbica era el más usual.

metros cúbicos vendidos¹⁰⁰ en aquellos primeros años de vida de las centrales estaban muy por debajo de la capacidad de la central, y por tanto, no suponen un gran volumen dentro de las construcciones de esta época (Alonso, 2011). Además, la mayoría del hormigón de central se destinaba a obra civil (Martínez, 2011). En la mayoría de obras de edificación el hormigón se seguía preparando a pie de obra.

A pesar de que la HA-61 permitía coeficientes de minoración menores que los permitidos en la norma de 1941, en los cálculos se seguían considerando 40 kg/cm² como resistencia de cálculo del hormigón (Molina, 2011) (Figura IV. 100). No obstante, existen unos pocos proyectos que consideran una resistencia de compresión del hormigón mayor. En cambio, para el acero, siempre que aparece el dato de la tensión admisible es igual a 1200 kg/cm².

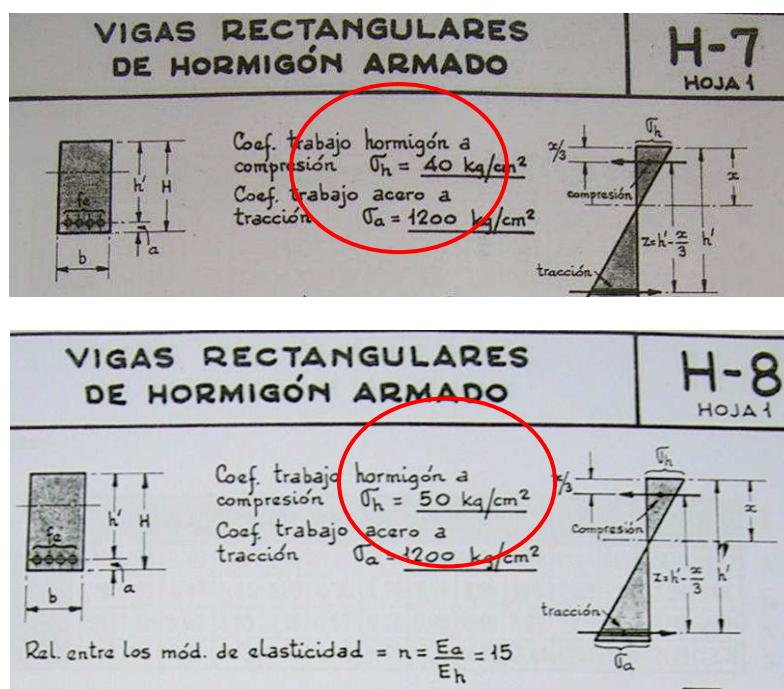


Figura IV. 100. Tablas de cálculo del Arquitecto Ros, década de los sesenta.

¹⁰⁰ En 1967, las centrales de Prebetong estaban preparadas para suministra 100 m³/hora y estaban suministrando 80 m³/día (Alonso, 2011).

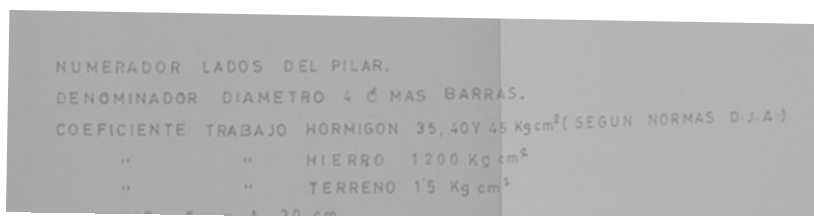


Figura IV. 101. Leyenda del cuadro de pilares. Edificio ficha 158ª.008, 1967.

De acuerdo con los datos reales de resistencias a compresión que figuran en los proyectos de rehabilitación consultados (Figura IV. 102 y Figura IV. 103), obtenidos mediante la extracción de testigos, más del 80% de las probetas extraídas en vigas y más del 90% de las probetas extraídas en pilares han alcanzado resistencias superiores a 80 kg/cm² (130/1,6 ≈ 80 kg/cm²) Además, casi la mitad de las probetas de pilares y vigas tienen una resistencia mayor que 130 kg/cm².

En definitiva, aproximadamente la mitad de las vigas y pilares tienen un coeficiente de seguridad mayor o igual que 1,6, el fijado por la HA-61, por tener una resistencia superior a 130 kg/cm². En cambio, aproximadamente el 15% de las vigas y menos del 10% de los pilares tendrían un coeficiente de seguridad menor que la unidad, al ser su resistencia inferior a 80 kg/cm².

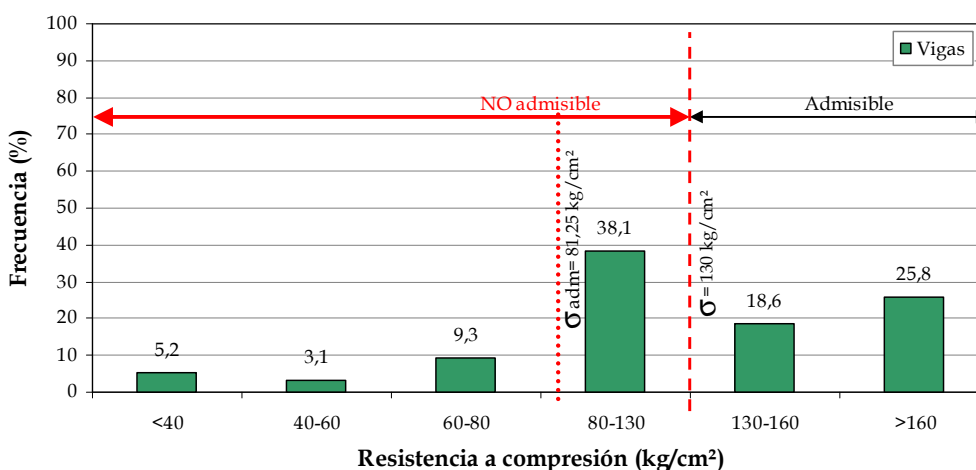


Figura IV. 102. Distribución de resistencias a compresión obtenidas de la extracción de testigos de vigas en proyectos de rehabilitación

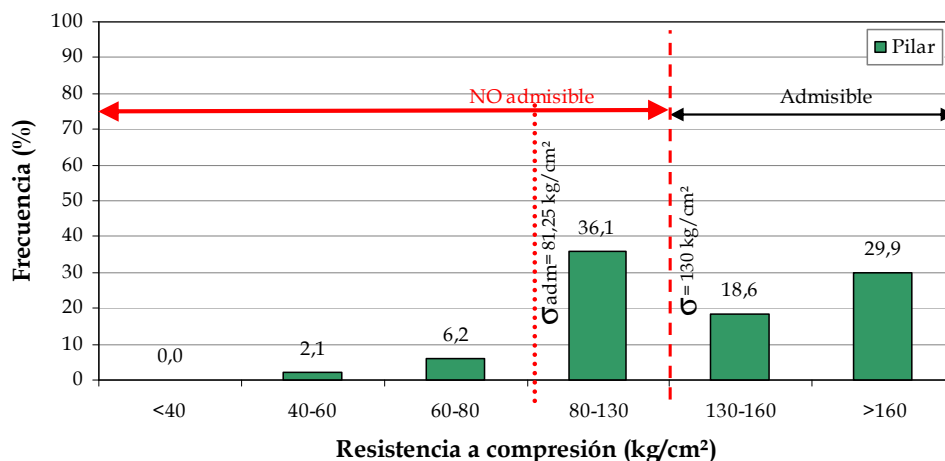


Figura IV. 103. Distribución de resistencias a compresión obtenidas de la extracción de testigos de pilares en proyectos de rehabilitación.

Analizando por separado las resistencias correspondientes a cada edificio (Tabla IV. 22), resulta que la resistencia media, $f_{c, med}$, varía entre 109 y 219 kg/cm², y por tanto, es muy variable (coeficiente de variación del 54%). No obstante, el hormigón de un mismo edificio, en la mayoría de los casos, más homogéneo que el periodo anterior, dado que el coeficiente de variación medio de la resistencia no se encuentra en torno al 18%.

Tabla IV. 22. Resistencias a compresión (kg/cm²)

Ref. proy	$f_{c, máx}^{(I)}$	$f_{c, mín}^{(II)}$	$f_{c, med}^{(III)}$	CV (%) ^(IV)
13C.011	177	73	118,00	22
86A.020	152	74	109,75	54
87A.021	247,4	15,9	131,59	37
29C.022	164	68	116,00	30
93A.021	195	129	168,75	17
94C.023	211	98	153,83	39

(I) Valor máximo de la resistencia de los testigos
 (II) Valor mínimo de la resistencia de los testigos
 (III) Valor medio de la resistencia de los testigos
 (IV) Coeficiente de variación

2.2.1.b Cargas y solicitaciones

_ Cargas

A diferencia de los proyectos del periodo anterior en los que rara vez aparecía una referencia a alguna normativa, para definir la estimación de cargas, en casi la totalidad de los proyectos de este periodo queda constancia de la referencia a la norma de acciones en la edificación publicada por el Ministerio de la Vivienda en 1962, MV-101 en 1962.

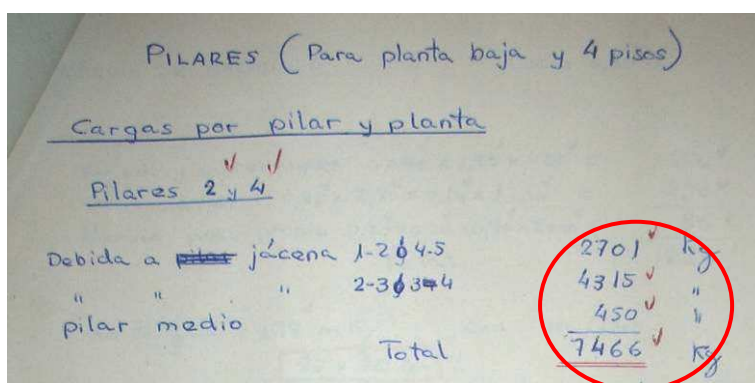


Figura IV. 104. Estimación de cargas. Arquitecto Lorenzo Ros, 1963.

Las cargas que se consideran en los cálculos, en los proyectos de este periodo, son mayores que las consideradas en los proyectos de las décadas anteriores. Las sobrecargas de uso que consideran son 150 kg/m² ó 200 kg/m², a las que se le suman 100 kg/m² debido a la tabiquería, mientras que las cargas permanentes rondan los 250 kg/m². Es decir, en la mayoría de proyectos se considera como mínimo unos 500 kg/m², lo que representa como mínimo unos 100 kg/m² más de lo que se consideraba en el periodo anterior.

Tabla IV. 23. Cargas en planta intermedia (kg/cm²)

Referencia Proyecto	Carga Permanente	Carga Uso	Tabiquería	Carga total	N/A	C _t /C _r
				C _t	Kg/m ²	
23C.018	312	150	100	562		
150A.006	230	150	100	480		
151C.022	210	200	120	530	319,41	0,6
152C.011	210	150	100	460		
168C.009	243	150	180	573		
169C.021	210	150	100	460		
190C.011	200	150	100	450	464,11	1,03
191A.001	230	200	0	430	596,70	1,39
155C.006	342	150	100	592	632,51	1,07
183C.013	280	150	0	430		
193C.011	280	150	100	530		
88C.019	150	150	100	400	584,82	1,46
89C.021	240	200	100	540		
91C.019	262	200	100	562		
94C.023	342	150	100	592	624,47	1,05
161C.009	170	150	100	420		
166C.019	230	150	180	560		
167C.011	200	150	100	450	741,89	1,65
158A.006	230	200	100	530		
185C.008	230	150	180	560		
187C.006	230	200	120	550		
201C.015	342	150	100	592	501,70	0,85
159C.019	230	200	120	550		
160C.006	230	150	180	560		
186A.009	272	200	100	572		
188C.018	230	200	120	550		

Además de considerar mayores cargas que la norma de 1941 gracias a la MV-101, la instrucción del Instituto Torroja proponía un coeficiente de mayoración de valor 1,4 cuando los daños previsibles se estimen graves (dentro de este grupo se encontraban los puentes, edificios para viviendas, naves industriales, etc.). Aunque este dato no aparece en los proyectos analizados parece ser que en algunos proyectos se ha considerado algún coeficiente de mayoración de cargas. Como se observa en la última columna de la *Tabla IV. 23*, al comparar el valor de la carga superficial, C_r (obtenida de dividir el axil de cálculo por el ámbito de carga del pilar) con la carga total de proyecto, C_t , se observa que existe algún proyecto que parece utilizar un coeficiente de mayoración de carga, pero en la mayoría de proyectos no se utiliza dicho coeficiente.

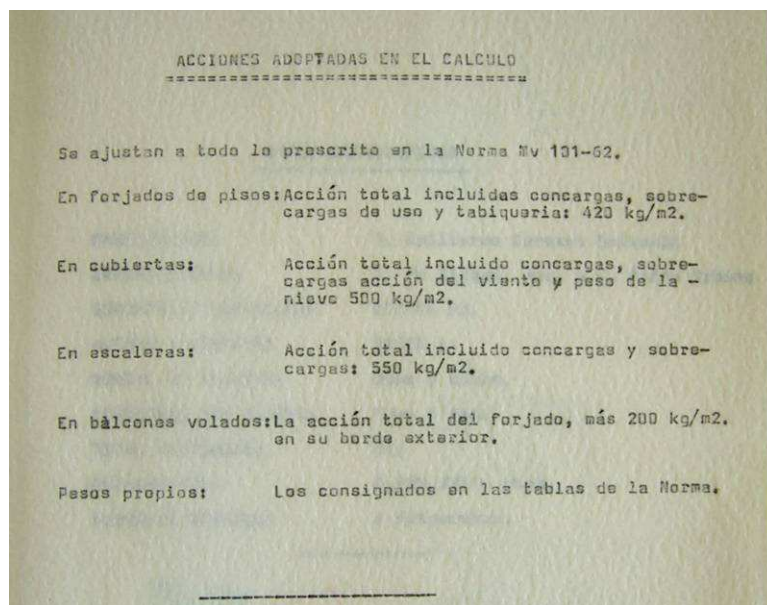


Figura IV. 105 Cargas descritas en la memoria. Edificio 161C.009, 1966.

"ACCIONES EN LA EDIFICACION"
=====

Acciones Adoptadas en el cálculo.- Se han adoptado valores que se ajustan a lo prescrito en la Norma MV - 101 -1962, como se detalla a continuación.

1.- ACCION GRAVITATORIA.

Concarga.- Se han considerado los valores de las tablas 2.1, 2.2, 2.3, 2.4, y 2.5 para las fabricas y materiales correspondientes, de acuerdo con la siguiente relación:

<u>Pesos de fabricas y macizos</u>	
Fabrica de ladrillo cerámico macizo	1.800 kgs/m ³ .
id id id perforado	1.500 id
id id id hueco	1.200 id
Hormigón de grava armado	2.400 id
id id en masa	2.200 id
Tabique de rasilla (3 cms.)	40 kgs/m ²
id ladrillo hueco (4,5 cms.)	60 id
Tabicón id id (9 cms.)	100 id
id id id (12 cms.)	140 id
<u>Revestimientos</u>	
Enfoscado o Revoco de cemento (1 cm.)	20 kgs/m ² .
id id cal o estuco	15 id
Guarnecido de yeso	12 id
<u>Pavimentos</u>	
Baldosa Hidraulica (5 cms.)	80 kgs/m ² .
Terrazo s/. mortero (5cms.)	80 id
<u>Forjado cubierta</u>	
Tablero de rasilla (2 hojas)	100 kgs/m ² .
<u>Materiales de cobertura</u>	
1 capa de cartón embreado	5 kgs/m ² .
<u>Pisos</u>	
Losa aligerada de hormigón armado, bloque	
3 cms. y 15 cms. de canto	200 kgs/m ² .
Losa de cerámica armada de 15 cms. de canto	180 id

Sobrecargas de uso.- Se han considerado los valores de las tablas 3.1, 3.2, 3.3, 3.4, 3.5 y 3.6, de acuerdo con la siguiente relación:

<u>Azoteas</u>	
Accesibles solo privadamente	150 kgs/m ² .
<u>Viviendas</u>	
Habitaciones economicas	150 kgs/m ² .
Escaleras y accesos públicos	300 id
<u>Oficinas y comercios</u>	
Oficinas públicas, tiendas	300 kgs/m ² .
<u>Sobrecarga de tabiquería</u>	100 kgs/m ² .
<u>Sobrecarga aislada</u>	100 kgs.
<u>Sobrecarga de balcones volados</u> (borde frontales)	200 kgs/m.
<u>Sobrecargas horizontales en antepechos</u>	50 id
<u>Reducciones de sobrecargas</u>	
1, 2, 3 pisos que actúan sobre el elemento	0 %
4 id id id id id	10 %
5 id id id id id	20 %
6 o mas id id id id id	30 %

Hipótesis de aplicación de las sobrecargas.- En las condiciones más desfavorables, al actuar sólo en determinadas partes de la estructura.
Acciones dinamicas no se consideran por estar incluido el efecto de impacto en las sobrecargas de la tabla 3.1.

Sobrecargas de nieve.- 40 kgs/m².

2.- ACCION DEL VIENTO.

Se han considerado los valores de las tablas 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5 de acuerdo con la siguiente relación:

<u>Presión dinámica del viento</u>	
Altura coronación de 0 a 10 m. (situación topografica normal)	50 kgs/m ² .
id id 11 a 30 m. id id	75 id
Coefficiente eolico de sobrecarga total según construcción de planta rectangular o combinación de rectangulos	1,2
Factor eolico de esbeltez	1

Figura IV. 106. Memoria de cargas. 23C.018, 1963

En definitiva, las cargas con que se calculan las estructuras en este periodo son mayores a partir de la publicación de la MV-101, alcanzando los 500 kg/m² en total, aunque en la mayoría de proyectos no utilizan coeficiente de mayoración.

_ Solicitaciones

Para el cálculo de solicitaciones, la HA-61 recurría al valor recogido por organismos estatales (la MV-101) para estimar el valor característicos de las cargas que debe resistir una estructura (permanentes, de explotación (uso), ecológicas (viento, nieve, temperatura...), de ejecución y excepcionales (explosión)). En la misma instrucción HA-61 detallaba las posibles combinaciones de cargas entre las que se debe escoger la pésima. No obstante, no detalla ningún método en particular para la obtención de las solicitaciones¹⁰¹. Aunque se describe como más seguro el método elástico que el método plástico para la obtención de solicitaciones, dado que en ese momento no estaba suficientemente desarrollada la teoría del método plástico de formación de rótulas para obtener las solicitaciones. En general, en la práctica para el cálculo de solicitaciones, estaba muy extendido el uso del método de Cross (*Contel, 2011*), pero aún existe algún técnico que calcula las solicitaciones con reglas sencillas como lo hacía en el periodo anterior (*Figura IV. 109*). No obstante, en la gran mayoría de proyectos no consta el valor de las solicitaciones, sólo en un proyecto de los consultados aparece el valor de los momentos que deberían resistir las vigas, y en menos de un 5% aparecen los axiles de los pilares transmitidos a la cimentación (*Figura IV. 107*) o existentes en cada tramo de pilar (*Figura IV. 108*).

¹⁰¹ En el artículo 3.13 de la tercera parte sólo indica que el cálculo d esfuerzos se hará con arreglo a los principios de la mecánica Racional, complementados, en caso necesario, por la teorías clásicas de la Elasticidad y de la Resistencia de Materiales.

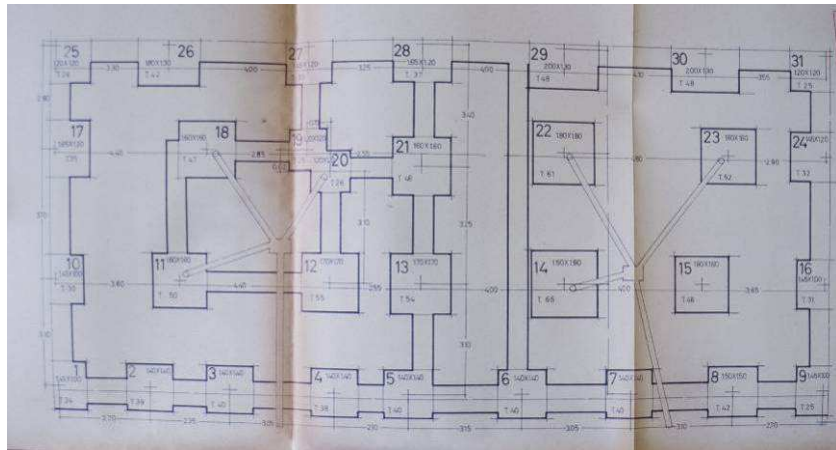


Figura IV. 107. Planta de cimentación. Edificio ficha 167C.011, 1966.

5,750	6,750	5,250	4,750	3,250	4
25x25 4010	25x25 4010	" "	" "	" "	
11,500	11,500	8,500	9,500	4,600	8
25x25 2010, 2012	25x25 2010, 2012	25x25 4010	25x25 4010	" "	
17,250	16,350	11,250	14,350	6,750	4
30x30 2013, 2014	30x30 4012	25x25 2010, 2012	25x25 4012	" "	
23,000	21,000	15,000	19,000	9,000	1
30x30 4014	30x30 4014	25x25 4012	30x30 2012, 2014	25x25 4010	
28,750	35,750	18,750	23,750	11,250	3
30x30 4016	30x30 2014, 2016	30x30 2012, 2014	30x30 2014, 2016	25x25 2010, 2012	
35,750	30,500	21,500	28,500	13,500	-
35x35 4018	30x30 4016	30x30 4014	30x30 4016	25x25 2010, 2012	
37,000	33,500	24,000	31,500	15,000	2
200x200	185x185	155x155	180x180	125x125	
10	12	13	16	17	
				19	
				20	

Figura IV. 108. Cuadro de pilares. Edificio ficha 190C.011, 1963.

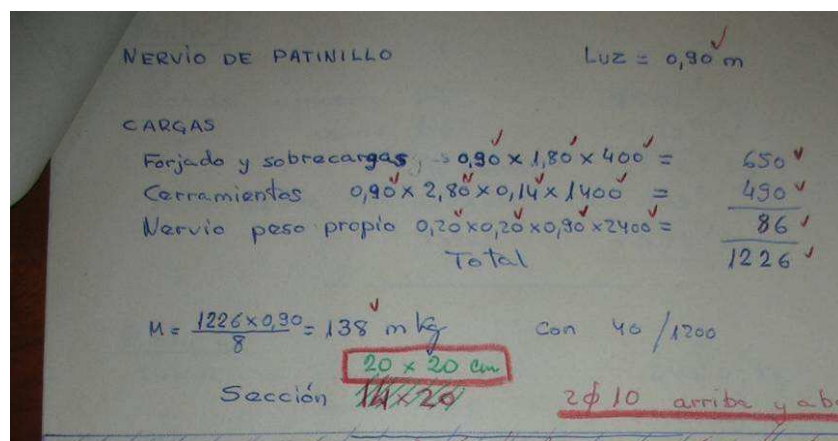


Figura IV. 109. Cálculos de solicitaciones, Arquitecto Lorenzo Ros, 1963

2.2.1.c Dimensionamiento a flexión.

En los proyectos consultados no figura qué método de análisis se ha utilizado para el cálculo de las secciones de hormigón. Sin embargo, durante la primera mitad de la década de este periodo, en los despachos se seguía utilizando el método de las tensiones admisibles (Figura IV. 110). A principios de los sesenta en las escuelas de Arquitectura e Ingeniería se comenzaba a explicar el nuevo método de cálculo expuesto por Eduardo Torroja. Este nuevo método, el Momento tope, es el que utiliza la HA-61 para la obtención de las armaduras. Durante este periodo de análisis convivirán ambos métodos, el de la teoría clásica y el nuevo método del Momento tope.

_ Vigas

En los proyectos de la primera mitad de la década aún existen proyectos en los que no se detalla la estructura. No obstante, a partir de la mitad de la década los proyectos definen detalladamente la estructura con planos de despiece de vigas y cuadro de pilares (Figura IV. 111).

Los diámetros más usuales para la armadura longitudinal siguen siendo Ø12, Ø14, Ø16 y Ø18 (Figura IV. 112). Además, tal y como se observa en la Figura IV. 113, la regla para el predimensionado de las vigas seguida en el periodo anterior parece que sigue estando vigente en éste, es decir, el canto de la viga es

aproximadamente 1/10 de la luz (Molina, 2011) (Figura IV. 113). En los proyectos, el canto varia entre 35 y 60 cm. Con estos cantos se cumple la regla comentada por los técnicos dado que las luces varían de los tres a los seis metros. El ancho de la sección suele variar entre 25 cm y 30 cm, siendo de dimensiones similares al periodo anterior.

COMPROBACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Tomaremos para la comprobación de jácenas, 2 de ellas
JACENA TIPO T Luz de cálculo = 5,70 m.
 Condición = Semiempotradas

Cargas: Forjado y sobrecargas $5,70 \times 3,80 \times 400 = 8.650 \text{ kg}$
 Jácena. Peso propio $5,70 \times 0,20 \times 0,60 \times 2400 = 1.640 \text{ kg}$
 $\frac{10.290 \text{ kg}}{10} = 1.029 \text{ kg/m}$

$M = \frac{10.290 \times 5,70}{10} = 5.900 \text{ kgm.}$ con $50/1200$ y $b = 0,20 \text{ m.}$
 $h' = 59,51 \text{ cm}$ Sección $20 \times 60 \text{ cm.}$
 (Igual que en el proyecto).

$f_e = 9,58 \text{ cm}^2 \sim 3 \phi 20 \text{ (9,42 cm}^2\text{)}$
 En el proyecto colocan $3 \phi 18$, lo que supone que el coeficiente de trabajo del acero sea de unos 1300 a 1350 kg/cm^2
Puede aceptarse.

VIGAS RECTANGULARES DE HORMIGÓN ARMADO **H-8**
HOJA 1

Coef. trabajo hormigón a compresión $\sigma_h = 50 \text{ kg/cm}^2$
 Coef. trabajo acero a tracción $\sigma_a = 1200 \text{ kg/cm}^2$

Rel. entre los mód. de elasticidad $= n = \frac{E_a}{E_h} = 15$

$S = \frac{n \sigma_h}{\sigma_a + n \sigma_h} = \frac{15 \times 50}{1200 + (15 \times 50)} = 0,385$

$h' = 0,345 \sqrt{\frac{M}{b}}$
 $f_e = 0,277 \sqrt{M \cdot b}$

TABLAS PARA ARMADURA SIMPLE

Figura IV. 110. Cálculo de una viga y expresiones seguidas.
 Arquitecto Lorenzo Ros, 1963.

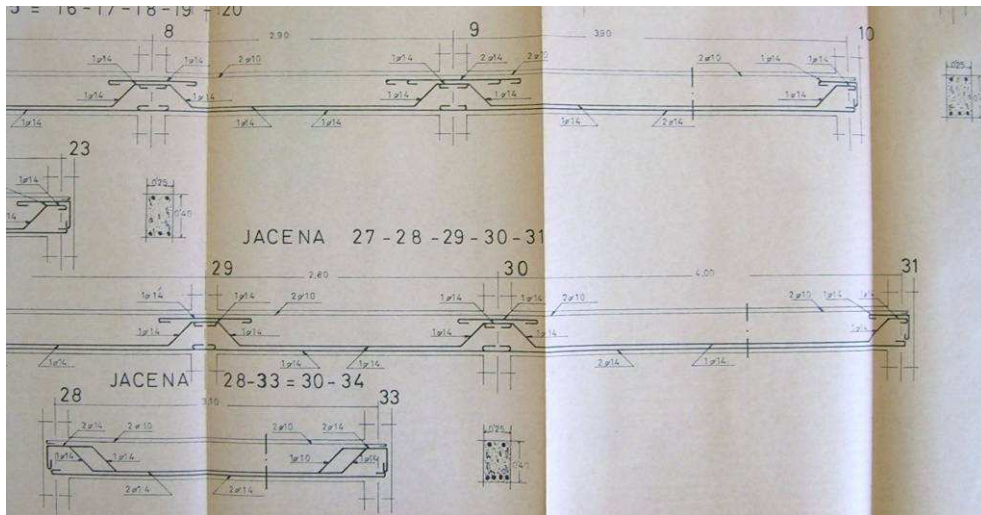


Figura IV. 111. Plano estructura, Edificio ficha 152C.011, 1963.

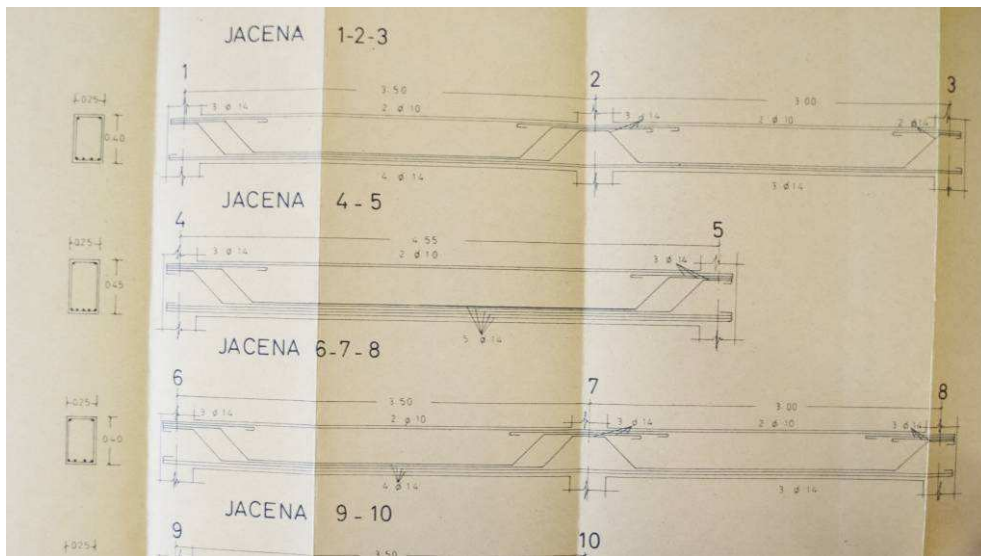


Figura IV. 112. Plano de estructura de vigas. Edificio ficha 163C.009, 1962.

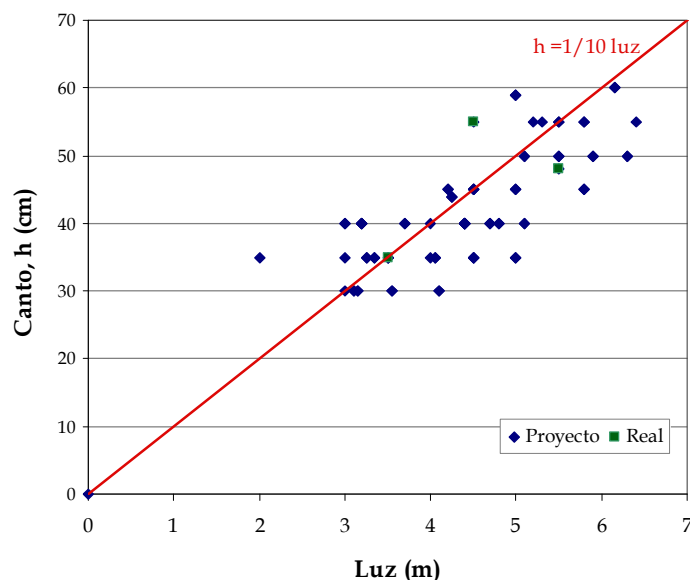


Figura IV. 113. Relación entre el canto y la luz en vigas.

Existe una diferencia notable en la información que contienen los proyectos redactados durante la primera mitad de la década de los sesenta y los redactados en la segunda mitad, que posiblemente también afecte al método de cálculo utilizado en cada una de las dos fases.

Para comprobarlo se ha aplicado las ecuaciones propuestas por la HA-61 (cfr. Cap. II-4.1.4._) para el cálculo de la armadura de tracción¹⁰² (en el caso de que no sea necesaria armadura de compresión¹⁰³) a los proyectos redactados antes de 1965. La Figura IV. 114 muestra que las cuantías propuestas en proyecto son muy superiores a las necesarias por cálculo, quedando del lado de la seguridad, pero alejadas de la bisectriz.

¹⁰² La resistencia de cálculo del hormigón se ha considerado igual a 40 kg/cm² porque es el valor que figura en la mayoría de proyectos y por tanto no se ha aplicado el coeficiente de minoración definido en la HA-61. Si se aplicasen los coeficientes de la HA-61 la resistencia de cálculo del hormigón sería de 75 kg/cm² para un hormigón de 120 kg/cm².

¹⁰³ En el caso que el momento sollicitación mayorado sea mayor que $0,375 f_{cd} \cdot b \cdot d^2$, sería necesaria armadura de compresión y las expresiones variarían.

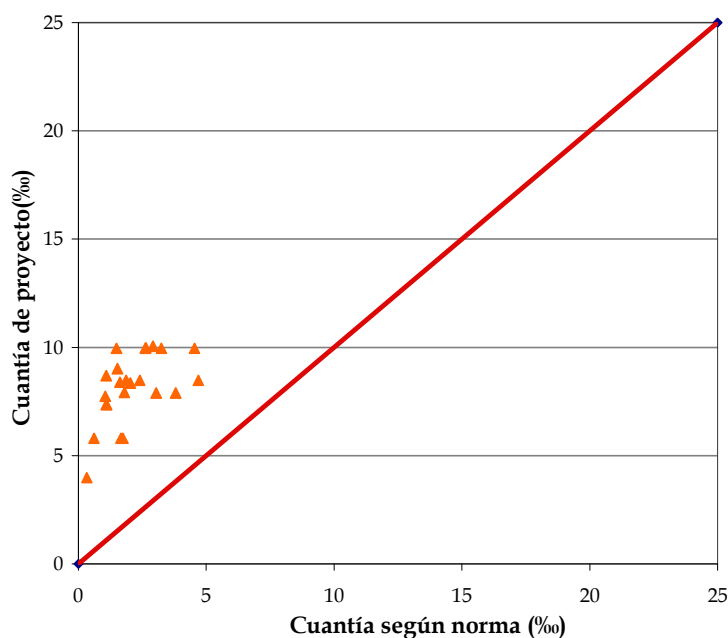


Figura IV. 114. Relación cuantía de proyectos anteriores a 1965 y cuantía según Momento tope.

Por el contrario, si a estas mismas vigas se le aplica el método de cálculo de tensiones admisibles¹⁰⁴ (Figura IV. 115), es decir, calcular las cuantías de las vigas con las mismas premisas seguidas en el periodo anterior¹⁰⁵, resulta que las cuantías de proyecto y la cuantía necesaria por cálculo tienden a ser algo más similares. Incluso se asemejan a la armadura propuesta en los proyectos anteriores a 1961 (puntos grises de la Figura IV. 115). Como se observa en la Figura IV. 115 la mayoría de las vigas están bien dimensionadas del lado de la seguridad.

¹⁰⁴ Se han utilizado las ecuaciones Ec. II. 23; Ec. II 24, Ec. II 25, Ec. II. 26; Ec. II. 27; Ec. II. 28 y Ec. II. 29.

¹⁰⁵ El momento sollicitación considerado para estos cálculos ha sido el mismo que establecía la norma de 1941, es decir, el momento debido a considerar la viga continua. Además este momento, en la mayoría de los casos, se aproxima al momento de valor $ql^2/10$ considerado por la mayoría de técnicos para el dimensionamiento de vigas (Molina, 2011)

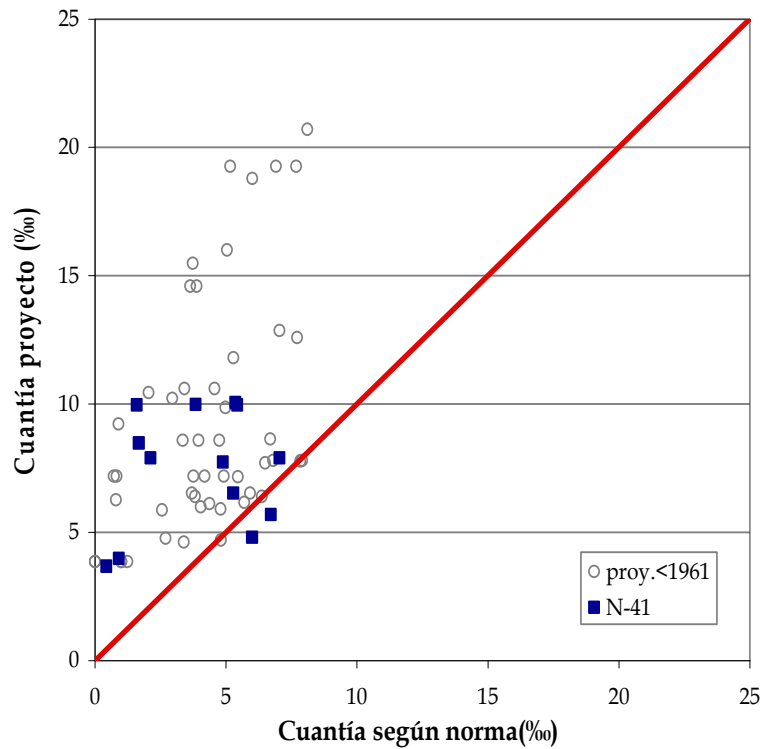


Figura IV. 115. Relación cuantía de proyectos anteriores a 1965 y cuantía según la teoría clásica (Norma de 1941).

En cambio, si se aplica a las vigas ¹⁰⁶ de los proyectos de la segunda mitad la teoría clásica, se observa una evolución hacia soluciones de armado con menores cuantías. Tal y como se observa en la Figura IV. 116, los puntos se han desplazado hacia la derecha quedando por debajo de la bisectriz con lo que las vigas tendría una sección insuficiente. Por tanto, parece ser que la mayoría de vigas calculadas en la segunda mitad de la década no se ajustaría al método de tensiones admisibles, ya que no estarían bien dimensionadas.

¹⁰⁶ Existen pocos proyectos donde informan de las resistencias de cálculo del acero y del hormigón. Para los cálculos se ha tomado la resistencia de cálculo del hormigón de 40 kg/cm². Para el acero, se ha considerado 1200 kg/cm² (cfr. CAP IV. 2.2.2.aMateriales).

Tabla IV. 24. Cuantía de tracción en vigas, ρ_{As1} (%), de proyectos redactos anteriores a 1965.

Ref. Viga ⁽¹⁾	Proyecto	Norma		$\rho_{Proy}/ \rho_{HA-61}$
		N-41	HA-61	
CV-3,0-180C	5,81	0	0,61	9,55
CV-3,1-175C	9,96	2,17	1,49	6,69
CV-3,35-177C	7,35	1,18	1,09	6,73
CV-3,5-175C	9,96	4,86	2,61	3,81
CV-4,05-177C	8,48	3,15	1,87	4,53
CV-4,4-180C	5,81	2,67	1,66	3,49
CV-4,5-177C	8,48	4,42	2,40	3,53
CV-4,8-180C	5,81	2,87	1,74	3,33
CV-3,2-150A	3,98	0	0,34	11,86
CV-3,25-169C	7,35	1,23	1,11	6,62
CV-4,25-169C	8,69	1,22	1,10	7,93
CV-4,7-150A	8,36	3,58	2,03	4,11
CV-5,0-169C	8,39	2,63	1,63	5,16
CV-5,5-150A	9,02	2,38	1,53	5,89
Ap-5,0-169C	7,74	1,15	1,06	7,32
Ap-4,4-180C	7,90	5,62	3,04	2,59
Ap-4,8-180C	7,90	7,30	3,81	2,07
Ap-4,25-169C	7,92	3,02	1,80	4,40
Ap-3,5-175C	9,96	8,98	4,54	2,19
Ap-3,5-175C	9,96	6,27	3,25	3,07
Ap-3,0-180C	9,99	5,01	2,64	3,79
Ap-3,25-169C	10,05	4,92	2,92	3,44

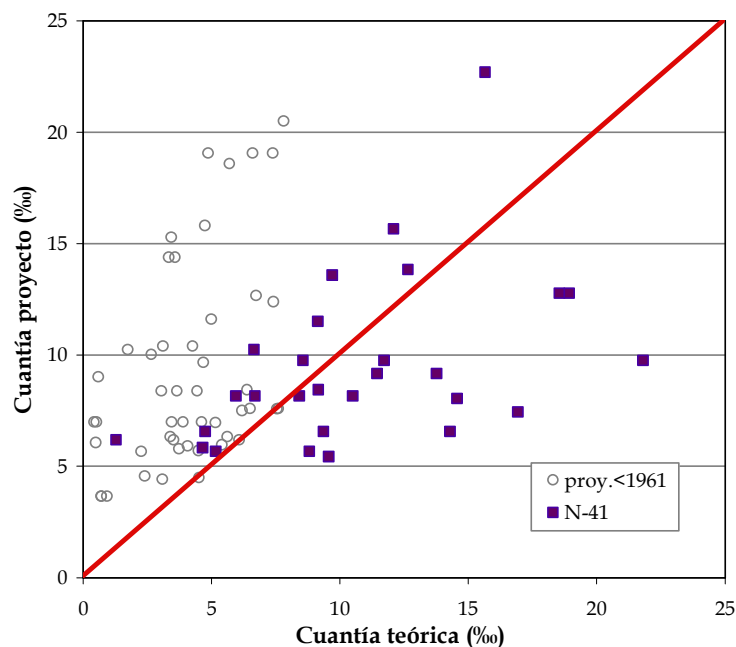


Figura IV. 116. Relación cuantía de proyectos redactados entre 1965 y 1968 y cuantía según la teoría clásica.

Tabla IV. 25. Cuantía de tracción en vigas, ρ_{As1} (%), de proyectos redactados después de 1965.

Ref. Viga ⁽¹⁾	Proyecto		Norma		ρ_{Proy}/ρ_{HA-61}
			N-41	HA-61	
CV_2-132C	4,58	10,13	4,94	0,93	
CV_3,7-88C	5,88	3,09	1,75	3,37	
CV_5,2-132C	14,63	15,40	7,85	1,86	
CV_5,5-88C	9,95	4,54	2,30	4,32	
CV_6,15-88C	8,25	6,13	3,39	2,43	
CV-4,4-184C	8,36	3,43	1,97	4,24	
CV-4,5-161C	6,76	2,47	1,58	4,29	
CV-5,0-161C	6,76	4,56	2,43	2,78	
CV-5,1-184C	8,36	5,17	2,71	3,08	
CV-5,8-161C	9,36	6,81	3,85	2,43	
CV-3,2-158C	6,40	2,33	1,53	4,18	
CV-5,9-158C	11,71	8,74	4,68	2,50	
CV_3,0-94C	16,36	-0,62	0,43	37,84	
CV_4,0-94C	15,86	5,61	2,90	5,47	

CV_4,5-94C	14,04	6,19	3,14	4,47
CV_5,5-94C	22,89	8,15	4,03	5,68
CV-3,1-186C	8,64	3,11	1,87	4,62
CV-3,5-159C	6,03	3,36	1,96	3,08
CV-4,1-186C	12,96	5,62	3,48	3,73
CV-5,1-159C	5,63	4,77	2,51	2,24
CV-6,3-186C	9,95	11,17	6,05	1,65
CV_2-132C	4,58	10,13	4,94	0,93
CV_3,7-88C	5,88	3,09	1,75	3,37
CV_5,2-132C	14,63	15,40	7,85	1,86
Ap_3,7-88C	5,88	3,16	1,77	3,32
Ap_5,2-132C	11,82	20,43	9,28	1,27
Ap_5,5-88C	9,95	5,97	3,33	2,99
Ap_6,15-88C	10,44	4,30	2,19	4,77
Ap-4,4-184C	8,36	5,75	2,96	2,82
Ap-4,5-161C	6,76	12,88	6,66	1,01
Ap-5,0-161C	6,76	9,66	4,98	1,36
Ap-5,1-184C	8,36	8,32	4,15	2,02
Ap-5,8-161C	9,36	12,96	6,99	1,34
Ap-3,2-158C	7,64	20,37	9,46	0,81
Ap-5,9-158C	13,78	9,73	5,13	2,69
Ap-3,1-186C	12,96	16,26	7,33	1,77
Ap-4,1-186C	12,96	15,88	6,97	1,86
Ap-6,3-186C	9,95	10,45	5,67	1,75
Rcv_4,2-86A	7,66	3,36	2,02	3,80
Rap_4,2-86A	5,74	3,63	2,13	2,69
Rcv_4,5-94C	6,75	9,45	4,73	1,43
Rcv_4,0-94C	6,75	6,36	3,26	2,07

⁽¹⁾ Las referencias a vigas con la notación CV o Ap aluden a datos de proyecto. Las que empiezan con Rcv o Rap se refieren a la armadura colocada en realidad conocida a través de la realización de calas.

Por el contrario, si a las mismas vigas de los proyectos de la segunda mitad de la década se les aplica el método del momento tope¹⁰⁷, los puntos se han desplazado hacia la bisectriz. Por tanto, como se observa en la *Figura IV. 117*, las

¹⁰⁷ Las solicitaciones se han calculado con el método matricial para la carga más desfavorable con un coeficiente de mayoración de cargas de 1,4. Además, se han aplicado los coeficientes de minoración de resistencias de 1,2 y 1,6 para el acero y el hormigón, según articulado de la HA-61

cuantías de armado propuestas en proyecto se asemejan más a las necesarias por cálculo.

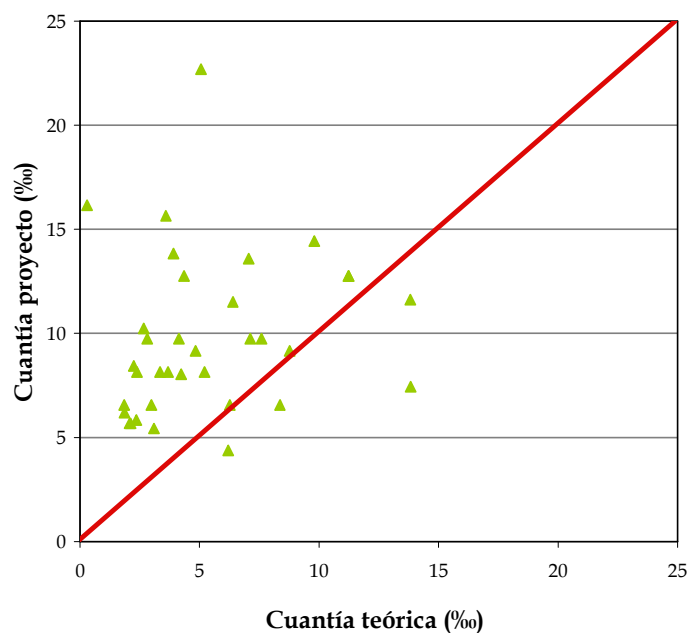
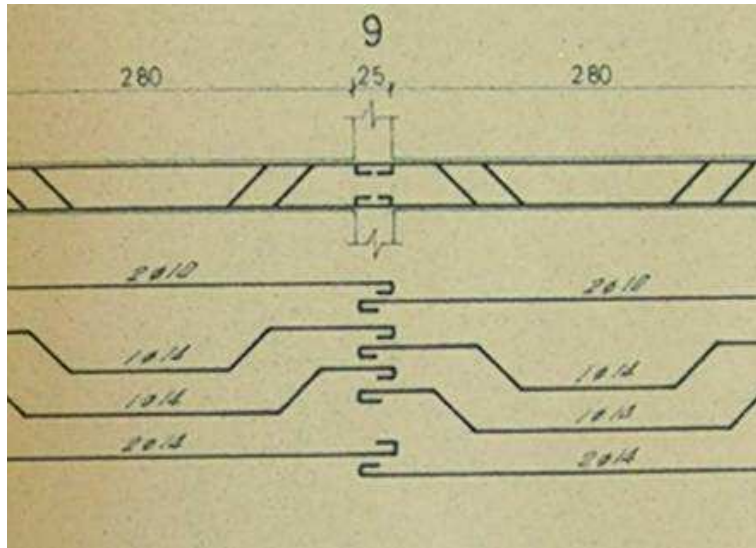


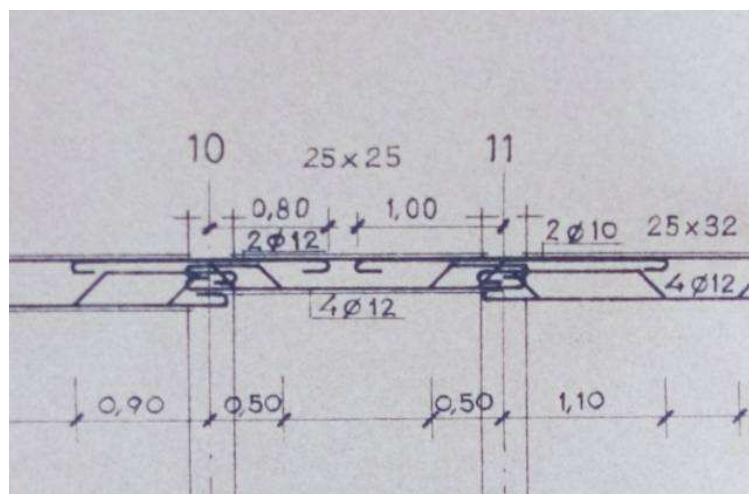
Figura IV. 117. Relación cuantía de proyectos redactados entre 1965 y 1968 y cuantía según el Momento tope.

En lo referente al doblado de las armaduras, las costumbres adquiridas en el periodo anterior¹⁰⁸ seguían siendo habituales (Figura IV. 118), aunque en este periodo la mayoría de proyectos detallaba qué cantidad de armadura longitudinal del centro de vano se debía doblar para absorber el momento en los nudos.

¹⁰⁸ Las armaduras se doblaban, la mayoría de las veces, en zonas situadas aproximadamente entre 1/5 y 1/6 de la luz, coincidiendo aproximadamente con la sección de momento nulo (Molina, 2011).



a) Detalle armado. Edificio 162A.009, 1967.



b) Detalle armado. Edificio 196C.0, 1963.

Figura IV. 118. Doblado de la armadura longitudinal cerca del apoyo.



Figura IV. 119. Viga interrumpida por paso de instalaciones, INTEMAC, 1964

Parece ser que hasta la mitad de la década de los sesenta la mayoría de técnicos seguía utilizando el método de la teoría clásica para el cálculo de la armadura. No obstante, a partir de la mitad de la década se produce un movimiento hacia cuantías menores que podría ser motivado por la aplicación del nuevo método del momento tope. Además, más de un 85 % de las vigas estarían bien dimensionadas ya que la cuantía de armadura es mayor a la mínima necesaria por cálculo.

_ Pilares

En los proyectos analizados la armadura de pilares mantiene como mínimo 4 diámetros, uno por esquina, y siempre mayores o iguales a 12 mm, exceptuando algunos pilares de las últimas plantas donde se dimensionan con $\varnothing 10$. La HA-61 no fija ningunos diámetros específicos mínimos para la armadura longitudinal en pilares. Aunque en la serie recomendada no figuraba el diámetro del 14, se seguía usando en obra (*Figura IV. 120 y Figura IV. 121*).

SOPORTES	8-11-12-15 16-19	9-10-13 14-17-18	20-21-22 23-24-25 26-27	1-2-3-4 7	5-6	2'
ESCALERA	-	-	-	-	25 X 25 4 Ø 12	-
4º	25 X 25 4 Ø 12	25 X 25 4 Ø 12	-	25 X 25 4 Ø 12	25 X 25 4 Ø 12	-
3º	25 X 25 4 Ø 12	25 X 25 4 Ø 12	-	25 X 25 4 Ø 12	25 X 25 4 Ø 12	-
2º	25 X 25 4 Ø 12	25 X 25 4 Ø 12	-	25 X 25 4 Ø 12	25 X 25 4 Ø 14	-
1º	25 X 25 4 Ø 14	25 X 25 4 Ø 14	-	25 X 25 4 Ø 14	25 X 25 4 Ø 14	-
BAJOS	30 X 30 4 Ø 14	30 X 30 4 Ø 14	30 X 30 4 Ø 14	30 X 30 4 Ø 14	30 X 30 4 Ø 14	30 X 30 4 Ø 14
ZAPATAS	120 X 180	120 X 120	130 X 80 100 X 100	120 X 180	120 X 120	120 X 120

Figura IV. 120. Cuadro de pilares, Edificio 132C.005, 1966.

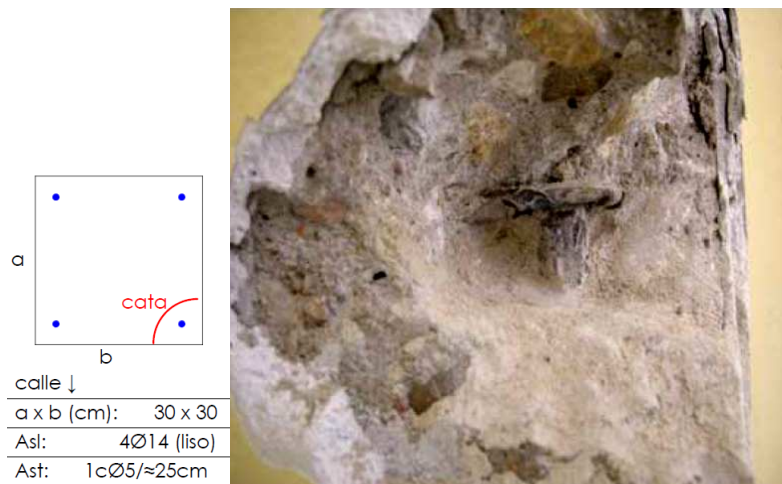


Figura IV. 121. Cala en pilar Edificio 94C.023, 1968.

En los pilares se plantea la misma diferencia entre proyectos anteriores y posteriores a 1965, igual que se ha planteado para la comprobación en vigas.

– Pilares sometidos a compresión simple

En los proyectos no figura qué método han seguido para el cálculo de la armadura de pilares. No obstante, se observa una evolución de los proyectos de la segunda mitad de la década hacia menores cuantías de armado, en comparación con los de la primera mitad. La *Tabla IV. 26* recoge la cuantía de armadura de tracción necesaria tras aplicar el método de tensiones admisibles y el momento tope¹⁰⁹, comparadas con las cuantías propuestas en proyecto, para los pilares de proyectos redactados antes de 1965. En color rojo aparecen las cuantías de cálculo que son mayores que las de proyecto, y por tanto la cuantía dispuesta en proyecto sería insuficiente.

Tabla IV. 26. Cuantía geometría en pilares a compresión simple, $\rho_{A_{tot}}$ (%), proyectos redactados antes de 1965.

Ref. Pilar ⁽¹⁾	Proyecto	Norma		$\rho_{\text{proy}}/\rho_{\text{HA-61r}}$
		N-41 (T ^a clásica)	HA-61 (Mto Tope)	
P3_int-175C	5,29	8,10	1,34	3,96
P3_int-177C	10,48	8,48	2,98	3,51
P3_int-180C	10,48	8,48	3,73	2,81
P3-175C	5,29	8,10	1,34	3,96
P3-177C	7,70	7,70	1,35	5,70
Pb_int-175C	8,30	10,70	7,57	1,10
Pb_int-177C	11,90	15,51	15,41	0,77
Pb_int-180C	10,29	7,14	4,77	2,16
Pb-175C	8,30	10,70	5,47	1,52
Pb-177C	9,41	8,30	2,94	3,20
Pb-180C	9,41	8,00	1,43	6,59
P2_int-169C	9,41	7,60	1,61	5,86
P3_int-150 ^a	10,48	8,48	5,24	2,00
Pb_int-150 ^a	9,41	23,51	19,09	0,49
Pb_int-169C	6,86	8,69	1,77	3,87
Pb-150A	7,20	10,97	1,38	5,22
Pb-169C	9,41	9,80	1,61	5,86
Rp3-86A	6,86	6,86	9,66	0,71

¹⁰⁹ Para aplicar el método del momento tope se han considerado las cargas sin mayorar.

La *Figura IV. 122* compara las cuantías necesarias por cálculo según la norma de 1941 y la HA-61. En esta figura se observa que las cuantías de proyecto son más similares a las obtenidas tras aplicar el método de la teoría clásica¹¹⁰, representadas por puntos circulares. En cambio, al aplicar a los pilares a compresión el momento tope resultan cuantías de armadura muy pequeñas que hacen desplazarse a la mayoría de puntos cerca del eje de las ordenadas alejándose de la bisectriz, y por tanto dimensionando los pilares con más armadura de la necesaria.

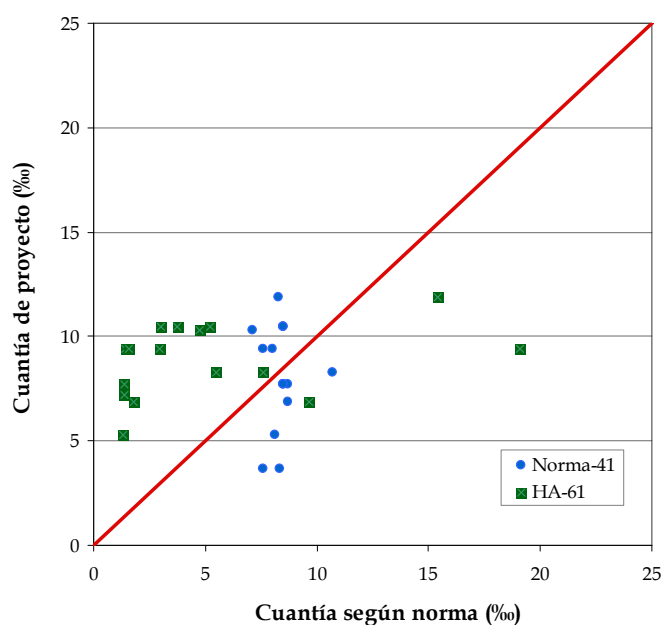


Figura IV. 122. Relación entre la cuantía geométrica en pilares a compresión simple según normas y según proyectos redactados antes de 1965.

Por el contrario, en los pilares de los proyectos redactados en la segunda mitad de la década de los sesenta se observa una evolución hacia armaduras de menores cuantías que podía deberse a un cambio en el método de cálculo. Como se observa en la *Figura IV. 123* los puntos azules, que informan de la relación entre la

¹¹⁰ Para aplicar el método de las tensiones admisibles se ha partido del axil obtenido como la carga por el área de reparto.

cuantía de proyecto y la necesaria según el método de las tensiones admisibles¹¹¹, se encuentran más dispersos y por debajo de la bisectriz, y por tanto las secciones de pilares se dimensionarían con menor armadura de la necesaria. En cambio, al aplicar el método del momento tope¹¹² resulta que los puntos se desplazan, en general hacia la bisectriz, y en consecuencia las cuantías de proyecto se asemejan más a las cuantías necesarias por cálculo.

Tabla IV. 27. Cuantía geometría en pilares a compresión simple, $\rho_{A_{tot}}$ (%), de los proyectos redactados entre 1965 y 1968 .

Ref. Pilar ⁽¹⁾	Proyecto	Norma		$\rho_{\text{proy}} / \rho_{\text{HA-61}}$
		N-41 (Tª clásica)	HA-61 (Mto Tope)	
P1_int-132C	10,48	24,88	18,86	0,56
P1_int-94C	9,91	32,48	24,62	0,40
P1-132C	10,48	10,48	4,05	2,59
P2_int-159C	5,29	7,50	2,21	2,40
P3_int-186C	7,70	11,69	11,98	0,64
P3_int-94C	8,68	26,03	21,11	0,41
P3-186C	7,70	7,70	4,05	1,90
P3-94C	11,90	7,50	4,06	2,93
P4_int-161C	8,81	17,93	17,03	0,52
P4-161C	8,81	7,67	6,13	1,44
P6_int-88C	7,70	9,20	1,35	5,70
P6-88C	7,20	10,00	19,31	0,37
P8_int-161C	10,48	8,67	1,40	7,51
Pb_int-132C	7,20	16,20	14,87	0,48
Pb_int-159C	6,06	7,14	9,22	0,66
Pb_int-161C	11,10	38,69	28,07	0,40
Pb_int-186C	7,88	14,02	13,99	0,56
Pb_int-88C	6,86	7,14	17,28	0,40
Pb_int-94C	9,91	47,23	32,32	0,31
Pb-132C	7,20	10,20	2,13	3,37
Pb-159C	5,25	7,14	1,37	3,83
Pb-161C	11,10	9,20	14,76	0,75

¹¹¹ Para el cálculo de la hipótesis calculada según la teoría clásica o método de tensiones admisibles se han aplicado las expresiones explicadas en el punto anterior CAP-IV. 2.0.2.a_____.

¹¹² Para la hipótesis calculada según el momento tope se han utilizado las Ec. II. 8 y Ec. II. 9.

Pb-186C	7,88	0,00	6,52	1,21
Pb-88C	6,61	18,40	3,74	1,77
Pb-94C	5,22	7,55	1,01	5,15
P _{sot} _int-88C	6,61	25,76	21,12	0,31
R _{p1} _int-94C	8,16	32,48	24,62	0,33
R _{pb} _int-94C	8,16	47,23	32,32	0,25
R _{pb} -94C	8,16	7,55	1,04	7,85

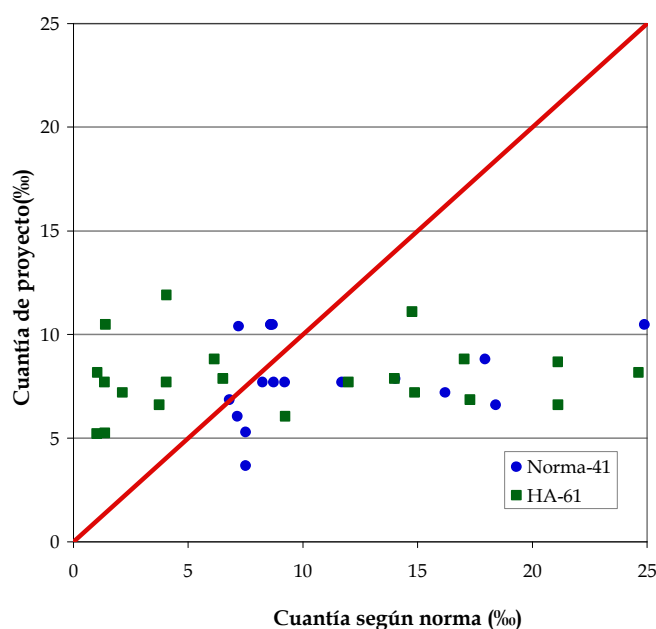


Figura IV. 123. Relación entre la cuantía geométrica en pilares a compresión simple según normas y según proyectos redactados entre 1965 y 1968.

A la vista de los resultado de la Tabla IV. 26, y como se observa en las Figura IV. 122, y Figura IV. 123, parece existir una evolución hacia cuantías menores de los proyectos redactados antes de la mitad de la década de los sesenta frente a los redactas en la segunda mitad. Este hecho podría estar motivado por la aplicación de un nuevo método de cálculo, el momento tope, según el cual se requería menor sección de acero. No obstante, más del 50% de los pilares calculados con el momento tope tendrían menor armadura de la necesaria por cálculo.

– Pilares sometidos a flexocompresión

En el caso de que los pilares estén sometidos a flexo-compresión se han planteado la misma diferenciación que con los pilares a compresión simple, es decir, separar los datos de los proyectos redactados antes de 1965 y los redactados entre 1965 y 1968. No obstante, en este periodo no se observa claras diferencia de la evolución seguida (Figura IV. 124 y Figura IV. 125)

Tabla IV. 28. Cuantía geometría en pilares a flexocompresión, $\rho_{A_{tot}}$ (%), de los proyectos redactados antes de 1965.

Ref. Pilar ⁽¹⁾	Proyecto	Norma		$\rho_{\text{pory}} / \rho_{\text{HA-61}}$
		N-41 (Tª clasica)	HA-61 (Mto Tope)	
P3-180C	7,70	16,67	1,35	5,70
P5_int-177C	7,70	8,48	1,35	5,70
P5_int-17C	3,67	7,60	1,52	2,41
P5_int-180C	7,70	8,48	1,35	5,70
P5-177C	7,70	7,70	11,27	0,68
P5-17C	3,67	3,67	1,30	2,84
P5-180C	7,70	7,70	3,89	1,98
P2-169C	7,20	7,60	1,38	5,22
P3-150 ^a	7,70	7,70	12,08	0,64
P4_int-169C	7,70	8,72	1,68	4,58
P4-169C	5,35	5,35	6,22	0,86
P5_int-150 ^a	7,70	8,48	5,29	1,46
P5-150 ^a	7,70	7,70	13,62	0,57
Rp9_int-86 ^a	3,67	8,32	1,30	2,84
P3-180C	7,70	16,67	1,35	5,70
P5_int-177C	7,70	8,48	1,35	5,70

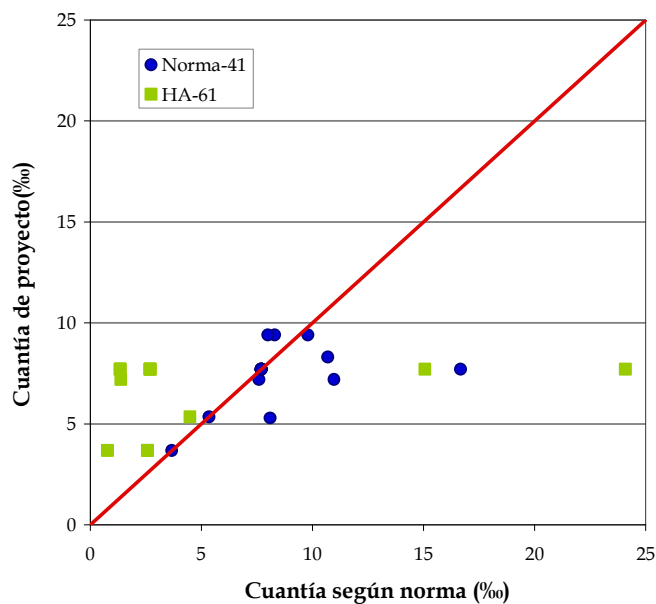


Figura IV. 124. Relación entre la cuantía de cálculo según norma y la cuantía de proyectos redactados antes de 1965.

Tabla IV. 29. Cuantía geometría en pilares a flexocompresión, $\rho_{A_{tot}}$ (‰), de los proyectos redactados entre 1965 y 1968.

Ref. Pilar ⁽¹⁾	Proyecto	Norma		$\rho_{\text{proy}} / \rho_{\text{HA-61}}$
		N-41 (Tª clásica)	HA-61 (Mto Tope)	
P3-180C	7,70	16,67	1,35	5,70
P5_int-177C	7,70	8,48	1,35	5,70
P5_int-17C	3,67	7,60	1,52	2,41
P5_int-180C	7,70	8,48	1,35	5,70
P5-177C	7,70	7,70	11,27	0,68
P5-17C	3,67	3,67	1,30	2,84
P5-180C	7,70	7,70	3,89	1,98
P2-169C	7,20	7,60	1,38	5,22
P3-150 ^a	7,70	7,70	12,08	0,64
P4_int-169C	7,70	8,72	1,68	4,58
P4-169C	5,35	5,35	6,22	0,86
P5_int-150 ^a	7,70	8,48	5,29	1,46
P5-150 ^a	7,70	7,70	13,62	0,57
Rp9_int-86 ^a	3,67	8,32	1,30	2,84
P3-180C	7,70	16,67	1,35	5,70
P5_int-177C	7,70	8,48	1,35	5,70

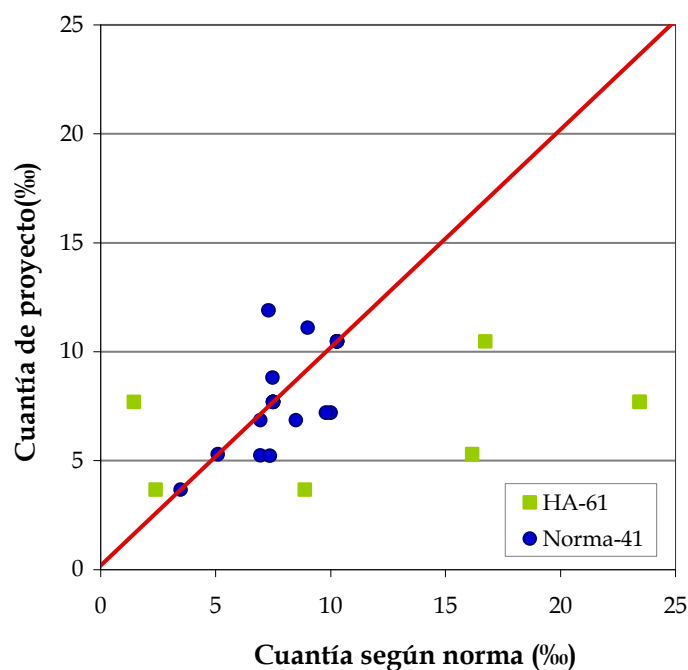


Figura IV. 125. Relación de la cuantía de cálculo según normas con la cuantía de proyectos redactados después de 1965.

2.2.1.d Dimensionamiento a esfuerzo cortante.

La HA-61 cuenta con la colaboración de hormigón y acero para absorber el esfuerzo cortante y, a diferencia de la norma anterior de 1941, no distingue procedimientos diferentes para pilares y vigas. Para tener en cuenta la colaboración de la armadura (estribos y barras levantadas) además de la contribución a esfuerzo cortante del hormigón, V_{cu} , la capacidad mecánica de la armadura transversal tenía que ser como mínimo el 60% de V_{cu} .

Como ya se comentó en el capítulo II, la expresión propuesta por la HA-61 para obtener la absorción de esfuerzo cortante por parte de las armaduras es muy similar a la propuesta por la norma de 1941, en el caso de que las barras estén levantadas a 45° y la separación entre ellas coincida con el canto útil.

En los proyectos, el diámetro del estribo podía variar desde $\varnothing 5$ a $\varnothing 8$, siempre buscando que no fuesen de diámetro mayor de 10 mm para garantizar una

cómoda y fácil manipulación en obra. Por ello era una mejor solución los “estribos del 6 dobles por ser más fácil de manejar que un diámetro del 10” (Soler, 2011).

_ Vigas

En general, los proyectos contienen mayor grado de detalle que los redactados en el periodo anterior. Existe un mayor número de proyectos, un 30%, donde se detalla el despiece de las armaduras de las vigas. En estos proyectos aparece el despiece de estribos, y se continúa doblando la armadura longitudinal. En los proyectos donde se informa sobre la armadura de cortante en vigas, se limita a describir la armadura levantada no se indica el diámetro y la separación entre estribos, aunque en los detalles constructivos si que aparecen dibujados los estribos (Figura IV. 126 - Figura IV. 129).

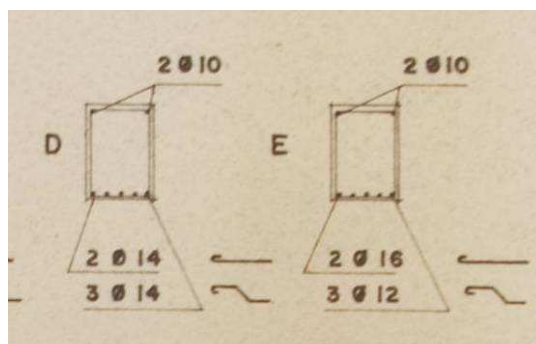


Figura IV. 126. Plano de armado de vigas. Ficha 88c.019, 1966.

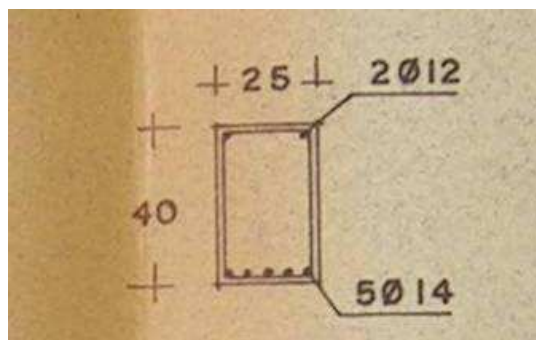


Figura IV. 127. Detalle de armado de viga. Edificio ficha 88C.019, 1966.

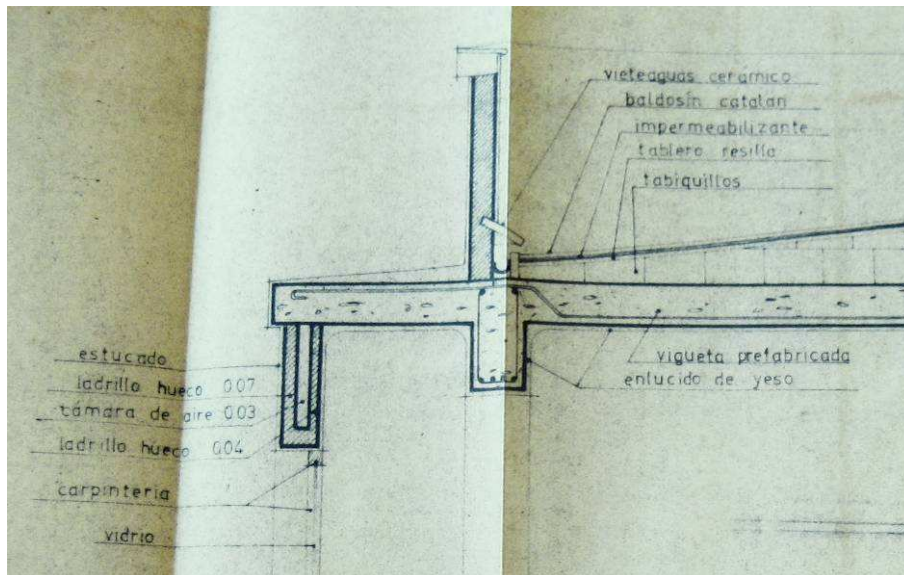


Figura IV. 128. Detalle de cubierta. Edificio 33C.011, 1968.

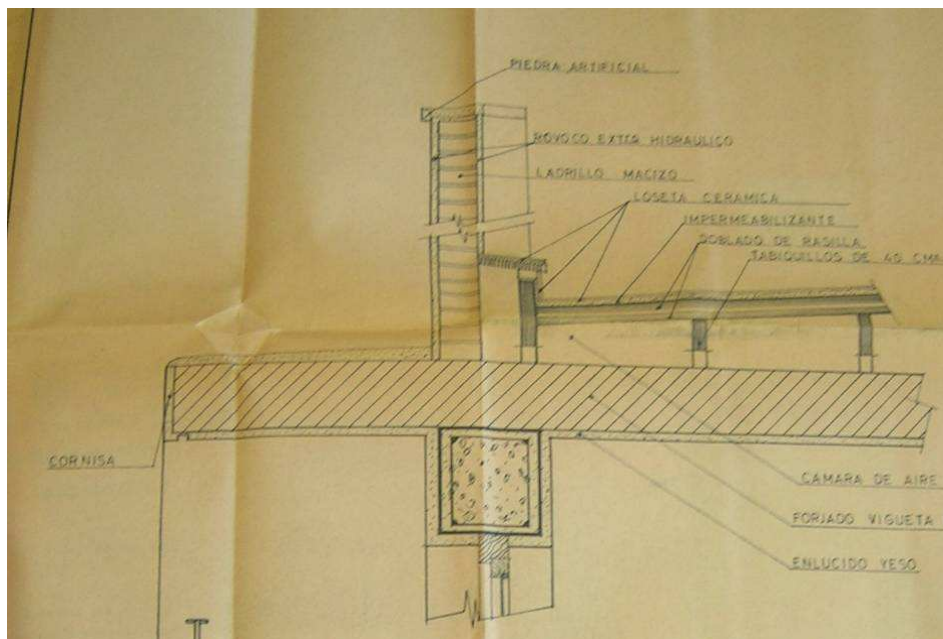


Figura IV. 129. Detalle fachada. Edificio ficha 154A.008, 1964.

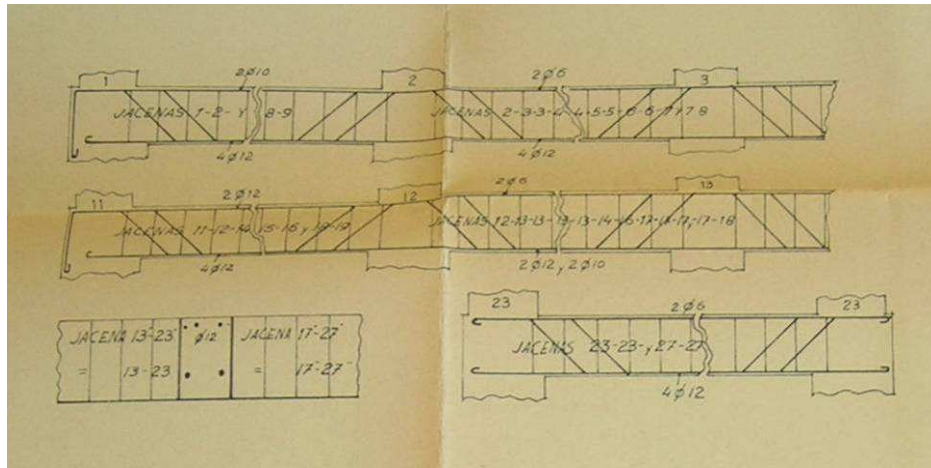


Figura IV. 130. Detalle de armado de viga. Edificio ficha 154^a.009, 1964.

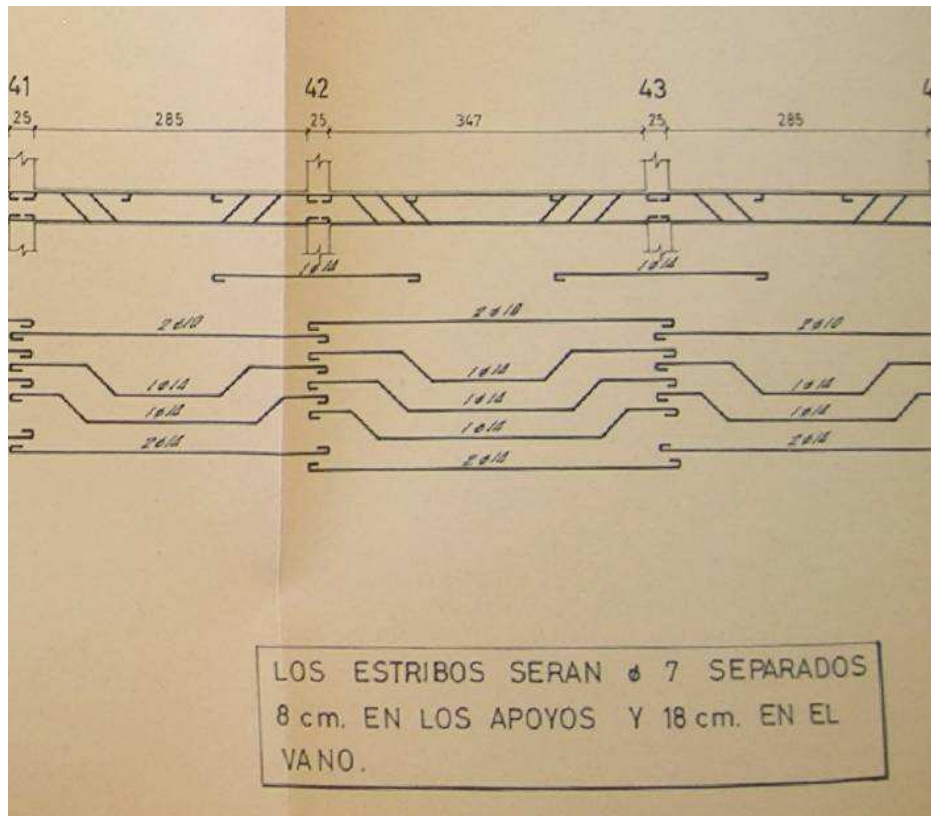


Figura IV. 131. Despiece armado de viga. Edificio ficha 90C.003, 1966.

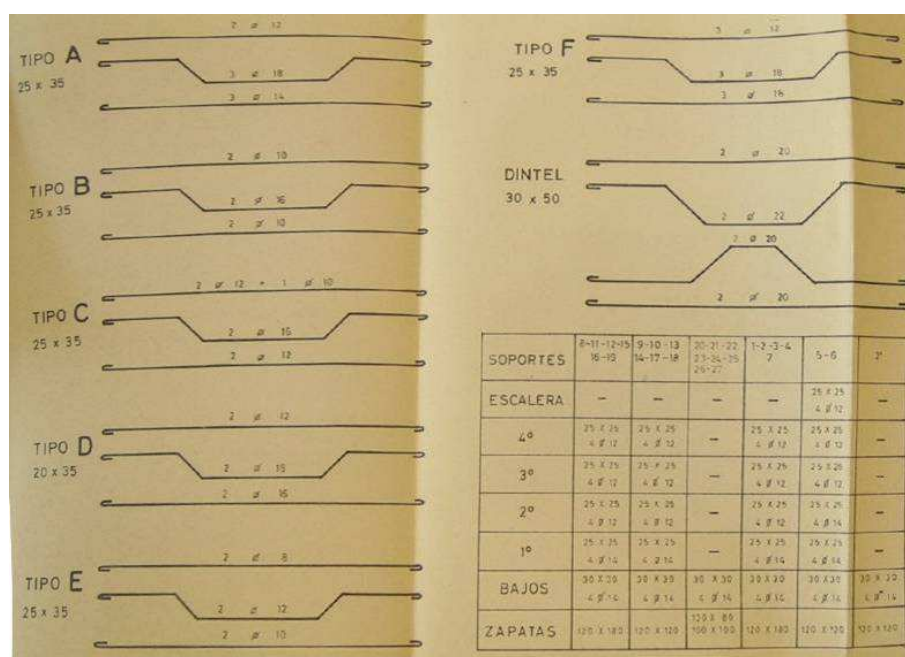


Figura IV. 132. Plano de estructura, Edificio ficha 91C.019, 1966.

En la mayoría de los proyectos que aportan información de la armadura de cortante, se detalla las armaduras dobladas y normalmente se establece dos separaciones para los estribos: una cerca de los apoyos y otra mayor para el centro de vano. No obstante, según Molina la realidad de la obra era otra:

"a finales de la década de los cincuenta se empieza a usar estribos rectos. Pero en obra, las armaduras flotantes no las ponían y si las ponían era por encima de los estribos. (...) Además cortaban la mitad de los estribos que molestaban para colocar las viguetas. Así que decidí volver a la solución de hierros a 45º pasando a ¼ de la luz del vano siguiente.

(...) Los ferrallas seguían la norma de doblar las armaduras a 1/5 de la luz, si no se lo corregías, porque de esta forma les servía para negativos la misma armadura de positivos."(Molina, 2011).

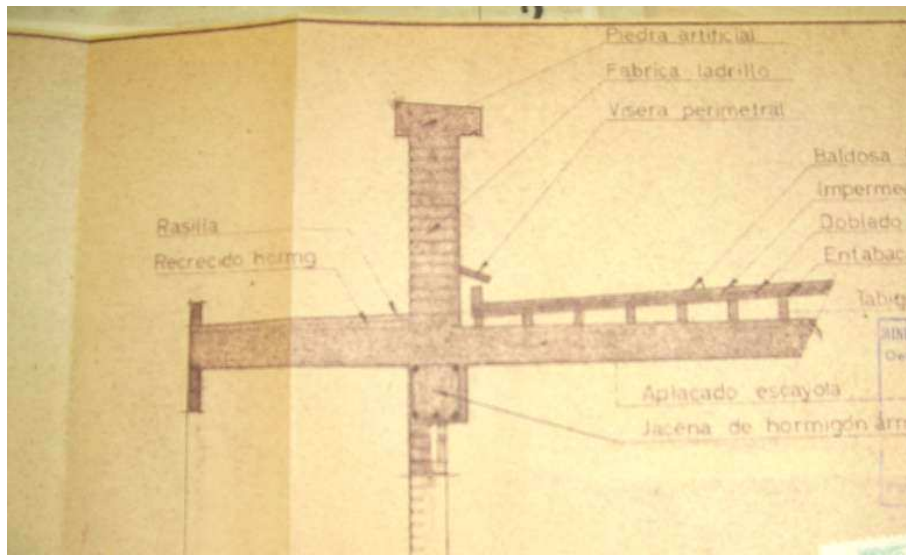


Figura IV. Detalle constructivo. Edificio ficha 133. 94C.023, 1966

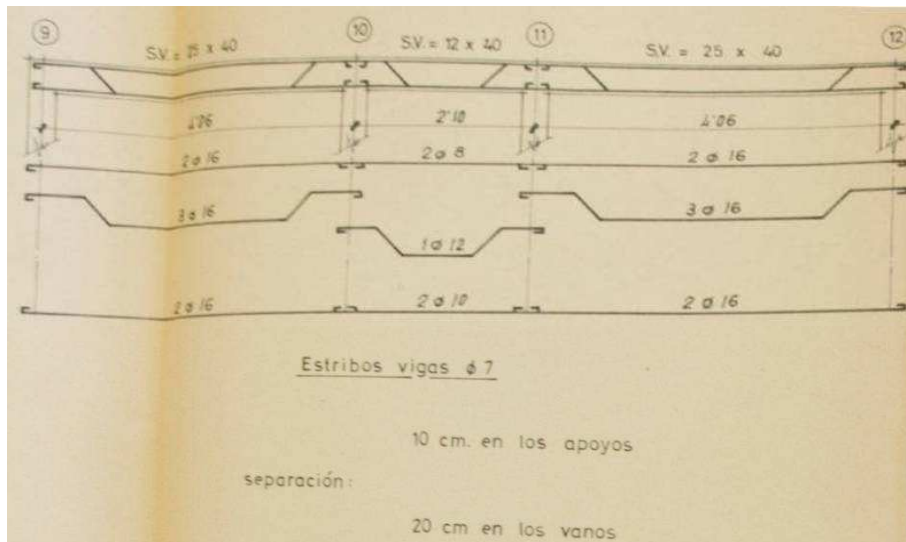


Figura IV. 134. Despiece de armado de vigas, Edificio ficha 195C.021, 1966.

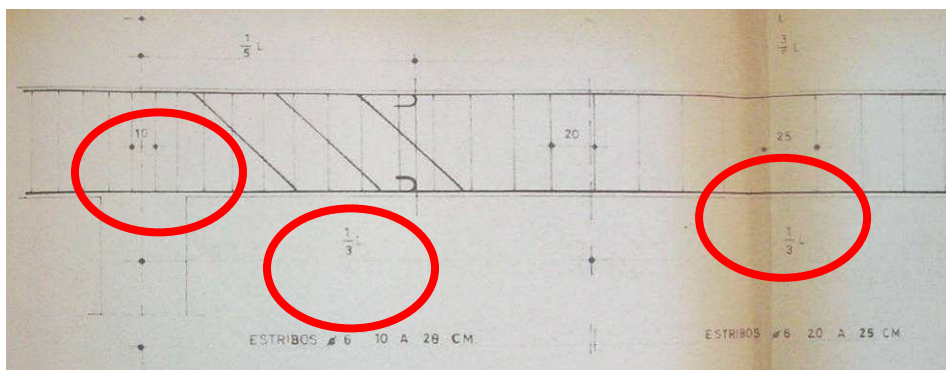


Figura IV. 135. Detalle de la separación de estribos. Edificio ficha 186^a.009, 1968



Figura IV. 136. Cala practicada en la cara inferior de la viga, en la posición de la fisura de mayor abertura, INTEMAC, 1965.



Figura IV. 137. Cala de viga en centro de vano. Edificio ficha 94C.023, 1966.

Para analizar bajo que norma se ha comprobado el esfuerzo cortante de las vigas y el nivel de cumplimiento de ésta se ha diferenciando entre los proyectos redactados antes y después de 1965. En las *Tabla IV. 30* y *Tabla IV. 31* se recoge el resumen de los cálculos realizados según las expresiones propuestas en la HA-61 (*cfr. CAP-II-4.1.5*).

Tabla IV. 30. Cálculo de cortante en vigas de proyectos anteriores a 1965 (T), según la HA-61

Ref. Viga ^(I)	Proyecto			Norma	$V_{su\ proy}/V_{su}$
	V_{slev}	V_{st}	$V_{slev} + V_{st}$ ($V_{su\ proy}$)	V_{su}	
CV-4,5-177C	4,26	0,36	4,62	1,04	4,46
CV-4,05-177C	4,26	0,36	4,62	0,71	6,55
CV-3,35-177C	3,37	0,37	3,74	0,00	0,00
CV-4,8-180C	4,26	0,43	4,69	0,47	10,04
CV-4,4-180C	4,26	0,43	4,69	0,05	95,71
CV-3,0-180C	4,26	0,43	4,69	0,00	0,00
CV-5,0-169C	5,66	0,44	6,10	0,00	0,00
CV-3,25-169C	4,48	0,77	5,25	0,00	0,00
CV-4,25-169C	4,48	0,61	5,09	0,00	0,00
CV-3,2-150 ^a	8,51		8,51	0,00	0,00
CV-4,7-150 ^a	8,51		8,51	1,02	8,33
CV-5,5-150 ^a	12,77		12,77	0,00	0,00

(I) Si $V_s < 0$, significa que el hormigón sólo es capaz de resistir el esfuerzo cortante.
 (II) Si V_s esta pintada de rojo significa que son necesarios estribos además de las armaduras levantadas propuestas en proyecto.

Tal y como se observa en la *Tabla IV. 30*, el 60% de las vigas (de color gris) de la primera mitad de la década no necesitan la colaboración de la armadura de cortante para resistir dicho esfuerzo. Una diferencia que se ha apreciado entre los dos grupos de proyectos, y que podría estar influyendo en el dimensionamiento a cortante, es el incremento en la estimación de carga que sufren los proyectos de la segunda mitad de la década. Las vigas de la segunda mitad de la década necesitan armadura de cortante, incluso en algunos casos necesitan de la combinación de las armaduras levantadas propuestas en el proyecto más la contribución de los

estribos (estos casos se representan en rojo en las *Tabla IV. 30* y la *Tabla IV. 31*). De color rojo aparecen los casos en los que la armadura transversal de proyecto, $V_{su,proy}$, es menor que la fuerza necesaria para absorber el esfuerzo cortante, V_s , una vez descontado el cortante que es capaz de absorber el hormigón, V_{cu} .

Como se observa en la *Figura IV. 138* (período 1961-1965) la armadura transversal se aleja de la bisectriz y por tanto, se proyecta más armadura transversal de la necesaria. En cambio, en la *Figura IV. 139* (período 1965-1968) parece que la armadura transversal propuesta en proyecto tiende a desplazarse algo hacia la derecha, y por tanto se ajusta más la armadura necesaria por cálculo según la HA-61 a la propuesta en proyecto.

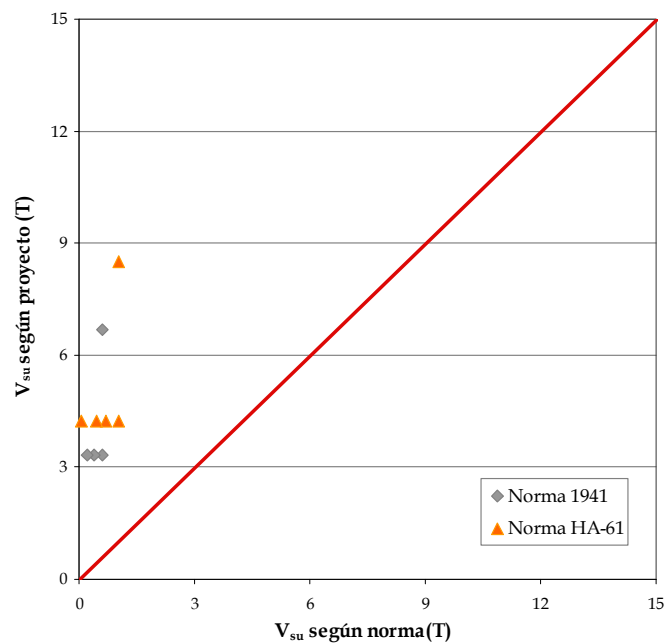


Figura IV. 138. Relación entre el cortante absorbido por la armadura transversal según norma y armadura transversal de proyectos redactados antes de 1965. (Hay más vigas pero no necesitan armadura transversal)

Tabla IV. 31. Cálculo de cortante en vigas de proyectos redactados entre 1965 y 1968 (T).

Ref. Viga ⁽¹⁾	Proyecto			Norma	$V_{su\ proy}/V_{su}$
	V_{slev}	V_{st}	$V_{slev} + V_{st}$ ($V_{su\ proy}$)	V_{su}	
Ap-5,9-158C	10,41	0,17	10,58	6,25	1,69
Ap-3,2-158C	6,74	0,22	6,96	2,87	2,43
Ap-6,3-186C	4,26	0,25	4,51	4,47	1,01
Ap-3,1-186C	3,37	0,44	3,81	1,84	2,07
Ap-4,1-186C	3,37	0,44	3,81	2,58	1,47
Ap_5,2-132C	15,62		15,62	5,53	2,82
Ap-5,8-161C	10,41		10,41	3,44	3,02
Ap-5,0-161C	10,41		10,41	2,34	4,46
Ap-4,5-161C	10,41		10,41	1,56	6,69
Rap_4,2-86 ^a	12,77		12,77	3,46	3,69

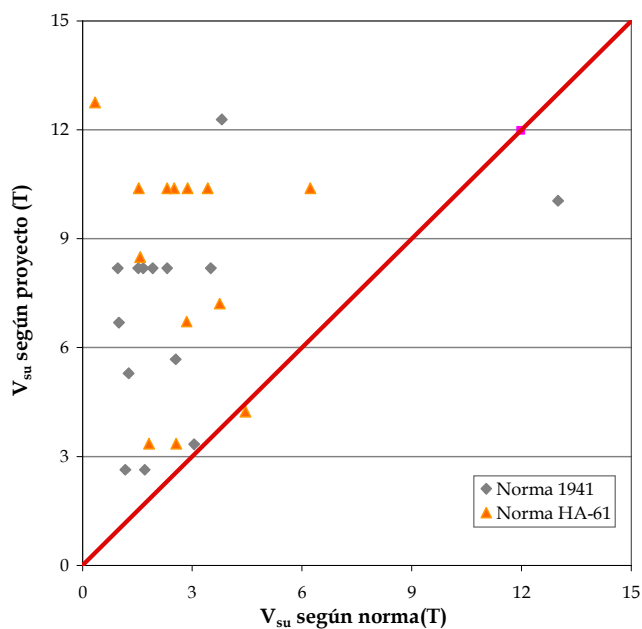


Figura IV. 139. Relación entre la cuantía de barras levantadas según norma y la cuantía de barras levantadas de proyectos redactados entre 1965 y 1968.

En las zonas donde el momento y el cortante eran máximos la instrucción proponía que como mínimo la mitad de la armadura de cortante fuesen barras levantadas. Coincide con las recomendaciones dadas desde la Escuela de Arquitectura donde los profesores proponían soluciones de armado de cortante con más porcentaje de barras levantadas que de estribos:

“El profesor Arangoa proponía todo barra doblada y algo de estribo. “

(Soler, 2011)

_ Pilares

Aunque la documentación de los proyectos es más extensa y detallada que en el periodo anterior a 1961, la separación y el diámetro de los estribos para pilares no es un dato que solía aparecer en los planos de estructura. En los proyectos donde consta esta información puede aparecer como comentario general cerca del cuadro de pilares (*Figura IV. 140 y Figura IV. 141*), o aparece dentro del pliego (*Figura IV. 142*). No obstante, aunque no constase dicha información en el proyecto en la realidad de la obra los operarios estaban acostumbrados a colocarlos (*Molina, 2011*). Pero podría ser que las separación entre estribos fuese demasiado grande (*Molina, 2011*) (*Figura IV. 143*). La *Tabla IV. 32* compara las separaciones de los de los estribos fijadas en proyecto con las máximas permitidas según la HA-61 para estribos verticales. En rojo aparecen aquellas separaciones que son mayores que las permitidas en la norma. Sólo el 25% de los pilares tienen separaciones menores a la máxima permitida, por tanto confirma que la mayoría de estribos distaban más de lo exigido.

C U A D R O P I L A R E S						
Nº DEL PILAR	P. BAJA	PISO 1º	PISO 2º	PISO 3º	PISO 4º	PISO 5º
1-4-5-8-17-21-22-30-33-34-35-37 38-40-43-44-48-60-64	30x30	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
	4 φ 12	4 φ 12	4 φ 12	4 φ 12	4 φ 12	4 φ 12
6-7-9-12-13-19-20-23-26-29-31-32 36-39-41-42-50-52-49-61-62-63	30x30	25x25	25x25	25x25	25x25	25x25
	4 φ 14	4 φ 14	4 φ 12	4 φ 12	4 φ 12	4 φ 12
23-10-11-13-14-15-16-24-25-27-28-45 46-47-51-53-54-55-56-57-58-59	30x30	30x30	30x30	25x25	25x25	25x25
	4 φ 16	4 φ 14	4 φ 14	4 φ 14	4 φ 12	4 φ 12
ESTRIBOS φ 5 - SEPARACION		25 - 30 CM.				

Figura IV. 140. Cuadro de pilares, Edificio ficha 150ª.017, 1963.

PILARES	CUADRO								DE PILARES							
	PLANTA BAJA				PLANTA PISO 1º				PLANTA PISO 2º				PLANTA PISO 3º			
	ESCUA- DRIA CM.	HIERROS	SEPARA- CION DE ESTRIBOS	TRABAJO HORMIGON Kg/cm²	ESCUA- DRIA CM.	HIERROS	SEPARA- CION DE ESTRIBOS	TRABAJO HORMIGON Kg/cm²	ESCUA- DRIA CM.	HIERROS	SEPARA- CION DE ESTRIBOS	TRABAJO HORMIGON Kg/cm²	ESCUA- DRIA CM.	HIERROS	SEPARA- CION DE ESTRIBOS	TRABAJO HORMIGON Kg/cm²
10 · 16 · 17 · 18	30x30	4 Ø14	28 cm.	40	25x25	4 Ø14	23 cm.	40	25x25	4 Ø12	23 cm.	40	25x25	4 Ø12	23 cm.	35
2 · 3 · 8 · 9 · 12	35x35	4 Ø14	33 cm.	45	30x30	4 Ø14	28 cm.	45	25x25	4 Ø14	23 cm.	45	25x25	4 Ø12	23 cm.	35
4 · 5 · 7 · 11 · 13 · 14 · 15	30x30	4 Ø16	28 cm.	45	30x30	4 Ø14	28 cm.	40	25x25	4 Ø12	23 cm.	40	25x25	4 Ø12	23 cm.	35

Figura IV. 141. Cuadro de pilares, Edificio ficha 169C.021, 1963.

El vestido de hormigón se hará con cuidado para que no produzca desplazamientos en las armaduras, apisonándola convenientemente para conseguir la máxima capacidad o bien vibrándolo.

Las armaduras serán de acero dulce laminado de las dimensiones formas y secciones que se especifiquen en el plano. Los estribos en pilares irán a una distancia de 20 cms. o a 15 veces el diámetro de las armaduras. El desencofrado de sus pilares no se hará antes de 36 horas de su relleno y el de las jácenas y zunchos en sus partes laterales podrá hacerse a los tres días de su relleno pero los fondos y los apios no se desencofrarán antes de 28 días.

Figura IV. 142. Pliego de condiciones. Edificio ficha 186ª.009, 1968.



Figura IV. 143. Cala en pilar. Edificio ficha 94C.023, 1966.

Tabla IV. 32. Separación de estribos (cm).

Ref. Pilar	Proyecto	HA-61
	s	s _{max}
Rpb-94C	288,75	250
Rpb_int-94C	288,75	250
Rp1_int-94C	288,75	250
Pb_int-177C	213,75	200
P3_int-177C	176,25	200
P5_int-177C	176,25	200
Pb-177C	213,75	200
P3-177C	176,25	200
P5-177C	176,25	200
Pb_int-150 ^a	213,75	300
P3_int-150 ^a	176,25	250
P5_int-150 ^a	176,25	250
Pb-150 ^a	213,75	300
P3-150 ^a	176,25	250
P5-150 ^a	176,25	250
Pb_int-169C	251,25	320
P2_int-169C	213,75	280
P4_int-169C	176,25	230
Pb-169C	213,75	280
P2-169C	213,75	230
P4-169C	176,25	230
Pb_int-158C	326,25	200
P4_int-158C	251,25	200
P7_int-158C	176,25	200
Pb-158C	251,25	200
P4-158C	176,25	200
P7-158C	176,25	200

2.2.1.e Anclaje y empalmes.

A diferencia de la norma de 1941, la HA-61 aportaba una expresión (*cfr.* CAP-II-4.1.6) para obtener la longitud de anclaje de barras de acero liso sometidas a tracción. Esta longitud de anclaje se debía prolongar a partir del punto donde dejan de ser necesarias las armaduras y después terminarla en gancho. No obstante, esta longitud se podía tomar igual a 45, 40 y 30 veces el diámetro si se utilizaba acero ordinario¹¹³ y hormigón¹¹⁴ de 130 kg/cm² y existía un recubrimiento de 1, 2 ó más de 5 cm, respectivamente.

Si las armaduras estaban a compresión no era necesario terminarlas en gancho, era suficiente terminarlas en prolongación recta. Para calcular la longitud de los empalmes en barras lisas, de diámetro inferior a 25 mm (lo más habitual en edificación), se podía utilizar la misma expresión definida para obtener la longitud de anclaje. Al final del solape las armaduras se debían terminar en gancho también.

En la mayoría de proyectos redactados durante la primera mitad de la década se pueden diferenciar dos soluciones para definir el anclaje de las vigas. En el primero estarían aquellos arquitectos que diseñan el anclaje justo en el nudo del pilar (*Figura IV. 144*) y el segundo aquellos que el anclaje sobrepasa el nudo anclándose en el vano contiguo siguiendo reglas sencillas como 1/5 ó 1/3 de la luz.

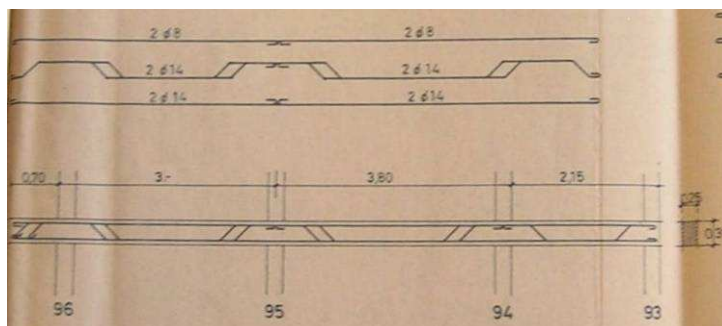


Figura IV. 144. Despiece de armaduras de vigas. Edificio ficha 177C.017, 1962

¹¹³ Se entiende por acero ordinario el acero liso que era el más común.

¹¹⁴ En el caso de utilizarse hormigón de 180 kg/cm² las longitudes serían de 35, 30 y 20 diámetros, respectivamente.

En los proyectos de la segunda mitad de la década se siguen manteniendo esta diferencia de armaduras ancladas en el nudo (*Figura IV. 145*) y armaduras ancladas en el vano contiguo (*Figura IV. 146 - Figura IV. 147*). No obstante, dentro del segundo grupo, comienzan a aparecer proyectos donde las armaduras se anclan con diferentes dimensiones, lo cual podría indicar que los arquitectos empezaban a tener en cuenta el diámetro de la barra y si las barras estaban sometidas a fracción o compresión.

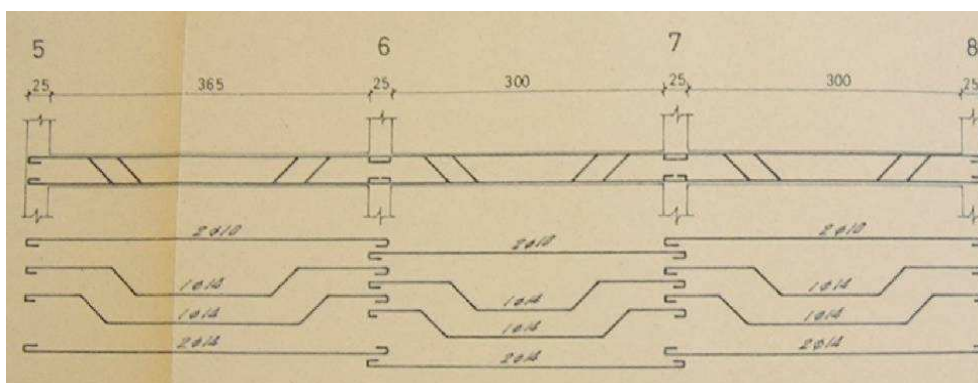


Figura IV. 145. Plano despiece de viga, Edificio ficha 92C.003, 1966.

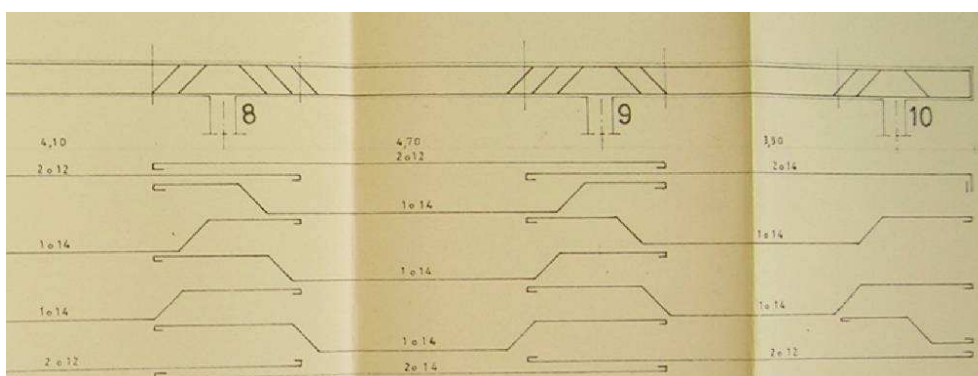


Figura IV. 146. Despiece de armado de vigas, Edificio ficha 186ª.009, 1968.

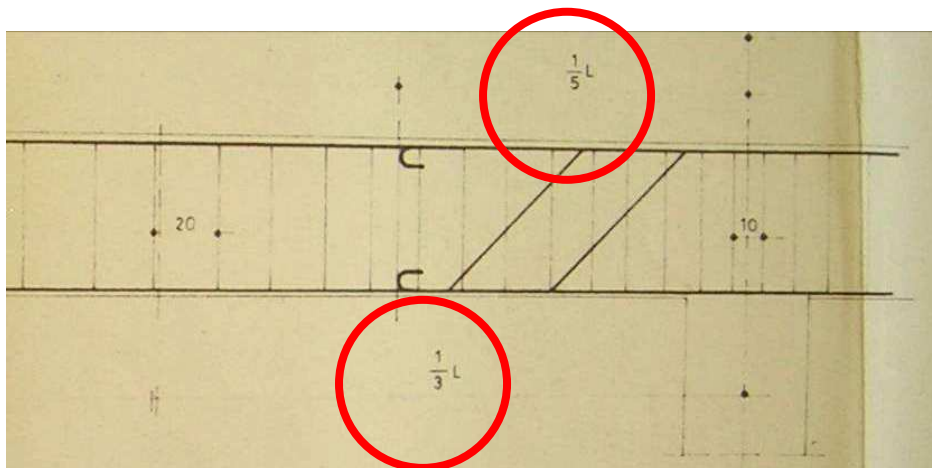


Figura IV. 147. Detalle de las longitudes y anclaje de barras. Edificio 186A.009, 1968

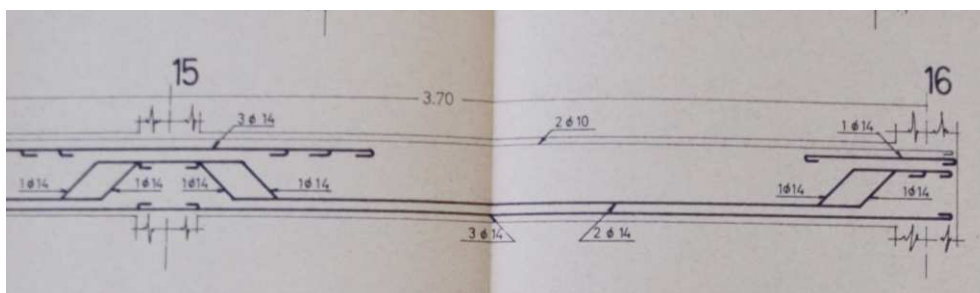


Figura IV. 148. Despiece de viga. Edificio ficha 197C.011, 1966.

Los anclajes del primer grupo, para los diámetros más comunes ($\text{Ø}12$, $\text{Ø}14$, $\text{Ø}16$), difícilmente podrían cumplir con las exigencias descritas en la HA-61 porque como mínimo sería necesaria una longitud de anclaje¹¹⁵ de 50 cm, y por tanto, suponen una distancia superior a la mayoría de anchos de pilares (alrededor de los 30 cm). En el segundo grupo de proyectos las longitudes de las barras son mayores. A la vista del despiece de armado en vigas, dentro de este segundo grupo se pueden diferenciar formas distintas de establecer la longitud de la armadura. En el primer subgrupo, los proyectos acotan la longitud del tramo horizontal de las

¹¹⁵ En el caso de diámetros de 12 mm, con recubrimiento de 2 cm, la longitud de anclaje y de solape sería igual a 48 cm ($40 \times 1,2$). Si el recubrimiento fuera de 5 cm o más, esta longitud, para $\text{Ø}12$, podría reducirse a 36 cm.

armaduras levantada (es decir, la longitud de anclaje más la estrictamente necesaria para absorber tracciones) en función de la necesidad de absorber tracciones o en función del diámetro. A mayor solicitación, mayor cantidad de armadura levantada. En el otro subgrupo, a diferencia de este método de cálculo o estimación de la longitudes de anclaje, existían proyectos menos preciso y con los criterios más sencillos de doblar la armadura a $1/5$ de la luz.

“Las armaduras de vigas continuas en sus encuentro con pilares intermedios sobrepasaran en 25 cm como mínimo la cara contraria al pilar al que se apoyan...” (Pliego Condiciones Edificio 186ª.009, 1968)

“la longitud de anclaje venía en función del momento, o se seguía el criterio de prolongar la longitud de la barra hasta $1/4$ de la luz, para absorber el negativo del vano siguiente. (Molina, 2011)

Los dispositivos de anclaje y empalme definidos en los proyectos analizados son los mismos que reseñaba la norma de 1941 heredada de los manuales de construcción, es decir, la terminación en gancho. Esta terminación se usa, indistintamente de la posición y del esfuerzo (tracción o compresión) que soporte la barra longitudinal (Bazán, 2011, Estelles, 2010; Contel, 2011; Molina, 2011). Por tanto, los proyectistas no se han adaptado todavía a la nueva reglamentación y siguen aplicando los mismos criterios que venían aplicándose con anterioridad.

“Las armaduras de jácenas se doblaran en gancho.” (Pliego Condiciones Edificio 177C.017, 1962)

“Todas las varillas en sus terminaciones tendrán su correspondiente gancho,...” (Pliego de Condiciones Edificio 196C.018, 1966.

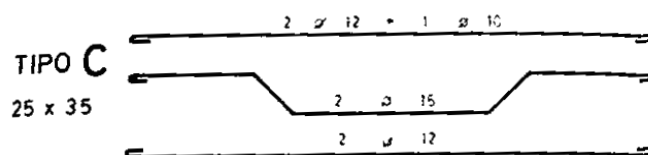


Figura IV. 149. Plano despiece viga, ficha 91C.019, 1966



Figura IV. 150. Detalle de anclaje de barras (INTEMAC, 1968 (08117))

Por lo que respecta a los pilares, en los proyectos, en general, se define las longitudes de empalme en función del diámetro. Los pliegos detallan las longitudes entre 20 y 35 veces el diámetro, más propio de los criterios descritos en los manuales. Al igual que la norma 1941, la HA-61 fijaba la longitud de solape en 40 veces el diámetro como mínimo para recubrimientos de 2 cm. Por tanto, en general, las longitudes de empalme fijadas en proyecto serían como mínimo 5 diámetros inferiores a las fijadas en la instrucción, aunque existe una tendencia a aumentar las longitudes en el tiempo.

“Los empalmes se yuxtapondrán en una longitud igual a 20 o 30 veces su diámetro sujetándose con ligaduras.” (Pliego Condiciones Edificio 182C.018, 1962)

“...longitud de solapo en pilares será como mínimo de 30 diámetros (es decir 42 cm en las dos primeras plantas y 36 cm en las dos últimas)...” (Pliego Condiciones Edificio 177C.017, 1962)

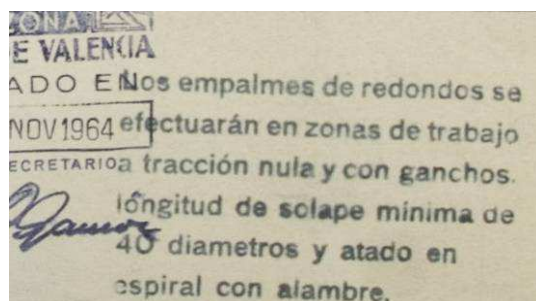


Figura IV. 151. Empalmes detallados en el plano de estructura.
Edificio 191ª.001, 1964

“...y cuando se tenga que empalmar dos armaduras de pilares al cambiar de planta, el solape de los hierros tendrá que ser como mínimo de 40 veces el diámetro mayor de las varillas empalmadas.” (Pliego de Condiciones Edificio 196C.018, 1966.)

“El empalme de las armaduras en pilares entre una planta y las siguientes deberá tenerse en un solape nunca inferior a 50 cm.” (Equivale a, aproximadamente, 35 veces el diámetro, dado que el máximo diámetro en pilares, en este proyecto, es un Ø14) (Pliego Condiciones Edificio 186ª.009, 1968)

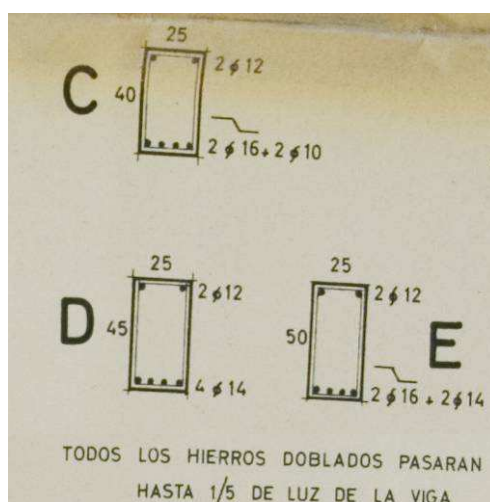


Figura IV. 152. Detalle de sección de armado de vigas. Edificio ficha 189C. 018, 1963.

2.2.2. EJECUCIÓN Y CONTROL

A partir del Plan de Estabilización de 1960 se abrieron las puertas a la importación de materiales y tecnología. En este periodo las grandes empresas constructoras comienzan a abastecerse de maquinaria más sofisticada, como grúas u hormigoneras, que agiliza la evolución de la obra (*Molina, 2011*). No obstante, en las pequeñas empresas constructoras la introducción de la hormigonera no fue habitual hasta finales de la década de los sesenta (*Bazán, 2011*).

Una importante aportación para la mejora de la calidad en la obra fue la implantación de centrales hormigoneras. Las primeras en implantarse aparecieron en las grandes ciudades como Madrid y Barcelona en 1962. La primera planta de hormigón preparado en Valencia se instaló en la Pista de Silla, en 1968, bajo la patente suiza Prebetong (*Carrau, 2011*). Estas empresas exportan su tecnología y contratan a técnicos españoles. No obstante, a pesar de la implantación de las primeras centrales, estas suministraban hormigón principalmente a obra pública, ya que la mayoría de contratistas tenían todavía la costumbre de hacer el hormigón a pie de obra. (*Martínez, 2011*)

2.2.2.a Materiales

_ Cemento

Para la estructura aérea, la marca de cemento más utilizada en este periodo en la zona de Valencia, seguía siendo el cemento pórtland *Raff* de la fábrica de Buñol (*Figura IV. 153*). Además, era muy apreciado el cemento ruso, más oscuro que el *Raff* y según *Bazán*, más resistente (*Bazán, 2011*). Para la construcción de los tabiques o pavimentos se prefería el cemento Turia o cemento pórtland mezclado con cal (*Bazan, 2011*). Los pliegos confirman que el cemento de la marca *Raff* se prefería para las estructuras, mientras que el *Turia* era más habitual para hormigones en masa:

Cemento Pórtland. Serán de marcas acreditadas. Será de la marca "Raff" para las obras de hormigón armado, pudiendo tolerarse el "Turia" sólo para hormigones en masa. (Pliego de condiciones Edificio 177C.017, 1962)

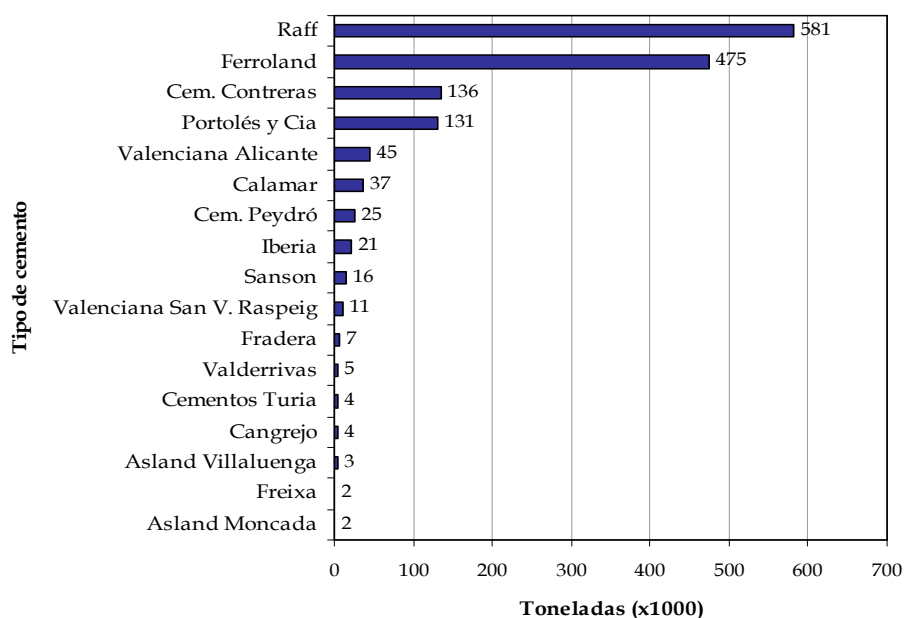


Figura IV. 153. Ventas de cemento pórtland en la Provincia de Valencia entre 1962-1967

Hasta la publicación de la memoria de la Industria del Cemento de 1966 la distinción que se hacía de los cementos era cemento pórtland, supercemento y cemento artificial distinto del pórtland (blancos y con adiciones). En la memoria del Cemento de 1967 aparece una nueva nomenclatura para los cementos pórtland, clasificándolos en función de su resistencia. Este texto distingue entre P-250, también conocido como el de albañilería según Alonso (Alonso, 2011), P-350, comúnmente llamado Raff por la marca del mismo, y P-450, conocido como “Rigas”. Todos ellos eran cementos pórtland puros.

_ Armaduras

La HA-61 define dos tipos de acero: liso o de alta adherencia. Dentro del segundo grupo se encuentran los aceros corrugados, no muy usuales en obra en aquel momento, y los aceros trenzados fabricados por Tetracero (Figura IV. 154), conocidos como Tetracero-42 o Tor-50.

El Tetracero-42 tenía un límite eléctrico de 4200 kg/cm² hasta el año 61¹¹⁶ y se fabricaba a partir de barras lisas de acero ordinario estirado en frío y retorcido (Calavera, 2011). Hacia 1964 se pasó a utilizar el Tor-50, tras un acuerdo con Tor Isteg Corporation de Austria, que era la poseedora de la patente. Este se elaboraba de la misma forma pero tenía una mayor resistencia, de 5000 kg/cm² (Calavera, 2011). No obstante, la introducción en las obras no fue tan rápida ya que en un primer momento se tenía cierta desconfianza hacia el acero trenzado. Sin embargo, una vez superadas estas desconfianzas, su uso se generalizó debido a su mayor resistencia, con lo que se conseguía disminuir la sección de acero necesaria (Soler, 2011). A pesar de esto, su vida en el mercado fue breve, (Bazan, 2011) porque a principios de la década de los setenta tuvo que competir con los aceros de dureza natural cuya producción mediante el procedimiento de colada continua resultaba más económica que el trenzado en frío¹¹⁷(Calavera, 2011).



Figura IV. 154. Cala en jácena de hormigón con acero trenzado, INTEMAC, 1963 (03071)

Aunque se fabricaban aceros de límite eléctrico mayor de 2400 kg/cm², (los aceros trenzados Tetracero 42 y Tor-50) en todos los proyectos de este periodo en

¹¹⁶ Según Calavera aunque se fabricaban ya desde la década de los cincuenta, debido al estraperlo de materiales de peores calidades y más baratos (que se acabó con la llegada del Plan de Estabilización de 1960), costó la difusión entre las construcciones de edificación.

¹¹⁷ Bajaron mucho de coste los aceros de dureza natural y además aumentó mucho la velocidad de los trenes de laminación. Las barras estiradas en frío tenían un procedimiento muy artesanal (Calavera, 2011).

los que aparece la tensión de cálculo del acero¹¹⁸, ésta es constante y de valor 1200 kg/cm².

tetracero 42

SECCION UTIL DE ACERO SEGUN NUMERO DE BARRAS

DESIGNACION ↓ en mm.	Peso kg. m.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
T-42/6	0,231	0,29	0,59	0,88	1,18	1,47	1,76	2,06	2,35	2,65	2,94	3,23	3,53
T-42/7,5	0,360	0,46	0,92	1,38	1,84	2,30	2,75	3,21	3,67	4,13	4,59	5,05	5,51
T-42/9	0,518	0,66	1,32	1,98	2,64	3,30	3,96	4,62	5,28	5,94	6,60	7,26	7,92
T-42/10,5	0,706	0,90	1,80	2,70	3,60	4,50	5,39	6,29	7,19	8,09	8,99	9,89	10,79
T-42/12	0,922	1,17	2,35	3,52	4,70	5,87	7,04	8,22	9,39	10,57	11,74	12,91	14,09
T-42/13,5	1,167	1,49	2,97	4,46	5,94	7,43	8,92	10,40	11,89	13,37	14,86	16,35	17,83
T-42/15	1,440	1,84	3,67	5,51	7,34	9,18	11,01	12,85	14,68	16,52	18,35	20,19	22,02
T-42/16,5	1,743	2,22	4,44	6,67	8,89	11,11	13,33	15,55	17,76	20,00	22,22	24,42	26,64
T-42/18,5	2,191	2,79	5,58	8,37	11,16	13,96	16,75	19,54	22,33	25,12	27,91	30,70	33,49
T-42/21	2,823	3,60	7,19	10,79	14,38	17,98	21,58	25,17	28,77	32,36	35,96	39,56	43,15
T-42/22,5	3,240	4,13	8,26	12,38	16,51	20,60	24,77	28,90	33,02	37,15	41,28	45,41	49,54

$\sigma_{ac} = \sigma_{cc} = 4.200 \text{ Kg./cm.}^2$
 $\gamma_a = 1,1$
 $\sigma_a^* = \sigma_a^{**} = \frac{4.200}{1,1} = 3.818,18 \text{ Kg./cm.}^2$

VALORES DE LA CAPACIDAD MECANICA EN TONELADAS, SEGUN NUMERO DE BARRAS

Trabajando a tracción, a compresión y esfuerzo cortante

NUMERO DE BARRAS

Figura IV. 155. Capacidades mecánicas de Tetracero-42

2.2.2.b Dosificación

La HA-61 daba libertad al constructor para proponer la dosificación del hormigón siempre que el contenido de cemento para estructuras a la intemperie

¹¹⁸ Es posible que las secciones de vigas exista menor cuantía de la proyectada por cálculo, pero si el acero es trenzado (Tetracero 42 o Tor 50) tenían mayor límite eléctrico y, por tanto, se necesita menor sección. La posibilidad que ofrecía el mayor límite elástico fue una campaña de comercialización de Tetracero para vender su producto (Calavera, 2011).

sea como mínimo de 250 kg/m³ y como máximo de 450 kg/m³. Además se debe cumplir con una serie de requisitos como son la resistencia a compresión, la consistencia y la docilidad¹¹⁹. Para garantizarlo propone una serie de ensayos comentados después en el punto CAP.-IV. 2.2.2.d. No obstante, recomienda un método para la dosificación de los hormigones en las obras confeccionado por Carlos de la Peña (*De la Peña, 1950*). El método propuesto era aproximado y consistía en obtener una dosificación inicial. Posteriormente, se debían realizar ensayos para corroborar que la resistencia, consistencia y docilidad eran las deseadas.

Previo a la aplicación de este método se necesitaba conocer: las condiciones de ejecución de la obra que se esperaban tener (corrientes, intermedias o excelentes¹²⁰), la resistencia característica ensayada a los 28 días, el tipo de árido (rodado o machaqueo), el tamaño máximo del árido y la consistencia (seca, plástica, blanda, fluida o líquida) en función del método de compactación utilizado.

El autor del método insiste en que las condiciones de ejecución de la obra no debían ser las condiciones llamadas “corrientes” ya que de “poco valdría afinar los detalles, si después, en la realización de los hormigones, se iban a despreñar factores que son esenciales para todas las propiedades fundamentales del material” (HA-61, 1961). No obstante, las condiciones reales en la obra, en general se asemejaban más a éstas, que según en el método de la HA-61 coincide cuando:

“Del cemento no se vigila su calidad ni la conservación adecuada. Los materiales son medidos burdamente en volumen, a paladas o con espuertas. La proporción de agua muy variable, para que, a pesar de los demás cambios, la fluidez no deje de ser suficiente. Vigilancia nula.”

¹¹⁹ Artículo 1.7.4.: “La docilidad de los hormigones será la necesaria para que, con los métodos de puesta en obra y compactación que se adopten, no se produzcan coqueas y refluya la pasta al termina la operación”.

¹²⁰ Las condiciones de ejecución corrientes se corresponden con un control bajo de materiales y de ejecución. Las condiciones intermedias se corresponden con un control bueno de los materiales y un control medio de la ejecución. Las condiciones excelentes coinciden con un control estricto de la calidad de los materiales y de la ejecución.

Estas condiciones son más similares a las descritas por los técnicos en activo en estas fechas. Normalmente, en la obra, el propio operario cogía con la mano la pasta y sabía si era más grasa o menos, si hacía falta más arena o no; y cuando se cogía la medida se mantenía (Bazán, 2011). Además, “el cemento llegaba cuando llegaba y se almacenaba, y aunque pasara mucho tiempo acababa en alguna obra” (Bazán, 2011). En lo que respecta a los áridos se medían en capazos (Bazán, 2011; Molina, 2011; Estellés, 2010). En las obras con empresas más o menos consolidadas, podía haber una distinción entre arena y grava, si no se suministraba el “gravós”¹²¹, el tamaño máximo del cual era excesivo para el nudo (Molina, 2011 y Soler, 2011).

Los proyectos informan de la resistencia de cálculo, no de la resistencia característica. La resistencia de cálculo oscila entre 35 kg/cm² y 50 kg/cm². Considerando que estos valores son consecuencia de la aplicación de criterios descritos en la norma de 1941, estas resistencias de cálculo corresponderían con una resistencia característica de 120 kg/cm², como mínimo.

El tipo de árido usual en obra era el de canto rodado, aunque al final de la década comenzó a aparecer el árido de machaqueo (Alonso, 2011). El tamaño máximo del árido era muy variable y difícil de controlar.

En obra, el sistema de compactación más habitual era el picado con barra. La HA-61 aconseja que las consistencias blanda o fluida son las más adecuadas, siendo lo más corriente emplear la fluida (si los encofrados no son angostos se puede hacer blanda y economizar kilos de cemento).

Para poder aplicar este método de dosificación son necesarios uno datos de partida. En la *Tabla IV. 33* se resumen las condiciones más probables en obra frente a las mínimas exigidas en la HA-61.

¹²¹ El “gravós” o “gravoset” era un árido que suministraba sin diferenciar entre arena y grava.

Tabla IV. 33. Datos previos dosificación

Datos	Obra	Mínimo HA-61
Resistencia característica, f_{ck}	120 kg/cm ²	130 kg/cm ²
Ejecución en obra	Corriente	Intermedia
Consistencia	Fluida	Fluida
Tipo de Árido	Árido rodado.	Árido rodado.
Tamaño Máximo del Árido	TMA: 40mm	TMA: 40mm
Tipo de compactación	Barra	Barra
Tipo de cemento	Cemento P-350	Cemento P-350

El primer paso para obtener la dosificación consiste en obtener la concentración de pasta, Z , es decir, la relación entre el cemento y el agua, según la expresión:

$$Z = k_2 \cdot R_m + 0,5 \quad \text{Ec. IV. 18}$$

siendo:

K_2 Parámetro en función del tipo de árido (rodado o machaqueo) y cemento (P-250, P-350)¹²².

R_m Resistencia media en kg/cm² a la edad de 28 días medida en probeta cilíndrica.

La resistencia media se obtiene como el producto de la resistencia característica fijada en proyecto por un parámetro determinado en función de las condiciones de obra¹²³. Para el caso de "condiciones corrientes en obra", el parámetro que multiplica a la resistencia característica puede variar entre 1,35 y 1,6. Por tanto, en el peor de los casos, para obtener un hormigón de resistencia característica de 130 kg/cm² en condiciones de ejecución corrientes, con árido rodado y un conglomerante de resistencia 350 kg/cm² (P-350), la resistencia media de la rotura de probeta¹²⁴ es:

¹²² Los valores de K_2 pueden ser 0,0054 para áridos rodados o 0,0035 para áridos de machaqueo.

¹²³ La HA-61 clasifica las condiciones de la obra en tres: Corrientes, Intermedias o Excelentes.

¹²⁴ Considerando el límite inferior, 1,35, la resistencia media debería ser de 175,5 kg/cm².

$$R_m = 120 \cdot 1,6 = 196 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. IV. 19}$$

Con la resistencia media determinada y aplicando la ecuación Ec. IV. 18 se obtiene la concentración Z necesaria:

$$Z = 0,0054 \cdot 196 + 0,5 = 1,5368 \quad \text{Ec. IV. 20}$$

Por tanto, la relación agua cemento (A/C) será igual a la inversa de este valor, 0,81. Conocido el tipo de árido y la consistencia deseada a partir de la *Tabla IV. 34* se obtienen los litros de agua necesarios por metro cúbico de hormigón.

Tabla IV. 34. Litros de agua por m³

Consistencia	Árido			
	Rodado		Machaqueo	
	20 mm	40 mm	20 mm	40 mm
Seca	175	155	195	175
Plástica	190	170	210	190
Blanda	205	185	225	205
Fluida	220	200	240	220

De estas cantidades hay que deducir el agua que contengan los áridos. Las cantidades pueden variar según las características del árido y el cemento, temperatura y humedad ambiente.

A partir de la concentración de la pasta, Z , y los litros de agua se obtiene el contenido de cemento necesario en kilos.

$$P_{\text{cem}} = 1,5368 \cdot 200 = 307,36 \text{ kg} \quad \text{Ec. IV. 21}$$

Por tanto, serían necesarios como mínimo 308 kg de cemento y 200 litros de agua para conseguir el hormigón de 120 kg/cm² con estos materiales. En casi la totalidad de los proyectos consultados determinan la dosificación del hormigón sólo con la cantidad de cemento por metro cúbico y no mencionan nada sobre la cantidad de áridos ni de agua. Aproximadamente el 75% de los proyectos fija 350 kg/m³ de cemento para vigas y pilares, mientras que un 7% fija 300 kg/m³. El resto de proyectos no detalla nada sobre la dosificación. En consecuencia, según los datos recogidos en los proyectos, los pórticos de las estructuras deberían contener como mínimo 300 kg/m³.

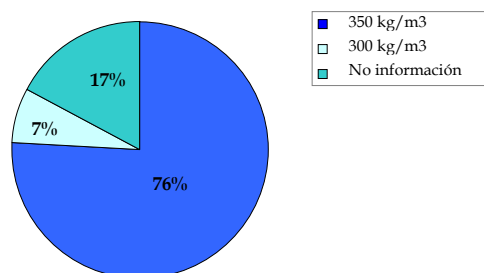


Figura IV. 156. Porcentajes de proyectos con información sobre el contenido mínimo de cemento.

Así pues, teniendo en cuenta el método de dosificación de la HA-61, con este contenido de cemento no sería posible conseguir una resistencia de 120 kg/cm² con una consistencia fluida y con áridos rodados. Sin embargo, aplicando este método con las mismas variables en vez de áridos rodados pero utilizando áridos de machaqueo (Tabla IV. 35), serían necesarios 261 kg/m³ de cemento para conseguir una resistencia de 120 kg/cm² y por tanto el hormigón estaría bien dosificado.

Tabla IV. 35. Mínima cantidad de kilos de cemento y litros de agua por m³ para conseguir una resistencia e 120 kg/cm²

	Árido	
	Rodado	Machaqueo
	40 mm	40 mm
Cemento	308	261
Agua	200	220

Así pues, en los proyectos donde figura un contenido mínimo de cemento de 350 kg/cm², el hormigón puede alcanzar una resistencia de 120 kg/cm², independientemente del árido utilizado. No obstante, la cantidad de agua utilizada en cada amasada se desconoce. Con 350 kg de cemento, mantenido la relación agua /cemento de 0,65 y para áridos rodados, podría añadirse hasta 27 litros de agua más (Ec. IV. 22) a la cantidad de agua expuesta en la Tabla IV. 35, y se seguirían obteniendo una resistencia de 120 kg/cm²:

$$350 = P_{cem} = Z \cdot L_a = 1,5368 \cdot L_a \rightarrow L_a = 350 / 1,5368 = 227,75 \text{ l}$$

Ec. IV. 22

2.2.2.c Fabricación y Puesta en obra

_ Medida y amasado

La HA-61 aceptaba la opción de medir las cantidades de los áridos en peso y en volumen. No obstante, aconsejaba que los recipientes para medir los áridos fuesen estrechos y altos para minimizar las variaciones entre amasadas. Aún así, la unidad de medida para los áridos en obra seguía siendo el capazo o espuerta:

“En las pasteras cabían 14-15 capazos (entre arena y grava). Las mezclas se hacían en obra y las mandabas el encargado, pero las amasaban los obreros.” (Bazán, 2011).

El arquitecto siendo consciente de que el capazo era la unidad a pie de obra utilizaba el Pliego de Condiciones para exigir una mínima homogeneidad entre amasadas:

“Las dosificaciones se harán por medio de espuestas previamente cubicadas, pero nunca con palas.” (Pliego de Condiciones Edificio 196C.018)

Una vez medidas las cantidades de cada componente se debe amasar el hormigón. En general, en las obras de edificación se sigue amasando a mano (Bazán, 2011; Estellés, 2010; Molina, 2011). No obstante, en la década de los sesenta comienzan a aparecer las primeras hormigoneras portátiles¹²⁵ en obra en las empresas grandes (Martínez, 2011). Sin embargo, en las medianas y pequeñas empresas constructoras la hormigonera comenzó a ser habitual a partir de los setenta, coincidiendo con la aparición de las grúas y los bombeos (Bazán, 2011).

Como norma general, la HA-61 contempla el amasado en hormigonera. Recomienda verter los materiales en el siguiente orden:

- 1__Parte de la cantidad de agua
- 2__El cemento y la arena simultáneamente
- 3__La grava; y
- 4__El resto del agua, mediante suministro continuo.

¹²⁵ En obra pública son habituales con anterioridad, ya que resultaban más rentables económicamente.

Este orden coincide con el descrito en el punto 2.2.3 del *Pliego de Condiciones Técnicas de la Dirección General de Arquitectura*, aunque en los pliegos de los proyectos no aparece ninguna referencia al orden de incorporación de los componentes. En cambio, en el pliego de un proyecto de final de la década insiste en describir que características deberá tener la masa al salir de la hormigonera:

“La relación agua cemento habrá de ser constantemente controlada por el encargado, y ver que la grava de la masa del hormigón recién salido de la hormigonera, está completamente envuelta por una película de cemento y no lavado por exceso de agua.” Pliego de Condiciones del proyecto del Edificio 196C.018, 1966.

_ Transporte y vertido y compactación

Dada la gran casuística, los autores de la HA-61 eran partidarios de no detallar en exceso los requisitos necesarios para un buen transporte y vertido del hormigón. No obstante, sí encuentra oportuno reseñar el tiempo máximo transcurrido desde la fabricación del hormigón y su puesta en obra, fijado en una hora. Asimismo, se establece cuál debe ser la altura máxima de vertido para evitar la disgregación del hormigón. Esta altura se establece en dos metros, coincidiendo con lo descrito en la norma de 1941.

Dado que el hormigón se amasaba a pie de obra y en la medida que era necesario, el tiempo máximo fijado no se sobrepasaba. Respecto a la altura máxima que afectaba al llenado de pilares, no se llegaba alcanzar tal altura dado que el llenado se hacía por capazos y por tanto en tongadas de pequeño espesor (*Molina, 2011*).

“...el vertido del hormigón, el cual se echará por capas sucesivas, cuyo espesor no será superior a 10 cm.” (Pliego Condiciones Edificio 182C.00, 1962)

El modo de compactación en la obra no ha mejorado respecto al periodo anterior (1941-1961). Se sigue confiando principalmente en el picado con barra (*Bazán, 2011*). La compactación mediante el uso de vibradores no se extendió en las

obras hasta la década de los setenta (Bazán, 2011) y desde los pliegos siguen confiando en el picado con barra o apisonado con pisón para su compactación:

“El hormigón tendrá el agua suficiente para el buen amasado pero el mínimo indispensable para que no rezume el agua al verterlo, pues de ese modo se obtiene una mayor compacidad que se asegurará apisonándolo cuidadosamente con una varilla metálica de forma que no queden huecos, ni se altere la disposición de las armaduras.” (Pliego Edificio 177C.017)

“El hormigón deberá ser siempre pinchado teniendo sumo cuidado al hacer esta operación, de no deformar las armaduras” (Pliego de Condiciones Edificio 196C.018, 1966)

“...el vertido de hormigón se hará con cuidado para que no produzca desplazamiento en las armaduras, apisonándola convenientemente para conseguir la máxima capacidad o bien vibrándolo. (Pliego de Condiciones Edificio 186A.009, 1968)

El apisonado de las partes entrantes y de los ángulos puede hacerse por medio de barras. Una vez echado el hormigón de una capa se apisonará con cuidado a fin de que el mortero entre y rellene todos los huecos.

(...) estas operaciones se realizarán con rapidez, a fin de que la capa últimamente apisonada no haya aún fraguado al echar la siguiente, debiendo continuar el apisonado de las capas hasta que el agua afluya a la superficie.” (Pliego de Condiciones Edificio 182C.018, 1962)

La HA-61 sin embargo, incluye y dedica más extensión a describir cómo compactar la masa con la nueva técnica que utiliza diferentes tipos de vibradores (superficie o de aguja). En conclusión, resulta que durante la década de los sesenta el transporte, vertido y compactación del hormigón se sigue realizando con los mismos medios que en las dos décadas anteriores. No obstante, los técnicos comienzan a exigir un mayor esmero en dichas operaciones que queda reflejado en los pliegos de condiciones.

_ Colocación armadura

El pliego de la mayoría de los proyectos no menciona el recubrimiento de las armaduras que se debía respetar, ni la separación entre ellas. No obstante, cuando aparece el valor que fija coincide con el exigido en la norma de 1941:

“(la armadura)..., deberá estar siempre recubierta por su parte más extrema de 2 cm de hormigón por las cara de los elementos hormigonados, siempre que no se orden que este recubrimiento sea mayor.” (Pliego de Condiciones Edificio 196C.018, 1966).

Este valor no coincide con los mínimos fijados por la HA-61 la cual fija el recubrimiento mínimo, en el peor de los casos, de 1,5 veces el diámetro de la barra.

“Cómo separadores de las vigas se cogían las gravas más gordas, se partían por la mitad y se colocaban por debajo de la armadura para garantizar el recubrimiento” (Bazán, 2011). Aunque esta solución no daba muchas garantías dado que después movían la jaula para dejar pasar el hormigón hasta el fondo del encofrado. Una práctica no reglada, pero extendida, que se utilizaba era mover la jaula de armado una vez vertido el hormigón (Bazán, 2011). Con esta acción se pretendía garantizar que el hormigón recubriera la armadura por debajo y (Bazán, 2011). Pero de esta forma se afectaba negativamente a la adherencia entre la armadura y el hormigón. Además, difícilmente se puede garantizar un recubrimiento constante en toda la longitud de la barra.

2.2.2.d Control

En los pliegos se detalla con más frecuencia qué características debían reunir la grava y las arenas:

“Las arenas y gravillas serán lavadas desprovistas de arcillas. La arenas será limpia, suelta, áspera, crujiente al tacto y exenta de de substancias orgánicas o partículas terrosas, para lo cual si fuera preciso se tamizará y lavará convenientemente.”(Pliego de condiciones Edificio 182C.018, 1962)

Esta exigencia se incluye en los primeros artículos de la HA-61. No obstante, el problema era que este control del contenido de arcilla lo hacían los propios operarios directamente cogiendo un puñado de arena en la mano. Si al dejar de

hacer presión sobre el puñado, éste se caía era una buena arena (Bazán, 2011; Viñals, 2011). En caso de ser posible, la arena con más contenido de arcilla se utilizaba para el hormigón de los forjados y la de mejor calidad para vigas y pilares (Bazán, 2011).

Según la HA-61, de la grava era necesario controlar el tamaño máximo del árido, pero en la obra se controlaba a simple vista. “Al descargar el camión se quedaba al final el árido más grueso y por tanto más pesado, ese árido del final se reservaba para cimentación. No obstante, con la obra empezada, para los pilares se colocaba la grava que llegaba a obra.” (Bazán, 2011).

No obstante, durante la segunda mitad de la década, se observa que los pliegos comienzan a ser más detallados explicando mejor las condiciones de la ejecución. Así se expresa en el pliego de condiciones:

“Los hormigones serán de una ejecución mecánica por medio de hormigoneras, los áridos estarán debidamente clasificados, no permitiendo el empleo del material llamado gravós o gravoset, la grava y arena será limpia, no admitiéndose impurezas de arcilla y otros materias que perjudiquen una perfecta dosificación. Cuando por cualquier motivo llegue a la obra algún material que no reúna las condiciones debidas para su empleo, no se descargará para evitar su empleo por descuido, y si se hubiese descargado un material no admitido no permanecerá en obras más que lo preciso para cargarlo y transportarlo de nuevo fuera de la misma.

Antes de empezar el hormigonado, si el agua no es potable se obtendrá un análisis químico, el constructor se verá obligado a llevar a sus expensas, el agua buena y necesaria para dichos trabajos.” (Pliego de Condiciones Edificio 196C.018, 1966).

La preocupación sobre las armaduras se centraba en la calidad del acero y en la colocación en obra de los diámetros fijados en los planos.

“...la procedencia de las armaduras será de los Altos Hornos y nunca relaminado. Las armaduras se ajustaran siempre a la disposición y secciones que marquen los planos facilitados al efecto, pero si por necesidades de suministro en el material férrico, hubiera de cambiarse alguna sección, se

comunicara a la DF y sin su aprobación no podrá efectuarse dicho cambio, (Pliego de Condiciones Edificio 196C.018, 1966)

Una de las aportaciones más importantes de la HA-61 es la introducción del concepto de resistencia característica del hormigón. Para obtener dicho valor es necesario romper varias probetas a los 28 días. Aunque no existía mucha tradición en edificación de realizar dichos ensayos, ya comienza a aparecer algún proyecto dónde en el pliego se exige la realización de ensayos de rotura a compresión de probetas:

“Periódicamente se sacará y analizará por un laboratorio Oficial probetas del hormigón empleado, este gasto de laboratorio correrá por cuenta del constructor, así mismo será el contratista encargado de pedir y presentar a la DF dichos análisis”. (Pliego de Condiciones, Edificio 196C.018, 1966)

Sin embargo, lo normal era que la comprobación de la resistencia fuera más rudimentaria e indirecta. Según Bazan (Bazán, 2011), *“El encargado tenía la costumbre de a los 5-6 días desencofrar el pilar, dar dos o tres golpes y según marcaba la maceta en el pilar, según era el hundimiento, (según tablas) se sabía que estaba bien o mal.”*

A principios de la década de los sesenta, las empresas grandes controlaban ellas mismas la resistencia del hormigón con la realización de probetas, incluso enviaban a un técnico a la obra que explicaba al operario cómo se debían realizar las probetas (Bazán, 2011).

2.3. PROYECTOS REDACTADOS ENTRE 1969 Y 1973.

Este periodo empieza con la aprobación de la HA-68, la primera Instrucción para el cálculo y ejecución del hormigón redactada por la Comisión Permanente del Hormigón, y termina con la aparición de la primera EH-73, coincidiendo con el inicio de la crisis energética de España en 1973. La HA-68 no derogaba las normas anteriores.

Periodo este en que se observa, por lo general, una definición más detallada de los elementos que contienen los proyectos, aunque algunos arquitectos siguen utilizando esquemas propios de los periodos anteriores.

Los proyectos se componen de una memoria no muy extensa, anejos a la memoria, (normalmente desglose de cargas), un presupuesto detallado y extenso, un pliego de condiciones, generalmente muy similar a un pliego modelo, y al final los planos.

La extensión de la memoria, en la mayoría de los proyectos, es la misma que en los periodos anteriores (4-5 páginas). Aunque en la memoria la estructura se definía en un párrafo, quedaba bien definida gracias a que en los planos y en el pliego se terminaba de detallar. En general, al final de la memoria aparece un anejo con el desglose de cargas estimadas en el cálculo y siempre haciendo referencia a la normativa del ministerio la MV-101-1962 (*Figura IV. 157 - Figura IV. 158*).

Para definir la dosificación del hormigón armado se seguía asignando un mínimo contenido de cemento (valor para vigas y pilares 300 ó 350 kg/m³), mientras que para cimentaciones de hormigón en masa el mínimo contenido de cemento oscilaba entre 150 y 200 kg/m³, es decir, manejaban las mismas cantidades que se definían ya en el primer periodo analizado.

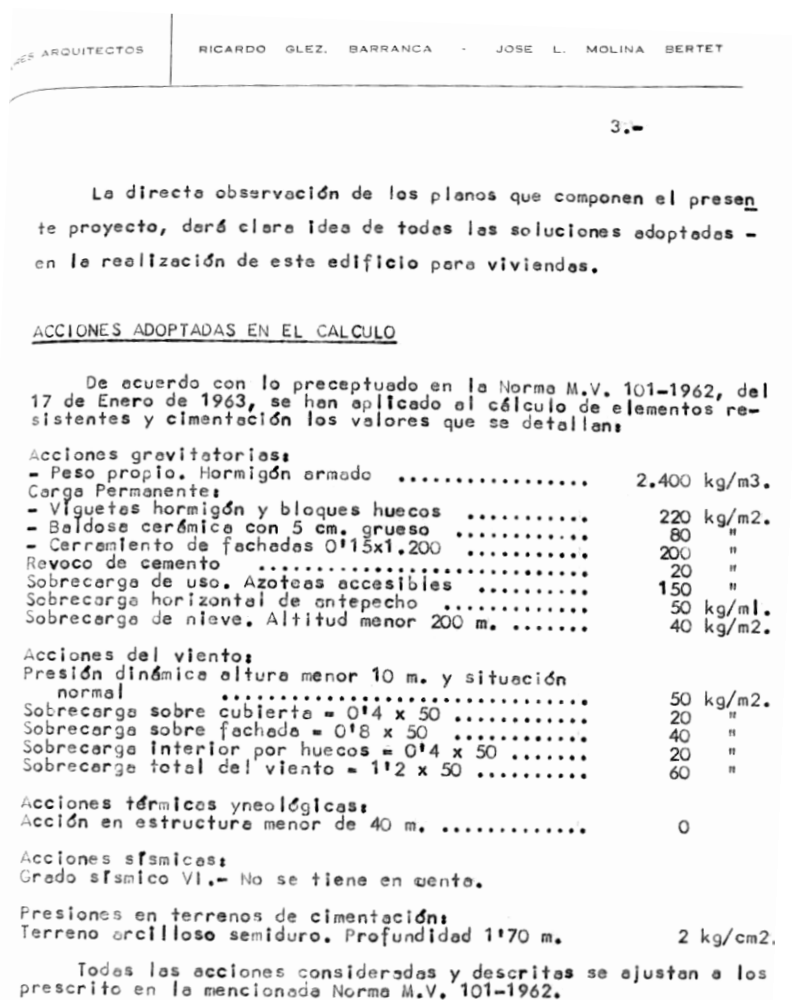


Figura IV. 157. Desglose de cargas Edificio ficha 208C.020, 1971.

Aparecen anejos referidos al desglose de cargas, en el cual se incluye el método de análisis utilizado para el cálculo de solicitaciones y secciones (generalmente el momento tope). No obstante, según se ha podido observar, todavía hay proyectos en los que los arquitectos no han entrado en estos detalles.

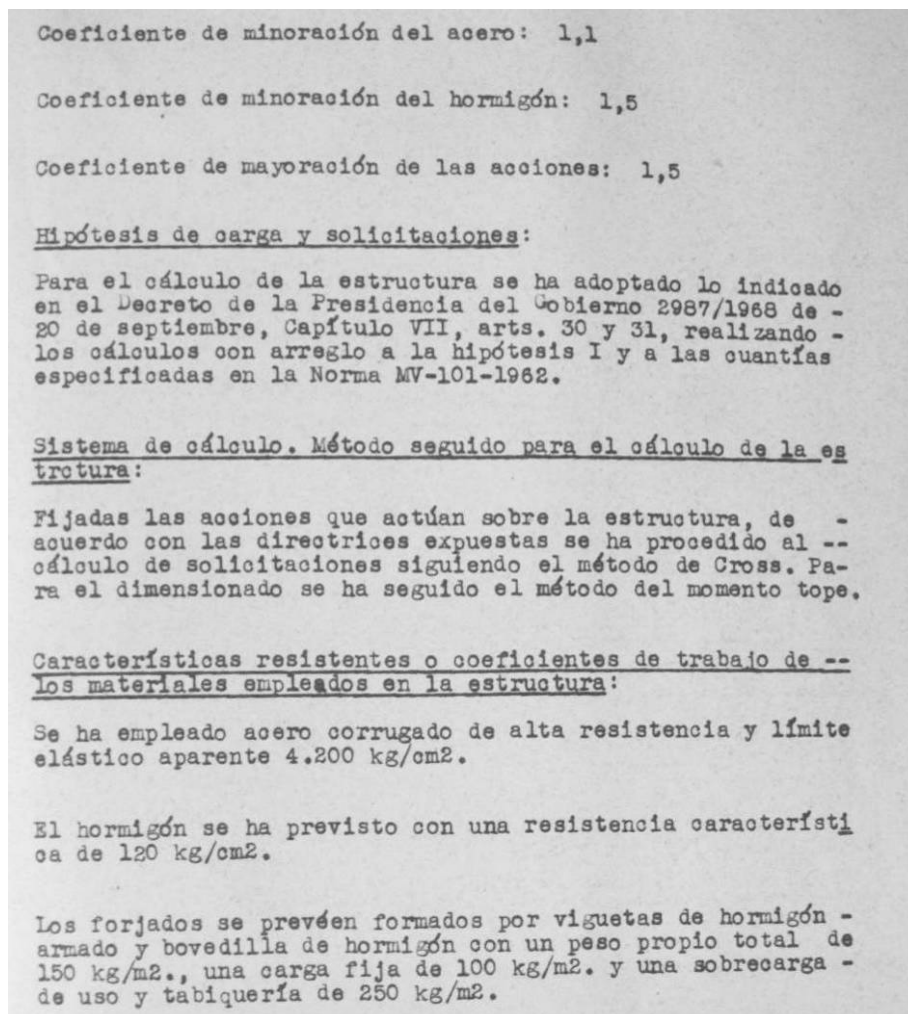


Figura IV. 158. Memoria Edificio ficha 212C.009, 1972

Respecto al apartado del presupuesto, sigue presentándose detalladamente por partidas (Figura IV. 160). Por lo tanto, no cabe ninguna novedad digna de mención respecto al periodo de 1961 a 1968.

El apartado de pliego junto con el de planos, son los que más cambios experimentan con relación a los periodos anteriores. En lo concerniente al pliego es de destacar, por lo general, su mayor extensión. Entra a detallar con mejor, y mayor, nivel de concreción las condiciones y las precauciones en el proceso de materialización y ejecución del proyecto. Cabe destacar como novedad que se comienza a incluir un apartado de control de la calidad del hormigón.

P R E S U P U E S T O

Superficie total construida	2.606'92 m2
Coste del m2. edificado	2.000'- pts
Total ejecución material	5.213.840'- pts
8'5% Beneficio industrial	<u>443.176'40 "</u>
Total presupuesto contrata.	5.657.016'40 pts
Honorarios Proyecto, Arquitecto	127.282'86 pts
Honorarios Dirección " "	127.282'86 "
Honorarios Aparejador	<u>76.369'71 "</u>
T O T A L . .	<u>5.987.951'83 pts</u>

El presente presupuesto asciende a la cantidad de Cinco millones novecientas ochenta y siete mil novecientas cincuenta y una pts, con ochenta y tres céntimos.

Valencia, Diciembre de 1.971

EL ARQUITECTO:

Figura IV. 159. Resumen de Presupuesto. Edificio ficha 211C.025, 1972.

DESCRIPCIÓN CLASE DE OBRA Y PARTES DE SUS CONSTITUYENTES	CANT.	Longitud	Anchura	Área o volumen	Unidad	Precio	Cant.	Módulo	Valor
Las juntas con hormigón de cemento y ladrillo hueco del 4 sobre una capa de arena de 15 cms. de espesor de 150 Kgs m3.	1	20,00				20,00			3.547,00
						20,00	482,35		9.667,00
						TOTAL CAPITULO II =			30.899,62
CAPITULO III = HORMIGONES									
Hormigón de 200 Kgs/m3. de cemento con bolas de 20 cms. de ϕ en relleno de cimentación de 1-3-7 Igual nº 1						300,21			155.961,50
						300,21	650,00		155.961,50
Hormigón armado con acero normal de 350 Kgs/m3. de cemento incluido el cemento y descargado.-									
En ϕ ocinas planta baja	1	21,00	0,25	0,50		2,62			
	1	5,00	0,25	0,55		0,68			
	1	25,00	0,25	0,50		3,25			
	1	25,00	0,25	0,30		1,55			
	1	0,50	0,25	0,50		0,62			
	1	5,00	0,25	0,55		0,68			
En ϕ ocinas pisos	2	3,30	0,25	0,40		0,76			
	4	3,30	0,25	0,30		1,14			
	8	10,20	0,25	0,22		1,52			

Figura IV. 160. Partida de hormigón. Presupuesto Edificio ficha 209ª.014, 1972.



SIMBOLOGIA	1	ELECTRICIDAD Y FONTANERIA
EMPLAZAMIENTO	2	
PLANOS	3	PLANTA PRIMERA
	4	PLANTA 2ª - 3ª Y 4ª
	5	ALZADO ACCESOS
DESCRITIVOS	6	ALZADOS
	7	SECCION
	8	PLANTA CIMENTOS
PLANOS	9	FORJADO TIPO
	10	FORJADO DE CUBIERTA
	11	JACENAS
	12	SOPORTES
	13	CUBIERTAS
ALBAÑILERIA E INSTALACIONES	14	PLANTA PRIMERA
	15	PLANTA 2ª 3ª Y 4ª
CERRAMIENTOS	16	TIPOS DE APAREJOS
CARPINTERIA	17	PUERTAS
CERRAJERIA	18	PUERTAS Y VENTANAS
		
		
PARCELA 14 24 VIVIENDAS		
INDICE DE PLANOS		68/96-C

Figura IV. 161. Listado de planos. Edificio ficha 215C.015, 1969.

La cantidad de planos que aparecen en los proyectos se incrementa respecto a la encontrada en periodos anteriores, es directamente proporcional al aumento de detalles a considerar en los proyectos. Las nuevas necesidades, fruto de los avances tecnológicos, y la demanda de mayor seguridad y confort en las viviendas obligan a considerar la proyección de instalación eléctrica, conducción de agua y bajada de antenas. Demanda a la que se suma la normativa que obliga a cumplir con todas estas consideraciones y deben figurar detalladamente en diferentes planos de los proyectos en diligencia de ejecución.

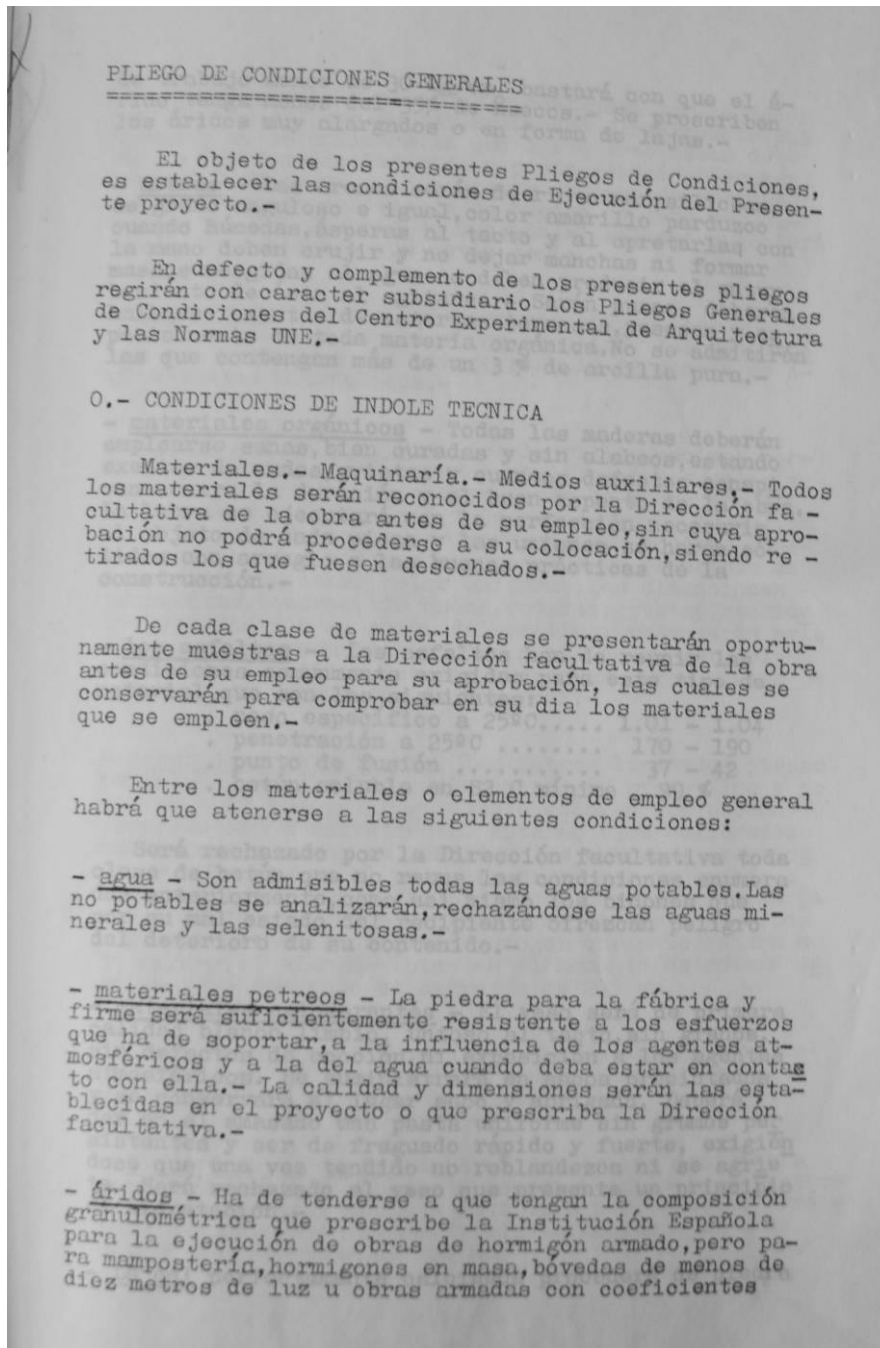


Figura IV. 162. Pliego de condiciones. Edificio ficha 205ª.006, 1969.

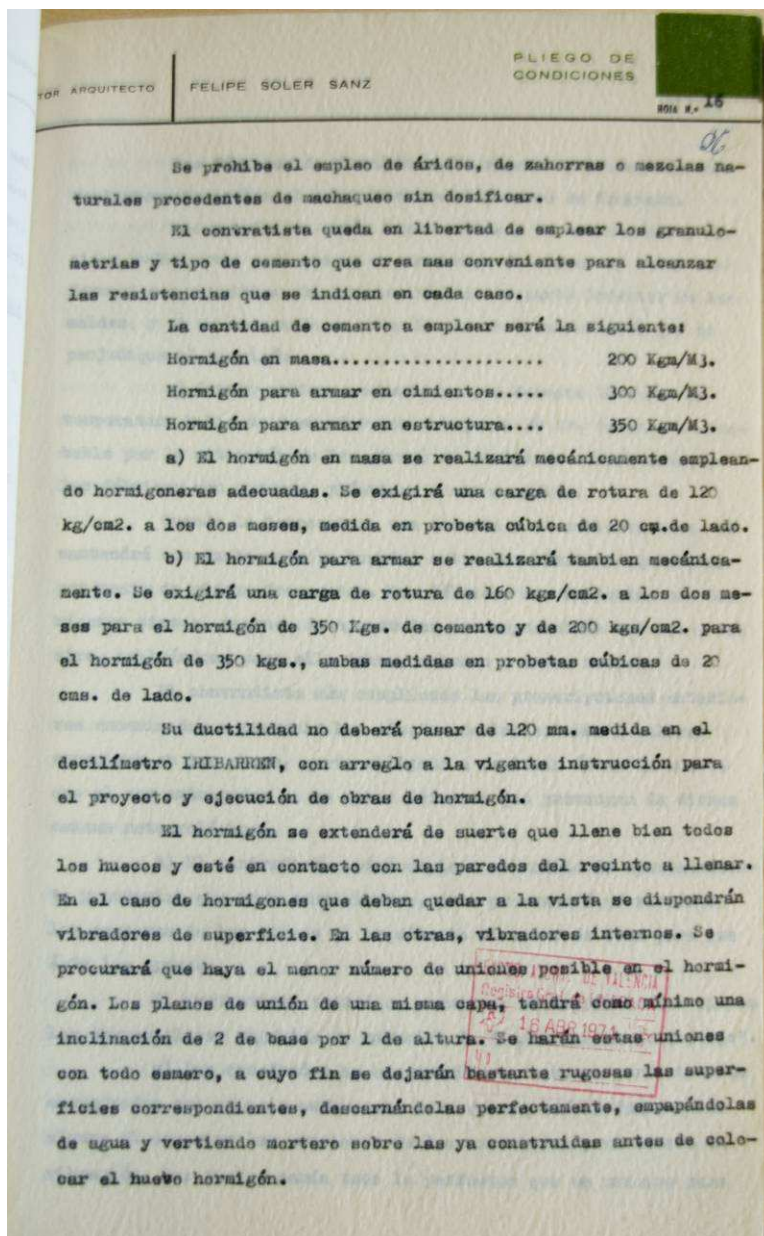


Figura IV. 163. Pliego Condiciones. Edificio ficha 35C.015, 1970.

Se llega a reflejar en los planos del proyecto, con todo lujo de detalles, la carpintería a utilizar (Figura IV. 169), las arquetas, los elementos de ornamentación exterior... La mayoría de los aspectos en una nueva construcción están pensados,

proyectados y planificados. Aspectos que ocasionan el aumento de planos de que consta un proyecto (Figura IV. 161).

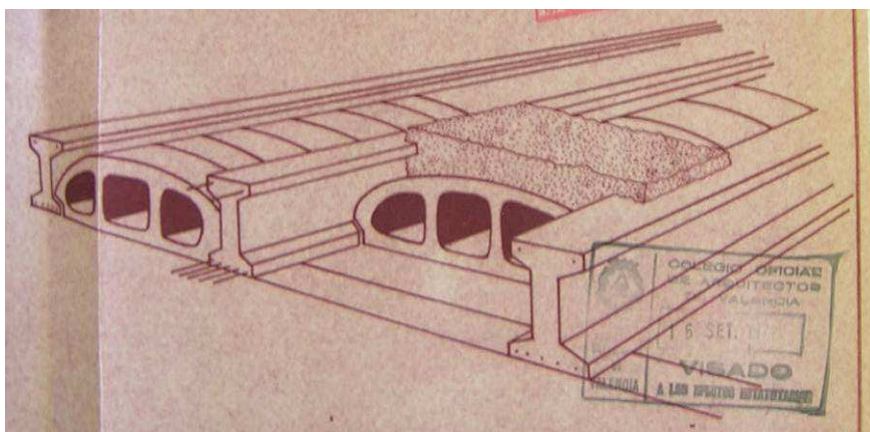


Figura IV. 164. Detalle constructivo del forjado, Edificio ficha 221C.019, 1972.

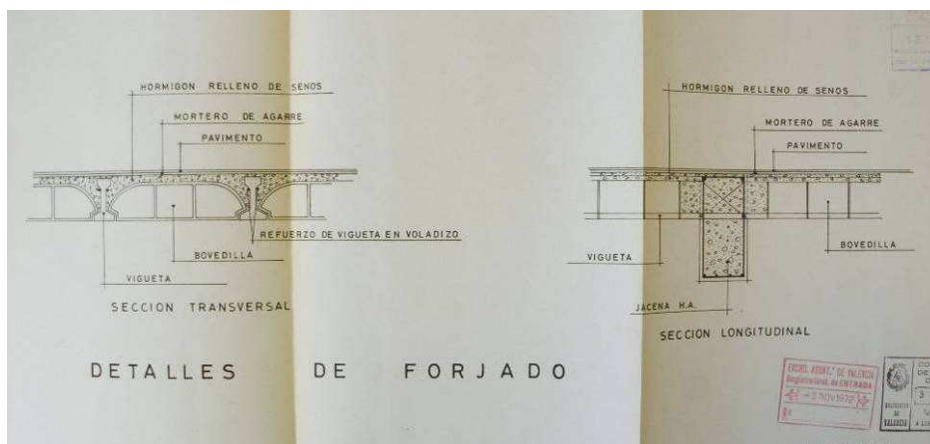


Figura IV. 165 Detalle constructivo sección forjado. Edificio ficha 210C.020, 1972

En cuanto a la parte concerniente a la estructura es de destacar la precisión y detalle en que aparecen las indicaciones para su ejecución. En lo relativo a la armadura y vigas, se expresa detalladamente qué armadura se debe doblar. También como aspecto novedoso, respecto del periodo anterior, es que queda reflejado en los planos las resistencias del acero y hormigón consideradas en los cálculos; y que incluso en algunos casos se especifican los coeficientes de minoración de los materiales. En definitiva, los planos se multiplican respecto a los

periodos anteriores. Hasta 18 planos diferentes se han podido observar en algunos de los proyectos consultados (*Figura IV. 161*) (cuando por término medio en el periodo anterior se presentaban 12 planos)

Los planos que suelen aparecer en los proyectos son: viales, de emplazamiento, de cimientos y desagüe, de la planta baja, de planta de pisos, de la planta de cubierta, de estructura del techo planta de los pisos, de las instalaciones, de las fachadas, de la sección, de la carpintería interior y exterior, esquema de fontanería, esquema de electricidad, de arquetas,... planos de estructura más uniformes en el grafismo y simbología.

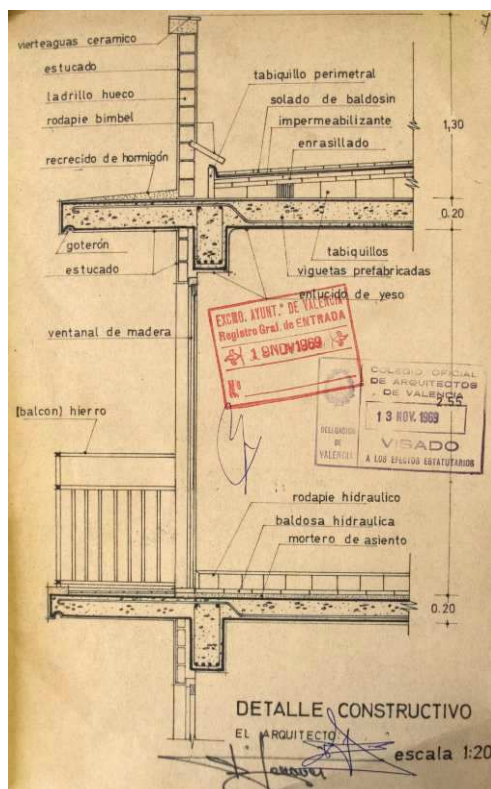


Figura IV. 166 . Detalle constructivo de fachada. Edificio ficha 205A.006, 1969.

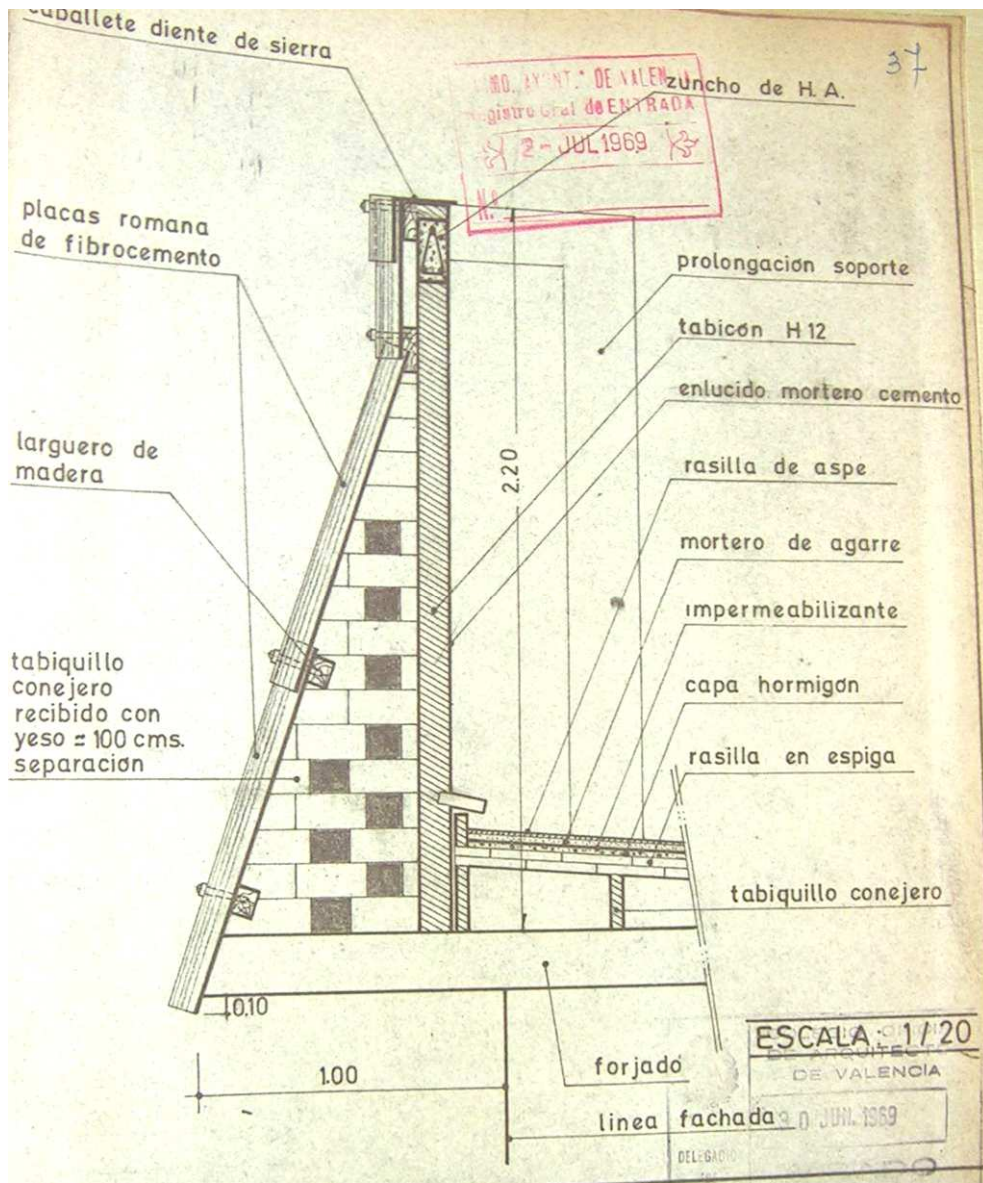


Figura IV. 167. Detalle de antepecho cubierta. Edificio ficha 215C.015, 1969.

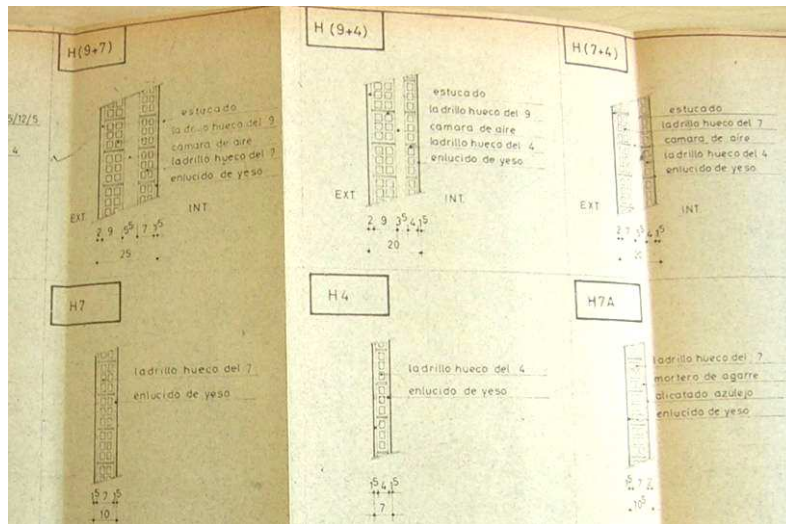


Figura IV. 168. Detalle tabiquería, Edificio ficha 215C.015, 1969.

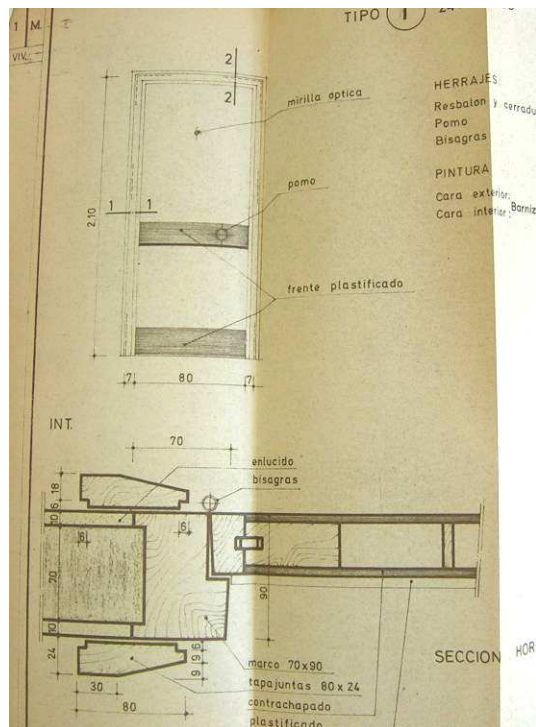


Figura IV. 169. Detalle de carpintería de las puertas, Edificio ficha 215C.015, 1969.

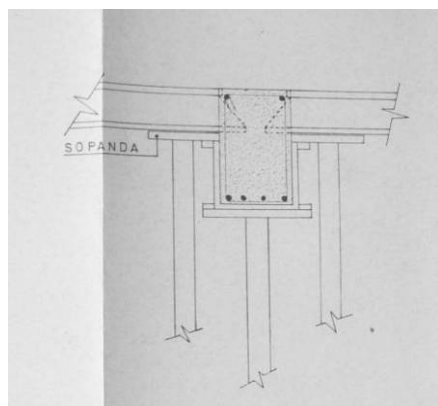


Figura IV. 170. Detalle de ejecución del forjado Edificio ficha 212C.009, 1972.

En este periodo se observa, en general, una mayor definición de los proyectos en un porcentaje mayor de proyectos, aunque aún existen algunos arquitectos que siguen con las prácticas aprendidas en décadas anteriores, más escasas en detalles.

2.3.1. DIMENSIONAMIENTO

2.3.1.a Propiedades mecánicas del hormigón y coeficientes de seguridad

La Instrucción HA-68 define un coeficiente de minoración para el hormigón de 1,5 y de 1,1 para el acero y una mínima resistencia del hormigón de 120 kg/cm² para hormigón armado y de 60 kg/cm² para hormigón en masa. Esta Instrucción establece el límite elástico característico del acero diferente para aceros ordinarios y aceros de alta adherencia. En el primer caso, el mínimo límite elástico del acero debía ser superior a 2400 kg/cm² para barras de menos de 16 mm y superior a 2300 kg/cm² para barras de diámetro superior a 16 mm. Para los aceros de alta adherencia el límite elástico no podía ser menor de 3600 kg/cm² (*cfr. CAPIV-2.3.2.a_Armaduras*).

La resistencia del hormigón y del acero que consta en los proyectos es muy variable. Se comienza a utilizar resistencias características mayores que 120 kg/cm² al tiempo que persisten proyectos que manejan resistencias de cálculo de 40-50 kg/cm² (*Tabla IV. 36*). A pesar de que la resistencia característica del hormigón

podía variar entre 120 kg/cm² y 200 kg/cm², el contenido mínimo de cemento para vigas y pilares seguía siendo de 350 kg/m³, igual que en los años anteriores.

Tabla IV. 36. Resistencias del hormigón y del acero

Ref. Proyecto	Año redacción	f _{ck}	f _{cd}	f _{yk}	f _{yd}
215C.015	1969	180	-	-	1400
235C.021	1969	160	-	4200	-
205A.006	1969	200	-	4200	-
95C.017	1969	-	40	-	1200
204A.015	1970	-	-	4200	-
207C.006	1970	-	35-45 (pilar) 50 (viga)	-	1200
35C.015	1970	200	-	-	-
38C.022	1971	150	-	4200	-
219C.006	1971	-	35-45 (pilar) 50 (viga)	-	1200
208C.020	1971	200	-	-	-
97C.018	1971	-	-	4200	-
220C.009	1972	160	-	4200	-
212C.009	1972	120	80	4200	3818,2
46C.006	1972	100	66,6	2400	2181,2
211C.025	1972	150	-	4200	-
209A.014	1972	150	50	4200	2100
221C.019	1972	150	100	2400	2181,2
210C.020	1972	150	-	4200	-
236C.008	1972	130	-	4200	-

Durante los últimos años de la década de los sesenta se aumenta paulatinamente la venta de hormigón preparado. El hormigón más común tenía una resistencia¹²⁶ de 140 kg/cm² en probeta cilíndrica¹²⁷ (Alonso, 2011). Aunque la central hormigonera suministraba hormigones desde K50 (f_{ck} = 40 kg/cm²) hasta K250 (f_{ck} = 200 kg/cm²) con saltos¹²⁸ de 25 en 25 kg/cm².

¹²⁶ La resistencia en probeta cilíndrica de relación altura el doble de la base es aproximadamente el 80% de la resistencia en probeta cúbica.

¹²⁷ Por estas fechas la central de Prebetong medía la resistencia en probeta cúbica, por tanto la referencia que se tenía para este hormigón era K175 (la letra K se refería a resistencia medida en probeta cúbica), es decir, un hormigón de resistencia 75 kg/cm² medida en probeta cúbica a los 28 días.

¹²⁸ En el caso de que la central se le peticionara una resistencia mayor a 250 kg/cm² para probeta cúbica, era necesario realizar un estudio de la dosificación.

Hacia finales de este periodo de análisis (1972-1973), de las centrales amasadoras salía una producción de 180 m³/día. Incluso llegó un momento en que se creó una lista de espera de días para el suministro del hormigón preparado. Los tipos que más se suministraban eran el K150 para cimentación y K175 para estructura aérea¹²⁹ (Alonso, 2011)¹³⁰.

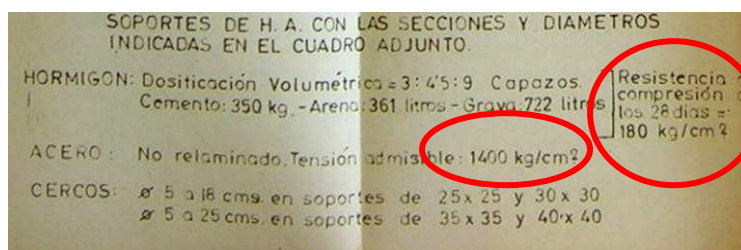


Figura IV. 171. Leyenda plano de estructuras. Edificio ficha 215C.015, 1969.

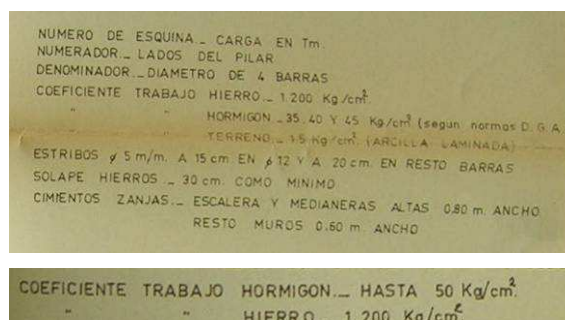


Figura IV. 172. Leyenda Plano de estructura Edificio ficha 219C.006, 1971

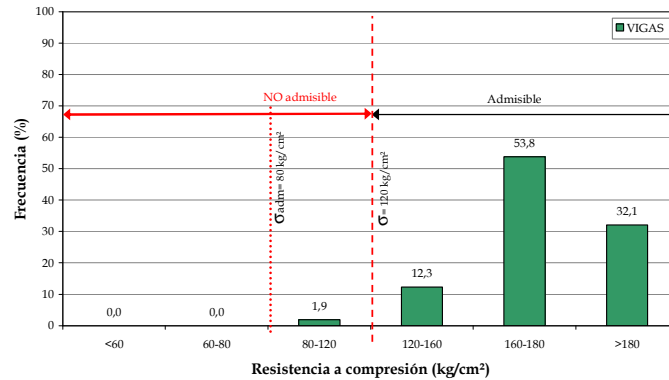
Los coeficientes de minoración de los materiales que aparecen en los proyectos son variables. Algunos siguen los coeficientes descritos en el articulado de la nueva HA, y otros continúan considerando un coeficiente igual a 2 para acero y a 3 para hormigón. En este periodo, a diferencia de los anteriores, la resistencia

¹²⁹ La resistencia que se pedía normalmente para edificación entre los años 68-80, era 175kg/cm² en probeta cilíndrica. No obstante, el desarrollo del cemento, las mejoras en la fabricación y las adiciones condujo a que en los años 80 se podía reducir el contenido de cemento mínimo sin bajar la resistencia (Martínez, 2011).

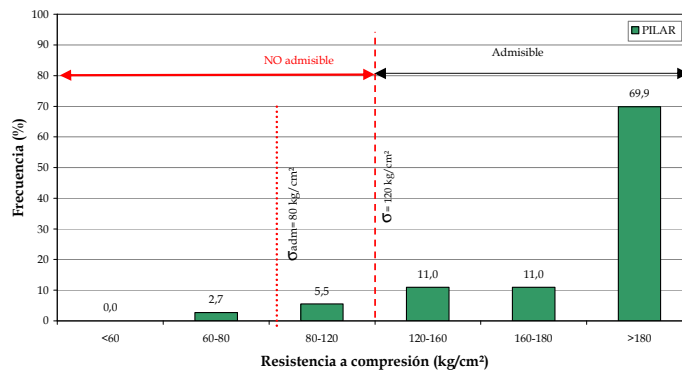
¹³⁰ Según Miguel Alonso, (Alonso, 2011) aproximadamente, el 80% del hormigón preparado se destinaba para cimentación, muros y forjados, y el 20% restante para pilares).

de cálculo del acero no se considera siempre igual a 1200 kg/cm^2 . El inicio del comercio del acero corrugado influye en la consideración de resistencias mayores para el acero.

Según los datos reales de resistencia a compresión que figuran en los proyectos de rehabilitación consultados (*Figura IV. 173*), obtenidos mediante la extracción de testigos, más del 90% de las probetas extraídas en vigas y en pilares han alcanzado resistencias superiores a 120 kg/cm^2 . Además, menos de un 5% de los pilares rompen con resistencias menores de 80 kg/cm^2 , es decir, menores de la resistencia de cálculo ($120/1,5 = 80 \text{ kg/cm}^2$).



a) Resistencias de vigas



b) Resistencias de pilares

Figura IV. 173. Distribución de resistencias a compresión obtenidas de la extracción de testigos de vigas y pilares en proyectos de rehabilitación.

En definitiva, más del 90% de las vigas y pilares tienen un coeficiente de seguridad mayor o igual que 1,5, el fijado por la HA-68, por tener una resistencia superior a 120 kg/cm².

Analizando por separado las resistencias correspondientes a cada edificio (Tabla IV. 37) resulta que la resistencia media, $f_{c, med}$, varía entre 185 y 279 kg/cm², y por tanto, bastante homogénea (coeficiente de variación medio del 7,5%) frente al coeficiente de variación medio de 32% alcanzado en el primer periodo o el 7,3% del segundo periodo.

Tabla IV. 37. Resistencias a compresión (kg/cm²)

Ref. proy.	$f_{c, máx}^{(I)}$	$f_{c, mín}^{(II)}$	$f_{c, med}^{(III)}$	CV (%)
33C.011	342	192	279	23%
35C.015	230	140	185	34%
39C.018	313	69	200	25%
98C.014	429	117	268	42%
42C.023	256	84	185	40%

(I) Valor máximo de la resistencia de los testigos
 (II) Valor mínimo de la resistencia de los testigos
 (III) Valor medio de la resistencia de los testigos
 (IV) Coeficiente de variación

Evolución comparativa

La evolución de la resistencia de cálculo que figura en los proyectos ha sufrido grandes cambios, desde 35 kg/cm² en el primer periodo (1941-1961) hasta 100 kg/cm² en el último periodo (1969-1973). Además, como se observa en la Figura IV. 174, a lo largo de los tres períodos analizados se observa una evolución en la resistencia y en la homogeneidad del hormigón obtenido en probetas extraídas de las obras de rehabilitación. Así, por ejemplo, la resistencia media pasa de 15 kg/cm² en el primer período a 233 kg/cm² en el tercer período y el coeficiente de variación de las resistencias pasa del 37% al 21%.

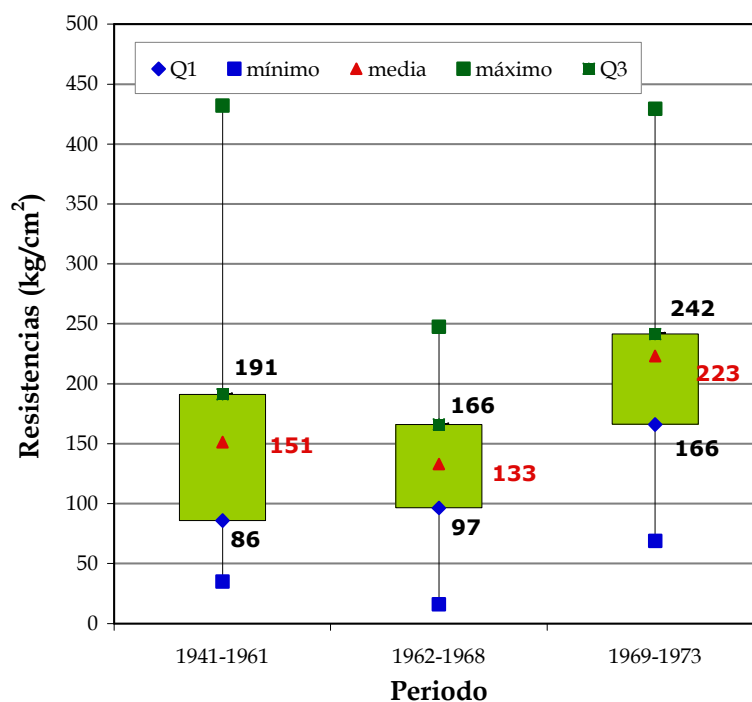


Figura IV. 174. Evolución de la resistencia en los periodos.

2.3.1.b Cargas y solicitaciones

_ Cargas

Durante este periodo sigue vigente la MV-101, y sigue estando presente en todos los proyectos. Por tanto, las cargas características consideradas en los proyectos de este periodo son del mismo orden que las consideradas en el periodo anterior, y superiores a las del primer periodo. No obstante, como se observa en la Figura IV. 175, en este periodo las cargas consideradas en los cálculos son algo mayores a las del segundo periodo porque a partir de la década de los setenta se comienza a mayorar las cargas con el coeficiente 1,5 siguiendo los criterios de la HA-68. (Figura IV. 175)

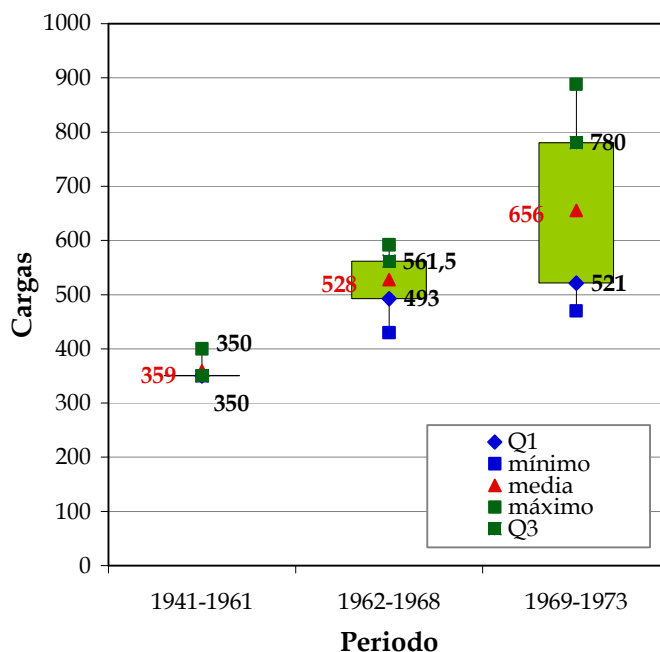


Figura IV. 175. Relación entre las cargas de los diferentes periodos.

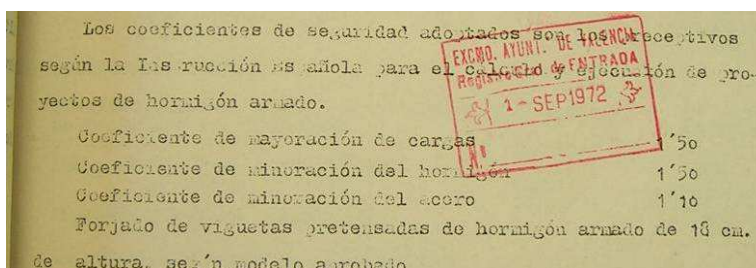


Figura IV. 176. Coeficientes de mayoración de cargas y minoración de resistencias. Edificio 46C.006, 1972.

_ Solicitación

A diferencia de lo que había sucedido en los periodos anteriores, a principios de la década de los setenta los proyectos informan del método de cálculo seguido para la obtención de solicitaciones, así como del método de análisis de secciones. El procedimiento de cálculo de solicitaciones seguido frecuentemente era el método de Cross, mientras que para el cálculo de la armadura utilizaban el método del momento tope (Figura IV. 177). Además del método de Cross, existe un

pequeño grupo de proyectos que proponen aumentar la carga del pilar extremo para absorber los posibles momentos de los pilares extremos (Figura IV. 178)

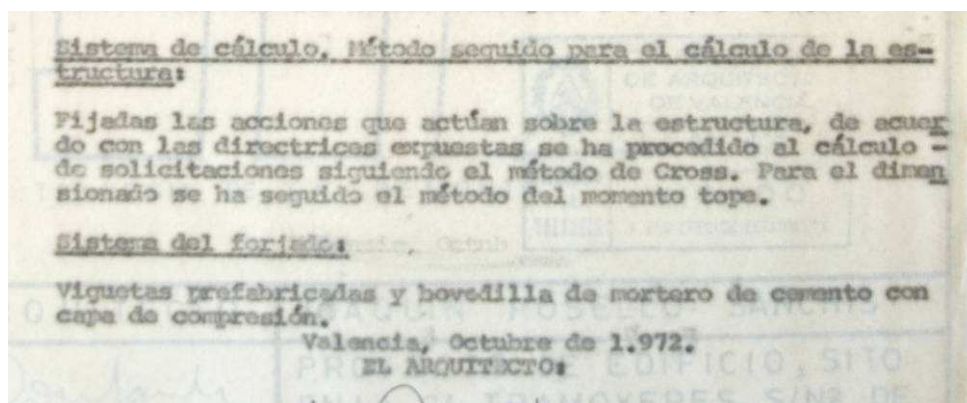


Figura IV. 177. Anejo de la memoria. Edificio ficha 210C.020, 1972.

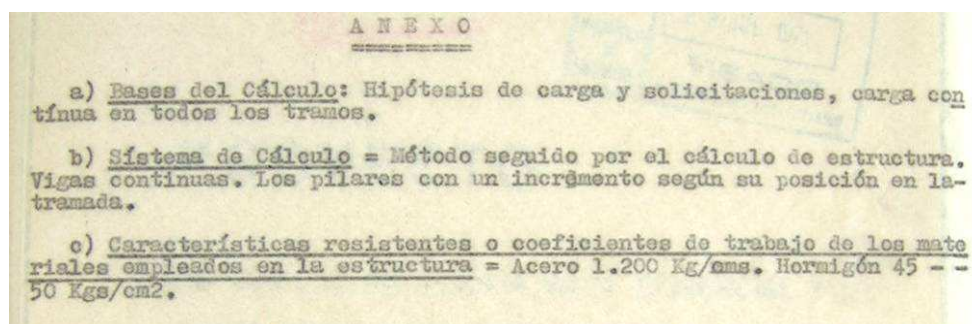


Figura IV. 178. Anejo de la memoria. Edificio ficha 219C.009, 1971

2.3.1.c Dimensionamiento a flexión

Tal y como se ha comentado anteriormente, en la mayoría de proyectos consultados anteriores a 1970 no figura el método de análisis utilizado para el cálculo de las secciones de hormigón. Sin embargo, en los proyectos más recientes aparece generalmente una mención explícita del método utilizado, que suele ser el método del Momento tope (Figura IV. 179).

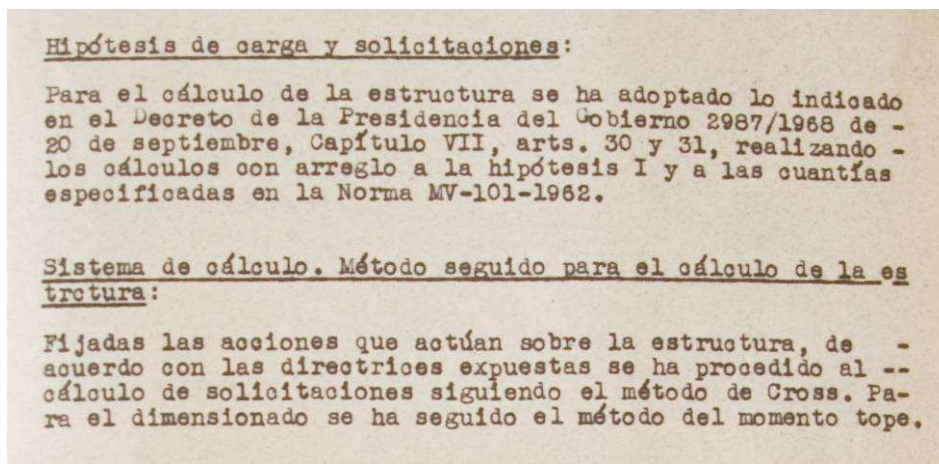


Figura IV. 179. Anejo de la memoria. Edificio ficha 212C.009, 1972.

– Vigas

En este periodo aún existen proyectos en los que no se detalla la estructura, pero son muy pocos. Aquellos que definen la estructura están muy detallados, con planos de despiece de vigas y cuadros de pilares. Además, en la leyenda se incluyen los valores de las tensiones de cálculo para el acero y del hormigón.

Los diámetros más usuales para la armadura longitudinal siguen siendo Ø12, Ø14, Ø16 y Ø18. Además, tal y como se observa en la *Figura IV. 180*, la regla para el predimensionado de las vigas seguida en los periodos anteriores parece que sigue estando vigente en éste, es decir, el canto de la viga es aproximadamente 1/10 de la luz (*Molina, 2011*). En los proyectos, el canto varía entre 35 y 60 cm. Con estos cantos se cumple la regla comentada por los técnicos dado que las luces varían de los tres a los seis metros. El ancho de la sección suele variar entre 25 cm y 30 cm, siendo, por lo tanto, las dimensiones de las vigas similares a los periodos anteriores.

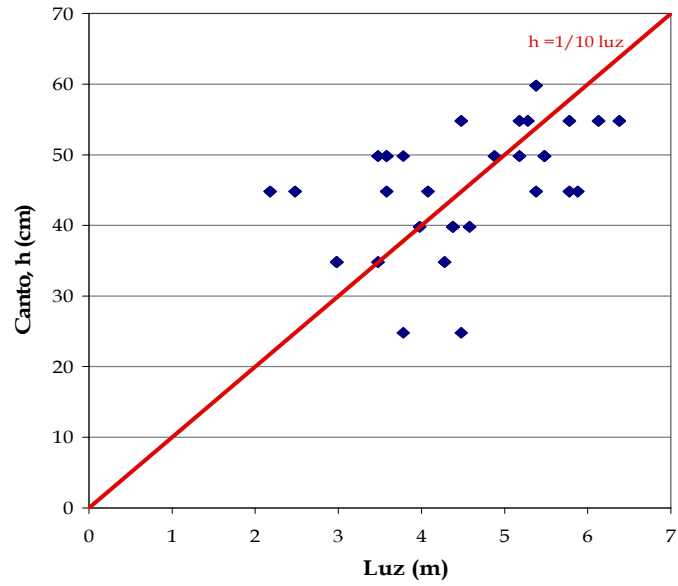


Figura IV. 180. Relación entre el canto y la luz en vigas en proyectos redactados entre 1969 y 1973.

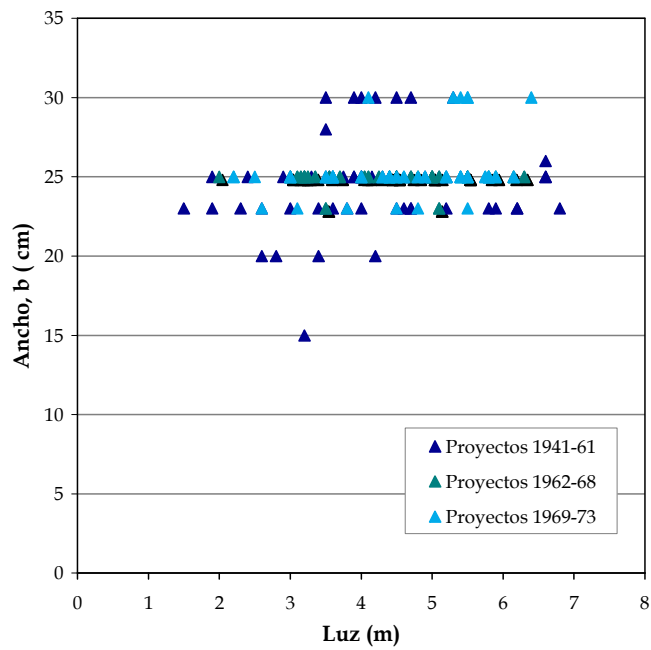


Figura IV. 181. Relación entre el ancho y la luz en vigas de los tres periodos analizados.

La expresión propuesta por la HA-68 para obtener la armadura es igual a la propuesta por la HA-61¹³¹ (cfr. CAP-II-4.1.5). La *Tabla IV. 38* recoge los resultados de las cuantías de tracción obtenidas tras aplicar dichas fórmulas y las cuantías de proyecto. Se han diferenciado dos grupos de resultados, el primero se corresponde con los proyectos en los que se informaba del método de cálculo usado, (el momento tope) y de los coeficientes de minoración de materiales y mayoración de cargas. El segundo grupo hace referencia a los proyectos en los que no se informaba del método de cálculo usado ni de los coeficientes. Para este segundo grupo se han obtenido además las cuantías de armadura necesarias según la teoría clásica.

Tabla IV. 38. Cálculo de cuantía de armado de tracción (%) de vigas según HA-68.

	Ref. Viga ⁽¹⁾	Proyecto		Norma		$\rho_{\text{proy}}/\rho_{\text{HA-68}}$
				HA-68	N-41	
Proyectos con info. sobre el método de cálculo y Coef.	CV-2,2-212C	5,55	0,84			6,62
	CV-3,6-210C	3,73	3,08			1,21
	CV-3,6-221C	6,35	2,99			2,13
	CV-5,4-221C	8,25	7,05			1,17
	CV-5,9-212C	11,09	3,63			3,05
	CV-6,15-210C	7,52	7,59			0,99
	Ap-2,2-212C	9,24	4,34			2,13
	Ap-3,6-210C	2,80	3,40			0,82
	Ap-3,6-221C	5,10	8,92			0,57
	Ap-5,4-221C	5,20	12,43			0,42
	Ap-5,9-212C	9,24	5,93			1,56
	Ap-6,15-210C	8,36	8,48			0,99
Proyectos sin información sobre el método de cálculo, ni Coef.	CV-5,7-39C	12,59	4,94	0		2,55
	Ap-2,5-219C	7,40	15,38	15,50		0,48
	Ap-3,0-215C	11,78	14,52	9,84		0,81
	Ap-3,5-209C	7,62	5,82	5,48		1,31
	Ap-3,6-218C	11,32	10,74	10,70		1,05
	Ap-4,0-207C	5,55	7,96	7,48		0,70
Ap-4,1-236C	0,00	4,54	4,41		0,00	

¹³¹ Las expresiones son las mismas, con la salvedad de un coeficiente en algunas expresiones que pasa de 0,375 a 0,35. Este coeficiente está vinculado con la fatiga. La HA-61 considera una fatiga del hormigón del 70% de la resistencia característica y la HA-68 lo aumenta al 75%.

Ap-4,3-215C	11,78	15,40	11,23	0,76
Ap-4,4-42C	2,35	8,86	7,27	0,27
Ap-4,4 ^a -42C	2,35	7,24	5,60	0,32
Ap-4,6-220C	2,70	3,09	2,86	0,87
Ap-4,9-209C	7,62	5,54	5,21	1,38
Ap-5,2-219C	12,93	12,75	11,85	1,01
Ap-5,4-236C	0,00	4,97	4,81	0,00
Ap-5,4-39C	7,54	7,08	1,62	1,06
Ap-5,5-207C	8,71	13,26	12,25	0,66
Ap-5,5-218C	10,58	7,42	7,37	1,43
Ap-5,7-39C	11,71	7,52	2,35	1,56
Ap-5,8-204C	4,84	5,38	4,96	0,90
Ap-5,8-42C	7,19	6,35	5,33	1,13
CV_3,0-33C	7,35	1,33	0	5,51
CV_3,5-33C	8,48	1,99	0,88	4,27
CV_5,2-33C	7,61	4,45	4,05	1,71
CV_6,4-33C	10,33	3,99	3,49	2,59
CV-2,5-219C	5,55	1,33	0	4,16
CV-2,6-98C	8,02	2,67	0	3,01
CV-3,0-215C	5,55	3,17	0	1,75
CV-3,1-98C	8,02	2,67	0	3,01
CV-3,5-209C	2,54	1,48	1,12	1,72
CV-3,6-218C	11,32	1,77	0,63	6,40
CV-3,8-98C	5,63	2,67	0	2,11
CV-4,0-207C	6,53	4,48	3,13	1,46
CV-4,1-236C	7,70	3,10	3,01	2,48
CV-4,3-215C	9,08	10,66	3,55	0,85
CV-4,4-42C	8,36	4,06	3,50	2,06
CV-4,4 ^a -42C	8,36	3,35	2,63	2,50
CV-4,5-98C	2,91	13,29	10,23	0,22
CV-4,6-220C	4,50	1,57	1,11	2,87
CV-4,8-39C	9,17	2,89	0	3,17
CV-4,8-98C	1,77	5,52	0	0,32
CV-4,9-209C	5,08	3,59	3,49	1,42
CV-5,2-219C	10,49	9,83	8,91	1,07
CV-5,4-236C	7,70	2,48	2,37	3,11
CV-5,4-39C	9,17	3,44	0	2,66
CV-5,5-207C	9,17	9,22	7,92	1,00
CV-5,5-218C	10,58	5,72	5,50	1,85
CV-5,5-98C	7,97	4,62	0	1,72
CV-5,8-204C	5,88	4,09	3,87	1,44
CV-5,8-42C	9,30	4,39	3,98	2,12

Como muestra la *Figura IV. 182*, parece que la mayoría de proyectos del primer grupo (aquellos que siguen la HA-68) cumplen con los criterios de esta norma (de la HA-61, por ser muy similar).

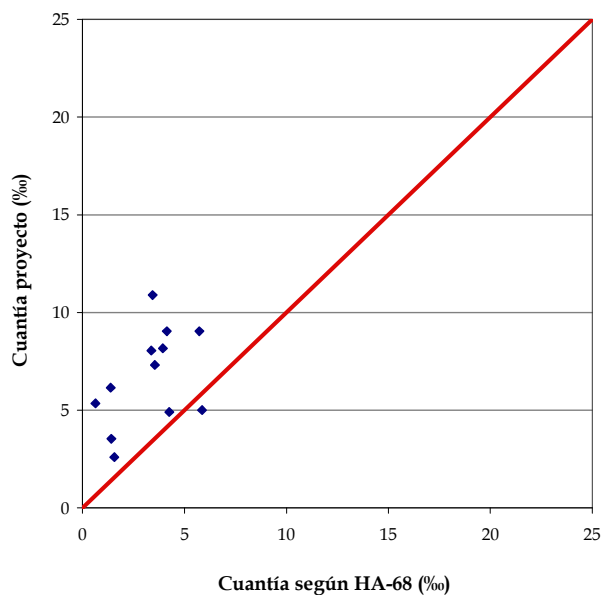


Figura IV. 182. Relación entre la cuantía según la norma HA-68 y el proyecto (con información de coeficientes)

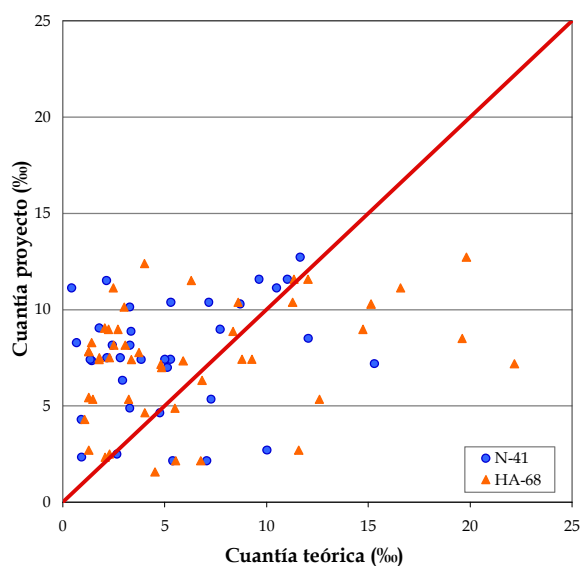


Figura IV. 183. Relación entre la cuantía teórica y la cuantía de proyecto (en proyectos sin información del método de cálculo adoptado)

En cambio, como muestra la *Figura IV. 183* el 44% de los proyectos en los que no se informa del método de cálculo adoptado no siguen los criterios de la HA-68 (puntos triangulares de la figura). No obstante, el 84% de las vigas tienen cuantías de armaduras suficientes si se aplica la teoría clásica.

Evolución comparativa

En la *Figura IV. 184* se representa la evolución de la cuantía de armadura en función del momento solicitación. En la figura se observa que para un mismo momento, las vigas del primer periodo (1941-1961) presentan cuantías algo mayores que las vigas de proyectos redactados entre 1969 y 1973.

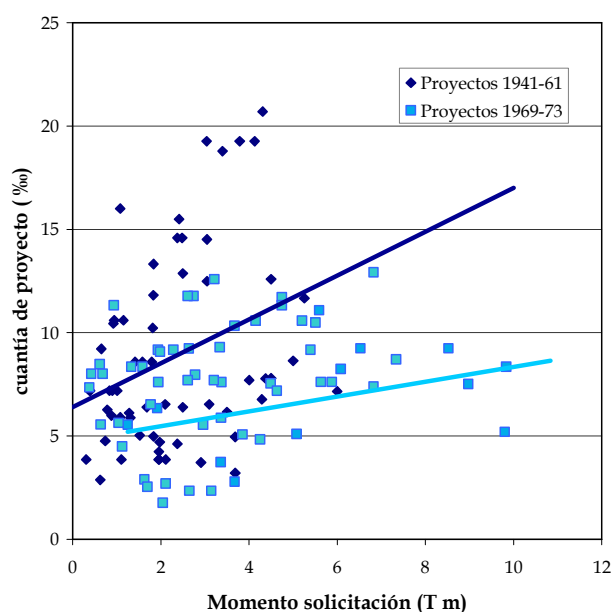


Figura IV. 184. Evolución de la cuantía en relación con el momento.

_ Pilares

En los proyectos analizados la armadura de pilares mantiene como mínimo 4 diámetros, uno por esquina, y siempre mayores o iguales a 12 mm. No obstante, al igual que en el periodo anterior, en los pilares de las últimas plantas puede aparecer algún diámetro del 10. La HA-68 no indica ningún diámetro mínimo para la armadura longitudinal en pilares (cfr CAP.II. __). En cambio, para acero liso

recomienda unos diámetros¹³² con el objeto de regularizar la serie. Para el acero de alta adherencia (corrugado o retorcido) la norma no establece diámetros. Así, por ejemplo pueden aparecer diámetros diferentes a los de la serie recomendada pero similares en capacidad mecánica como, por ejemplo, 10,5 ó 13,5 (Figura IV. 185).

Figura IV. 185. Cuadro de pilares con acero estirado en frío. Edificio ficha 220C.009, 1971.

Se han encontrado proyectos que informan sobre los coeficientes de mayoración de cargas y minoración de resistencias de los materiales coincidentes

¹³² Serie de diámetros recomendada: 5, 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25, 32 y 40, aunque también se puede usar el 14.

con los fijados en la HA-68. Se ha elaborado la *Tabla IV. 42* donde se resume las cuantías de armadura necesarias según la HA-68 para los pilares que detallan los coeficientes antes mencionados. Como muestra la *Figura IV. 186* más del 90% de los pilares están bien dimensionados.

Tabla IV. 39. Cuantía en pilares según HA-68.

Ref.	Proyecto	HA-68	$\rho_{\text{proy}}/\rho_{\text{HA-68}}$
Pb-39C	13,72	2,66	5,17
Pb-inta-39C	10,40	2,33	4,46
Pb-inta-98C	3,51	1,33	2,64
P4-inta-98C	6,86	1,21	5,65
P6-inta-98C	5,29	0,43	12,38
P4-212C	7,94	0,61	13,09
Pb_int-209C	7,27	7,28	1,00
P3_int-209C	8,46	6,77	1,25
P2-215C	9,41	1,80	5,21
P4-215C	7,70	12,33	0,62
P8-218C	11,29	9,44	1,20
P5-219C	7,70	1,24	6,20
P3-210C	11,55	10,37	1,11
P7-236C	9,41	6,40	1,47
P2-inta-39C	10,44	1,92	5,45
P6-207C	7,70	1,24	6,20
P8-39C	20,53	9,01	2,28

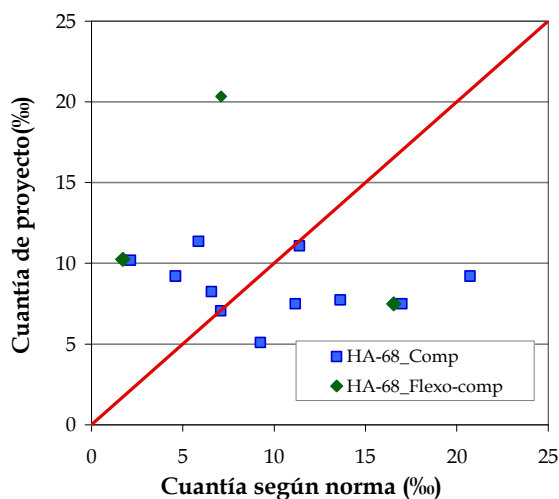


Figura IV. 186. Relación entre las cuantías de armadura según norma HA-68 y según proyecto.

_ Pilares a compresión simple.

A los proyectos donde no figura qué método se ha seguido para el cálculo de la armadura de pilares ni los coeficientes de seguridad se les ha aplicado las expresiones propuestas por la HA-68. La *Tabla IV. 40* recoge la cuantía de armadura de tracción necesaria tras aplicar método de tensiones admisibles y el método propuesto por la HA-68¹³³. Se ha comparando ambas cuantías de armado con la propuesta en proyecto. En color rojo aparecen los pilares cuyas cuantías dispuestas en proyecto son insuficientes.

Tabla IV. 40. Cuantía geometría en pilares a compresión simple, ρ_{Atot} (‰).

Ref. Pilar ⁽¹⁾	Proyecto	Norma		$\rho_{\text{proy.}} / \rho_{\text{HA-68}}$
		N-41	HA-68	
Pb_int-33C	8,68	8,94	31,63	0,27
P2_int-33C	6,86	6,71	11,50	0,60
Pba_int-33C	8,16	8,08	22,00	0,37

¹³³ Para aplicar el método del momento tope se han considerado las cargas mayoradas.

P2a_int-33C	8,68	6,71	15,47	0,56
Psot-int-39C	12,43	6,80	22,14	0,56
Pb-int-39C	13,59	8,86	21,43	0,63
Pb-inta-39C	10,40	7,33	16,31	0,64
P2-inta-39C	10,44	6,50	15,61	0,67
P8-inta-39C	10,48	9,20	1,04	10,12
Pb-int-98C	6,61	8,38	15,62	0,42
P1-int-98C	7,55	6,71	15,05	0,50
P6-int-98C	5,29	7,50	0,60	8,75
Pb-inta-98C	3,51	7,67	12,16	0,29
P4-inta-98C	6,86	6,71	19,76	0,35
P6-inta-98C	5,29	7,50	0,78	6,81
Pb-int-42C	8,16	8,38	40,81	0,20
P3-int-42C	8,68	6,54	78,59	0,11
P6-int-42C	7,20	7,30	1,20	6,01
Pb_int-215C	8,68	6,80	6,63	1,31
P2_int-215C	9,41	7,60	2,93	3,21
P4_int-215C	7,70	8,72	1,01	7,60
Pb_int-207C	6,61	8,30	13,30	0,50
P3_int-207C	9,41	7,60	14,64	0,64
P6_int-207C	7,70	8,72	81,37	0,09
Pb_int-218C	11,70	7,48	38,74	0,30
P4_int-218C	10,29	6,89	28,93	0,36
P8_int-218C	11,29	8,84	0,84	13,48
Pb_int-219C	6,61	6,80	33,78	0,20
P3_int-219C	9,41	7,40	34,01	0,28
P5_int-219C	7,70	8,48	7,25	1,06
Pb_int-209C	7,27	7,85	7,28	1,00
P3_int-209C	8,46	7,50	13,54	0,62
P7_int-209C	5,35	8,60	0,81	6,61
Pb_int-209C	5,28	7,85	12,71	0,42
P3_int-209C	8,32	8,60	18,21	0,46
P7_int-209C	5,35	8,60	0,60	8,90
Pb_int-236C	12,24	7,55	5,70	2,15
P4_int-236C	8,00	7,60	4,51	1,78
P7_int-236C	9,41	7,60	0,32	29,34
Pb-33C	9,41	10,10	13,79	0,68
P2-33C	7,20	0,22	1,37	5,26
Pb-39C	13,72	8,86	29,21	0,47

Pb-98C	5,25	9,29	1,27	4,14
P1-98C	5,25	6,71	1,07	4,89
Pb-42C	6,86	9,29	34,59	0,20
P3-42C	7,20	0,01	36,80	0,20
Pb-215C	8,68	0,03	1,15	7,58
Pb-207C	8,68	9,20	27,65	0,31
P3-207C	9,41	0,17	27,98	0,34
Pb-218C	8,77	7,48	16,29	0,54
P4-218C	9,41	0,33	23,16	0,41
Pb-219C	8,68	7,49	23,16	0,37
P3-219C	7,20	7,20	10,77	0,67
Pb-236C	7,83	7,55	2,79	2,80
P4-236C	8,00	0,13	0,75	10,73
Pb_int-33C	8,68	8,94	31,63	0,27
P2_int-33C	6,86	6,71	11,50	0,60
Pba_int-33C	8,16	8,08	22,00	0,37
P2a_int-33C	8,68	6,71	15,47	0,56
Psot-int-39C	12,43	6,80	22,14	0,56
Pb-int-39C	13,59	8,86	21,43	0,63
Pb-inta-39C	10,40	7,33	16,31	0,64
P2-inta-39C	10,44	6,50	15,61	0,67
P8-inta-39C	10,48	9,20	1,04	10,12
Pb-int-98C	6,61	8,38	15,62	0,42
P1-int-98C	7,55	6,71	15,05	0,50
P6-int-98C	5,29	7,50	0,60	8,75

En la *Figura IV. 187* se ha representado la relación entre la cuantía de armadura necesaria según la HA-68 (con las cargas mayoradas por 1,5 y los coeficientes de minoración de 1,5 para el hormigón y 1,1 para el acero) y la cuantía de proyecto. En dicha figura se observa que más del 60% de los pilares están infradimensionados.

En cambio, al comparar las cuantías propuestas por la norma de 1941 con las de proyecto (*Figura IV. 188*), resulta que se reduce el número de pilares con armadura insuficiente y todos los resultados se aproximan a la bisectriz, es decir, que son similares las cuantías de proyecto y las de la norma.

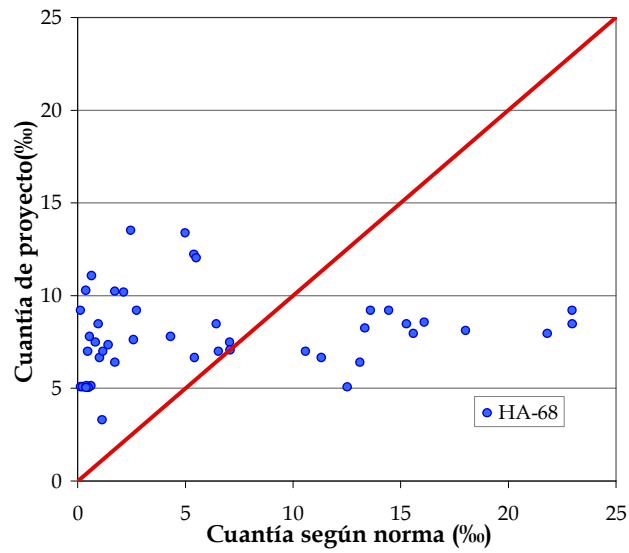


Figura IV. 187. Relación entre la cuantía según la HA-68 y la cuantía de proyecto en pilares a compresión simple.

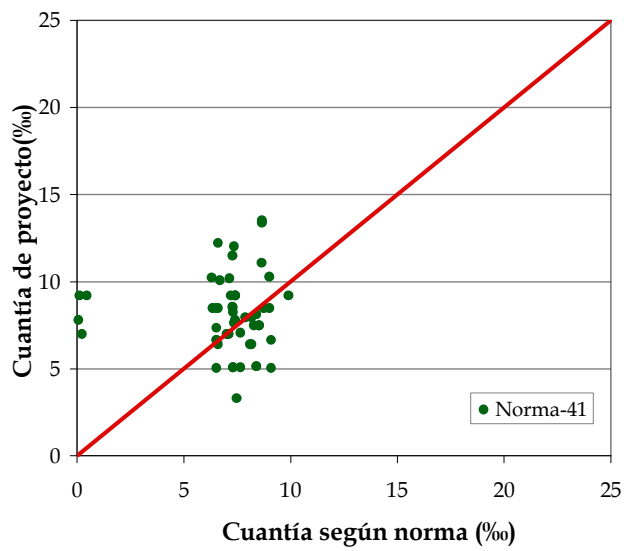


Figura IV. 188. Relación entre la cuantía de proyecto en pilares a compresión simple y cuantía según la norma de 1941.

_ Pilares a flexocompresión.

En los pilares sometidos a momento y axil se ha planteado la misma discusión que en los pilares a compresión simple. En la *Tabla IV. 41* se resumen las cuantías obtenidas tras aplicar el método de tensiones admisibles y el método del momento tope, propuesto por la HA-68. No obstante, la cuantía que figura en esta tabla obtenida tras la aplicación de la norma de 1941 se refiere a pilares a compresión simple.

Tabla IV. 41. Cuantía geometría en pilares a flexocompresión, $\rho_{Atot}(\%)$.

Ref. Pilar ⁽¹⁾	Proyecto	Norma		
		N-41	HA-68	$\rho_{proy} / \rho_{HA-68}$
P7_int-33C	5,25	6,71	1,53	3,43
P7a_int-33C	9,41	7,50	3,88	2,43
P7-33C	5,29	7,50	6,66	0,79
P8-39C	20,53	9,20	9,01	2,28
P6-98C	5,29	7,50	2,61	2,03
P6-42C	3,67	7,30	7,53	0,49
P2-215C	9,41	7,60	1,80	5,21
P4-215C	7,70	8,72	12,33	0,62
P6-207C	7,70	8,72	1,24	6,20
P8-218C	11,29	8,84	9,44	1,20
P5-219C	7,70	8,48	1,24	6,20
P7-236C	9,41	7,60	6,40	1,47

En la Figura IV. 189 se muestra la relación entre la cuantía necesaria por cálculo según la HA-68 y la recogida en proyecto. Como se observa en esta figura las cuantías de proyecto son en general mayores a las necesarias. En la *Figura IV. 190* muestra la relación entre la cuantía necesaria por cálculo según la norma de 1941 y la propuesta en proyecto para pilares a compresión simple. En esta figura se observa que las cuantías se aproximan a la bisectriz y por tanto son más similares.

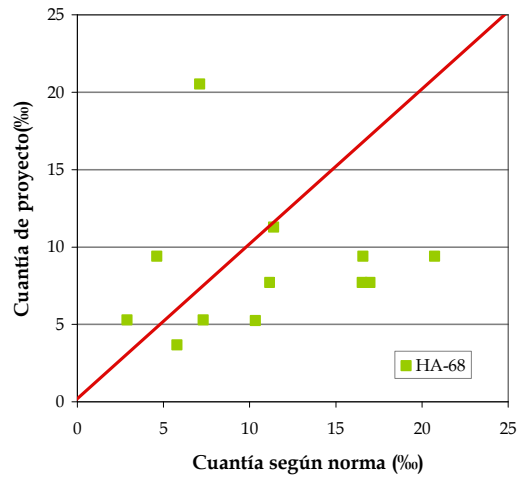


Figura IV. 189. Relación entre la cuantía de armadura según la norma HA-68 y la cuantía de proyecto en pilares a flexocompresión.

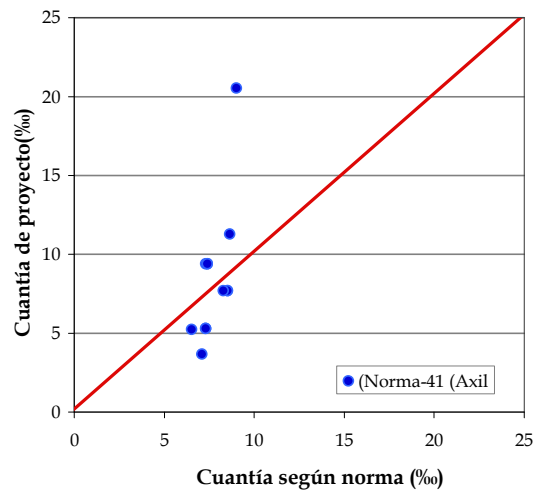


Figura IV. 190. Relación entre la cuantía de armadura según norma y cuantía de proyecto en pilares (compresión simple).

Por tanto, parece ser que existe una tendencia a dimensionar los pilares a flexocompresión sólo considerando el axil, aunque posiblemente aumentando su valor (Figura IV. 191).

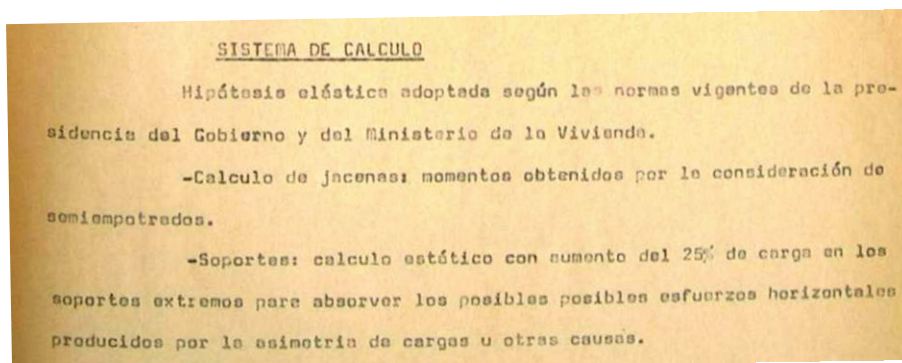


Figura IV. 191. Memoria Edificio ficha 220C.009, 1971.

En definitiva durante este periodo, para el cálculo de pilares se distinguen dos formas de proceder. En la primera los técnicos han asimilados los métodos de cálculo y los coeficientes de la nueva norma y en la segunda siguen utilizando los métodos propuestos por la norma de 1941. Del primer grupo, aunque en los proyectos insisten en hacer referencia al cumplimiento de la nueva instrucción, en realidad existe un 40% de pilares (entre los sometidos a compresión y a flexocompresión) que tendrían armadura insuficiente. Respecto al segundo grupo parece ser que aún siguen criterios de la norma anterior, tendiendo a dimensionar todos los pilares con axil solamente, aunque para los pilares con diferencias sustanciales entre las luces de las vigas adyacentes se aumenta el valor de dicho axil.

Evolución comparativa

Como se observa en la *Figura IV. 192*, la relación entre el axil y la cuantía de armadura en pilares a compresión simple se ha mantenido más o menos igual a lo largo de los 30 años de análisis. No obstante, las cuantías de los pilares del primer periodo son menores a las mínimas fijadas por la norma de 1941 en el 50% de los casos, casos, aproximadamente. Mientras que en los pilares del segundo periodo se observa un tendencia a reducir las cuantías a partir de la mitad de la década de los sesenta. En los pilares del último periodo aproximadamente un 60% de los pilares estarían mal dimensionados si se calculasen con la HA-68, lo que parece indicar

que para su dimensionamiento se siguen aplicando el método de tensiones admisibles, heredado de períodos anteriores

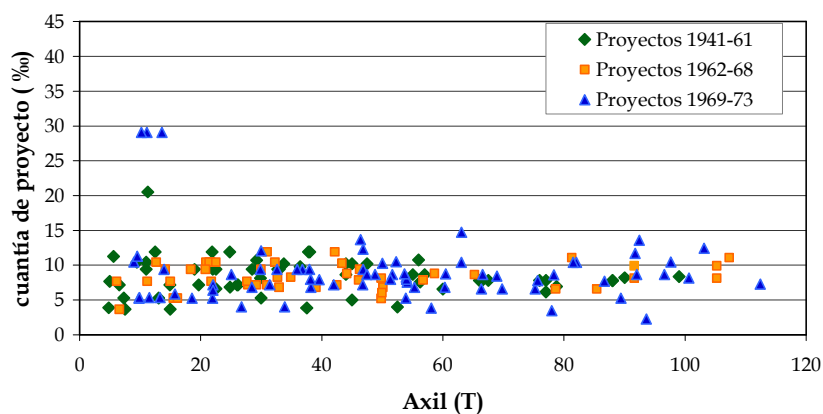


Figura IV. 192. Evolución de la relación entre el axil y la cuantía de armadura en pilares a compresión simple

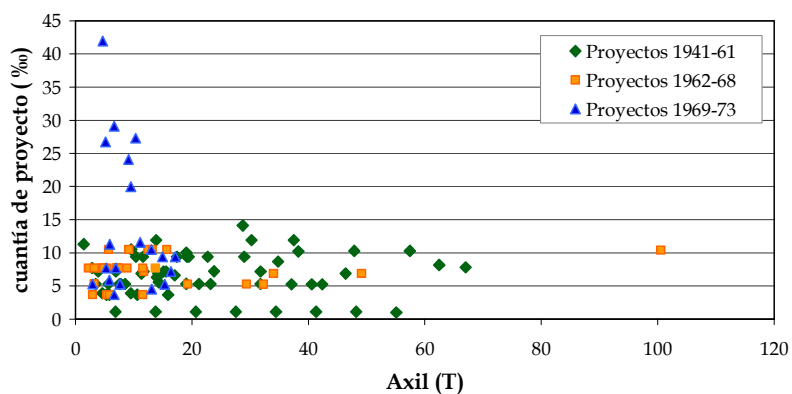


Figura IV. 193. Evolución de la relación entre el axil y la cuantía de armadura en pilares a flexocompresión.

2.3.1.d Dimensionamiento a cortante

_ Vigas

Al igual que en el periodo anterior los proyectos, definen con detalle la cantidad de armadura doblada y la separación de los estribos. La mayoría de proyectos acotan el inicio de las barras dobladas a $1/5$ ó $1/3$ de la luz (Figura IV.

194; Figura IV. 195 y Figura IV. 196), y la separación de los estribos varían en los apoyos entre 10 y 20 cm y en el centro de vano entre 25 y 30 cm.

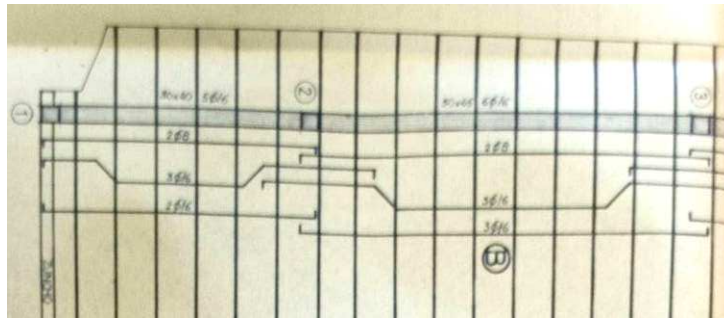


Figura IV. 194. Planos de estructura. Edificio ficha 236C.009, 1972.

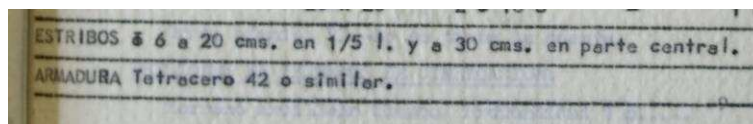


Figura IV. 195. Leyenda de planos de estructura. Edificio ficha 204^a.015, 1969.

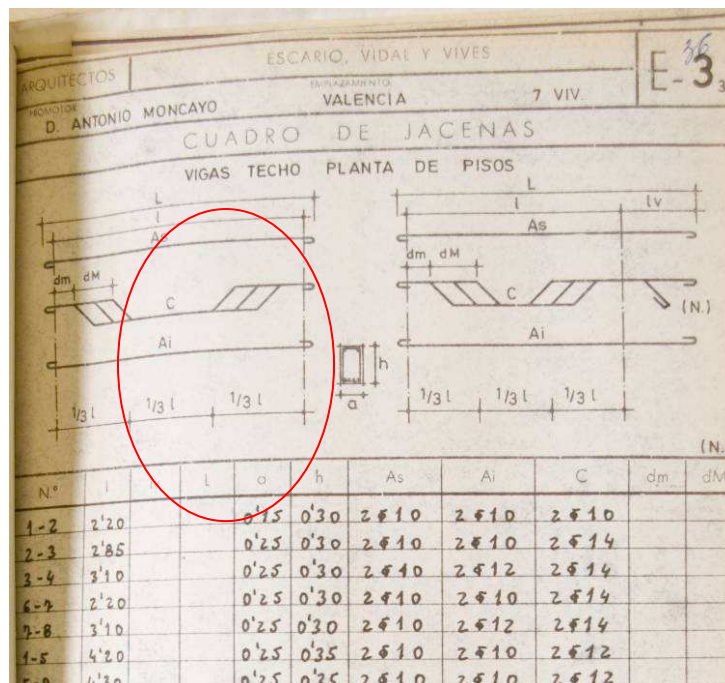


Figura IV. 196. Edificio ficha 212C.009, 1972.

La HA-68 copia las expresiones¹³⁴ de la HA-61 para el cálculo de la armadura de cortante. Ambas cuentan con la colaboración conjunta de hormigón y acero (barras levantadas y/o estribos) (*cf.* CAP-II-4.1.5). La *Tabla IV. 42* resume los cálculos de la parte de cortante que absorbe las armaduras. Las primeras columnas hacen referencia al cortante que es capaz de absorber las barras levantadas y los estribos que figuran en proyecto. Las siguientes columnas indican el cortante que es necesario que absorban las armaduras, V_{su} , según la norma HA-68. Esta tabla se subdivide, a su vez, en dos grupos: en el primero aparecen los proyectos en los que se informa de las barras levantadas y los estribos, mientras que en el segundo aparecen los proyectos que informan sólo de las barras levantadas, y por tanto no se tiene constancia de los estribos. No obstante, en los detalles constructivos de los proyectos del segundo grupo aparecen dibujados estribos y por tanto es de esperar que se colocaran (*Figura IV. 197*).

En color rojo aparecen las vigas que necesitan más armadura transversal de la propuesta en proyecto. En color gris aparecen aquellas vigas que no necesitarían armadura de cortante, es decir, que sólo con el hormigón sería suficiente.

Tabla IV. 42. Comprobación de cortante en vigas (T).

Ref. Viga ⁽¹⁾	Proyecto			Norma	$V_{su\ proy}/V_{su}$
	V_{slev}	V_{st}	$V_{slev} + V_{st}$ ($V_{su\ proy}$)	V_{su}	
Ap-5,7-39C	14,13	1,25	15,38	2,24	6,88
Ap-5,4-39C	14,13	1,87	16,00	2,24	7,16
Ap-4,3-215C	8,38	1,87	10,25	1,74	5,90
Ap-3,0-215C	3,80	1,11	4,91	1,82	2,70
Ap-5,5-207C	1,94	1,11	3,04	0,04	86,44
Ap-4,0-207C	3,26	2,06	5,31	7,61	0,70
Ap-5,2-219C	2,44	1,63	4,08	3,26	1,25
Ap-2,5-219C	2,75	2,06	4,81	7,80	0,62

¹³⁴ Las expresiones son las mismas, pero la máxima resistencia de cálculo del acero aumenta de 3750 kg/cm² a 4000 kg/cm².

Ap-4,9-209C	2,17	1,84	4,02	1,64	2,44
Ap-3,6-210C	2,91	3,46	6,37	6,98	0,91
Ap-6,15-210C	3,89	6,17	10,06	-6,06	-1,66
Ap-5,4-221C	6,91	6,81	13,72	5,58	2,46
Ap-3,6-221C	11,84	2,60	14,44	5,01	2,89
Ap-5,8-204C	9,07	2,15	11,22	-2,23	-5,03
Ap-4,6-220C	5,95	4,15	10,10	3,28	3,08
Ap-4,4-42C	2,98		2,98	-0,76	-3,91
Ap-5,8-42C	7,90		7,90	1,81	4,36
Ap-4,4 ^a -42C	9,99		9,99	4,29	1,61
Ap-2,2-212C	6,91		6,91	-0,04	-185,00

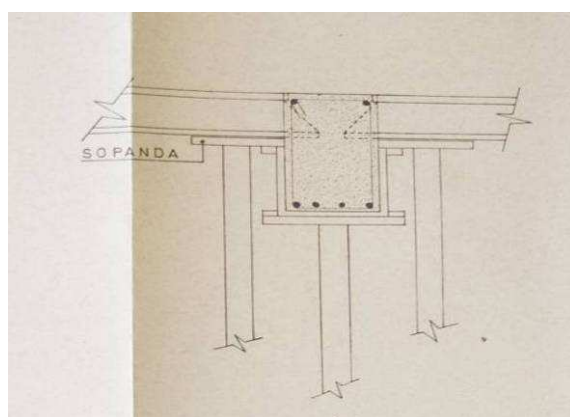


Figura IV. 197. Detalle constructivo de ejecución de vigas. Edificio ficha 212C.009, 1971.

En la Figura IV. 198 se muestra la relación entre el cortante que es necesario absorber según la HA-68 y el cortante que absorbe la armadura transversal que figura en el proyecto (barras levantada más los estribos, $V_{s, lev} + V_{str}$ son los puntos circulares verdes, o sólo las barras levantadas, $V_{s, lev}$ rombos azules).

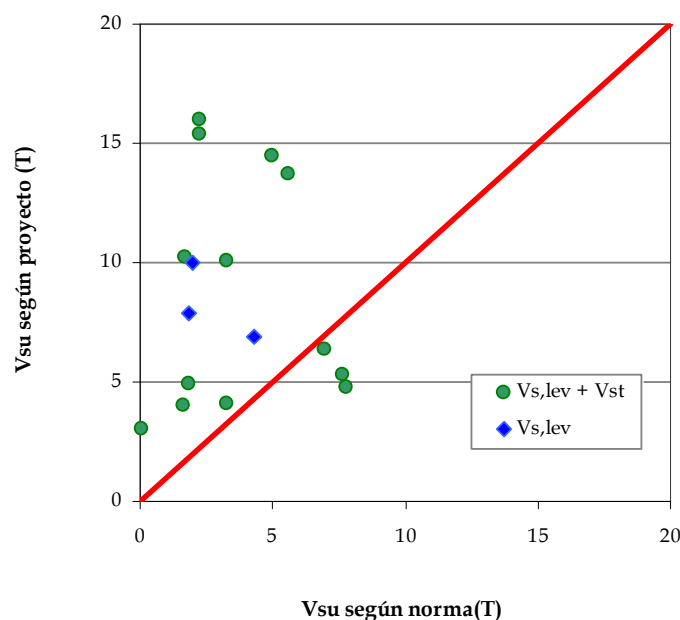


Figura IV. 198. Relación entre la cuantía teórica de armadura transversal y la cuantía de proyecto.

De las vigas analizadas sólo el 15% necesitan más armadura de la colocada. En todas las vigas analizadas de los proyectos del segundo grupo el 100% del esfuerzo cortante es resistido sólo por la armadura levantada. Este hecho refuerza la idea, ya comentada en el periodo anterior, que los técnicos confiaban principalmente en las armaduras levantadas para absorber el cortante.

El criterio que siguen todos los proyectos que informan sobre las separación de los estribos es el mismo, juntar más los estribos cerca de los apoyos y separarlos más a medida que se acercan al centro de vano. En todos los proyectos las separaciones son inferiores a las máximas permitidas y por tanto, estarían cumpliendo con la norma de 1968.

Tabla IV. 43. Separación de estribos (mm).

Ref. Viga ⁽¹⁾	Proyecto	HA-68
	s	s max
Ap-4,3-215C	150	285
Ap-3,0-215C	150	285

Ap-5,5-207C	100	412
Ap-4,0-207C	100	327
Ap-5,2-219C	100	412
Ap-2,5-219C	100	370
Ap-4,9-209C	150	412
Ap-3,6-210C	150	412
Ap-6,15-210C	150	455
Ap-3,6-221C	250	412
Ap-5,8-204C	200	370
CV-4,3-215C	200	285
CV-3,0-215C	200	285
CV-5,5-207C	200	412
CV-4,0-207C	200	327
CV-5,2-219C	200	412
CV-2,5-219C	200	370
CV-4,9-209C	250	412
CV-3,6-210C	250	412
CV-6,15-210C	250	455
CV-3,6-221C	250	412
CV-5,8-204C	300	370

Según la información recopilada en los proyectos y el análisis realizado, el 85% de las vigas están bien dimensionadas según la HA-68, y la mayoría del cortante es absorbido por las barras levantadas.

Evolución comparativa

En la mayoría de proyectos del primer periodo, e incluso los proyectos de mitad de la década de los sesenta, la sección de hormigón es suficiente para resistir el esfuerzo cortante. A partir de la mitad de la década de los sesenta, en los proyectos comienza a ser necesaria armadura de cortante, que se materializa en los planos de proyectos en forma de barras levantadas y estribos.

Hasta la mitad de la década de los sesenta las vigas no necesitan armadura de cortante, sólo el hormigón resiste dicho esfuerzo. Este hecho podría ser debido a que se consideraban cargas menores en el cálculo, dado que las expresiones

propuesta por las diferentes normas son muy similares y que las secciones de las vigas no han variado mucho durante los treinta años analizados.

_ Pilar

El dato de la separación de estribos en los pilares y su diámetro aparece en la mayoría de proyectos consultados (*Figura IV. 95; Figura IV. 96*), aunque aún existen algunos proyectos con poca información. Según la HA-68, en piezas sometidas a compresión simple o compuesta la separación de los cercos se fijaba en función del diámetro de la armadura longitudinal (debía ser menor de 15 veces el diámetro de la barra más delgada) y en ningún caso podía ser mayor de la menor dimensión del núcleo limitado por el borde exterior de la armadura transversal (aproximadamente 0,85h).

Con el objetivo de comparar la separación de estribos propuestos en proyecto con las máximas separaciones propuestas en la HA-68 se ha elaborado la *Tabla IV. 44*. En ella aparece de color rojo aquellos pilares en los que la separación en proyecto es mayor a la máxima permitida en norma. Como se observa en la tabla, casi todos los proyectos donde aparece la separación entre estribos ésta es siempre menor que la máxima fijada por la HA-68. No obstante, aún existen proyectos que fijan la separación de los estribos con los criterios de la norma de 1941 (*Figura IV. 200*).

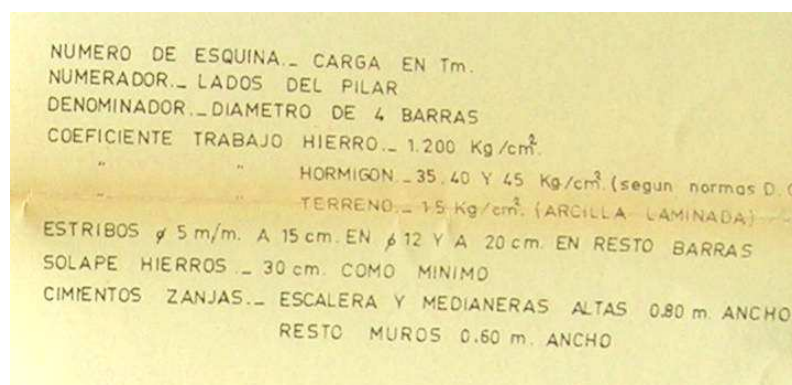


Figura IV. 199. Leyenda del cuadro de pilares. Edificio ficha 2191C.006, 1971

Pl.3	25 x 25 4 ∅ 10	30 x 25 4 ∅ 10	25 x 25 4 ∅ 10	25 x 30 4 ∅ 12	25 x 35 4 ∅ 12	25 x 35 4 ∅ 10	35 x 25 4 ∅ 12	25 x 30 4 ∅ 10	25 x 30 4 ∅ 14	35 x 25 6 ∅ 16	25 x 25 4 ∅ 10	30 x 25 4 ∅ 10
Pl.2	25 x 25 4 ∅ 10	35 x 25 4 ∅ 12	30 x 25 4 ∅ 12	25 x 35 4 ∅ 12	25 x 40 4 ∅ 14	30 x 35 4 ∅ 12	40 x 25 4 ∅ 14	25 x 35 4 ∅ 12	25 x 35 4 ∅ 14	35 x 25 8 ∅ 16	25 x 30 4 ∅ 10	30 x 25 4 ∅ 10
Pl.1	30 x 30 4 ∅ 12	35 x 30 4 ∅ 12	30 x 30 4 ∅ 12	30 x 35 4 ∅ 12	30 x 40 4 ∅ 14	35 x 35 4 ∅ 14	40 x 30 4 ∅ 14	30 x 35 4 ∅ 12	30 x 35 4 ∅ 14	35 x 30 8 ∅ 16	30 x 30 4 ∅ 12	30 x 30 4 ∅ 12
Anclajes	4 ∅ 12	4 ∅ 12	4 ∅ 12	4 ∅ 12	4 ∅ 14	4 ∅ 14	4 ∅ 14	4 ∅ 12	4 ∅ 14	8 ∅ 16	4 ∅ 12	4 ∅ 12

NOTA: Separación máxima de estribos: 12 veces el diámetro de la barra más delgada del pilar.

Figura IV. 200. Leyenda del cuadro de pilares. Edificio ficha 211C.025, 1972.

Tabla IV. 44. Separación de estribos (mm).

Ref. Pilar	Proyecto	
	s	HA-68 s max
Pb_int-215C	250	270
P2_int-215C	180	240
P4_int-215C	180	180
Pb-215C	250	270
P2-215C	180	240
P4-215C	180	180
Pb_int-207C	200	270
P3_int-207C	200	240
P6_int-207C	200	180
Pb-207C	200	270
P3-207C	200	240
P6-207C	200	180
Pb_int-218C	150	270
P4_int-218C	150	240
P8_int-218C	150	240
Pb-218C	150	270
P4-218C	150	240
P8-218C	150	240
Pb_int-219C	200	270
P3_int-219C	150	240
P5_int-219C	150	213
Pb-219C	200	180

P3-219C	150	210
P5-219C	150	180
Pb_int-212C	200	240
P4_int-212C	200	240
P8_int-212C	200	180
Pb-212C	150	240
Pb_int-210C	150	210
P2_int-210C	150	180
P3_int-210C	150	180
Pb-210C	150	210
P2-210C	150	180
P3-210C	150	180

Evolución comparativa

Durante el primer periodo analizado, la separación de los estribos en pilares era un dato que en los proyectos del primer periodo no solía aparecer. A veces, se expresaba la cantidad de armadura de cortante como un porcentaje de la armadura longitudinal. De acuerdo con lo visto en el apartado 2.1.1.d del capítulo IV 2.1.1.d (en el 75% de los casos), las separaciones son mayores a las establecidas en la norma de 1941. Durante el segundo periodo la separación entre los estribos era un dato que tampoco solía aparecer en los planos de proyectos, aunque aparece en los pliegos como una recomendación general. En el último periodo, donde los proyectos son más descriptivos, la separación de los estribos comienza a aparecer en un mayor número de proyectos. Además, en más del 90% de los casos las separaciones son menores a las máximas permitidas por la HA-68, aunque, en muchos proyectos, los criterios seguidos para fijar dicha separación se siguen los descritos en la norma de 1941.

2.3.1.e Anclaje y empalmes.

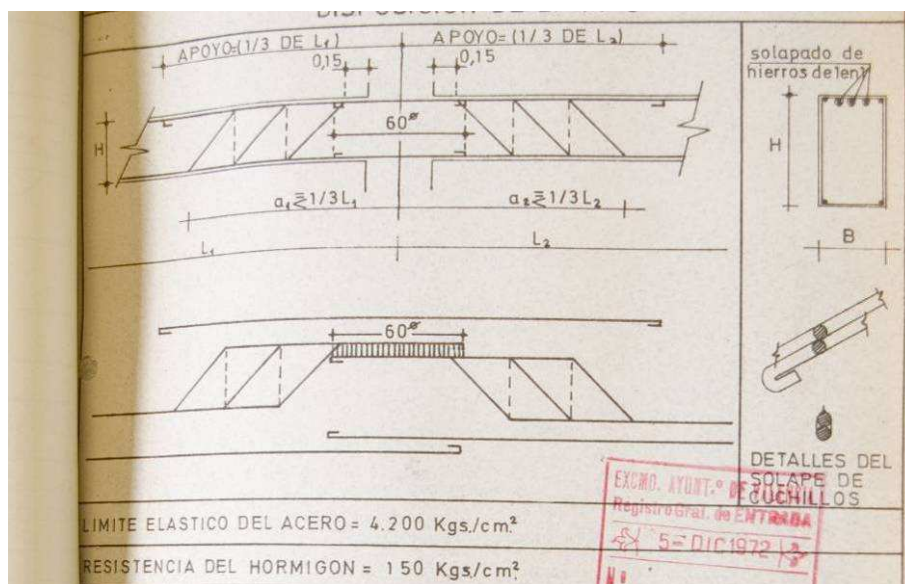
Las longitudes de anclaje en la mayoría de proyectos han aumentado respecto al periodo anterior. Según la HA-68, la longitud total de anclaje es la suma de tres longitudes contadas a partir de un canto útil de donde deja de ser necesaria

la armadura: una longitud previa, sólo exigible en barras a tracción (P_0-P_1), una longitud de anclaje (P_1-P_2) y el dispositivo de anclaje.

$$l_a = d + (P_0 - P_1) + (P_1 - P_2) + \text{dispositivo de terminación} \quad \text{Ec. IV. 23}$$

La Instrucción también distingue entre armaduras lisas y armaduras de alta adherencia y si éstas están sometidas a tracción o a compresión. Las longitudes de anclaje son más exigentes para las barras a tracción, y más aún si son barras lisas (cfr. CAP-II- 4.1.6).

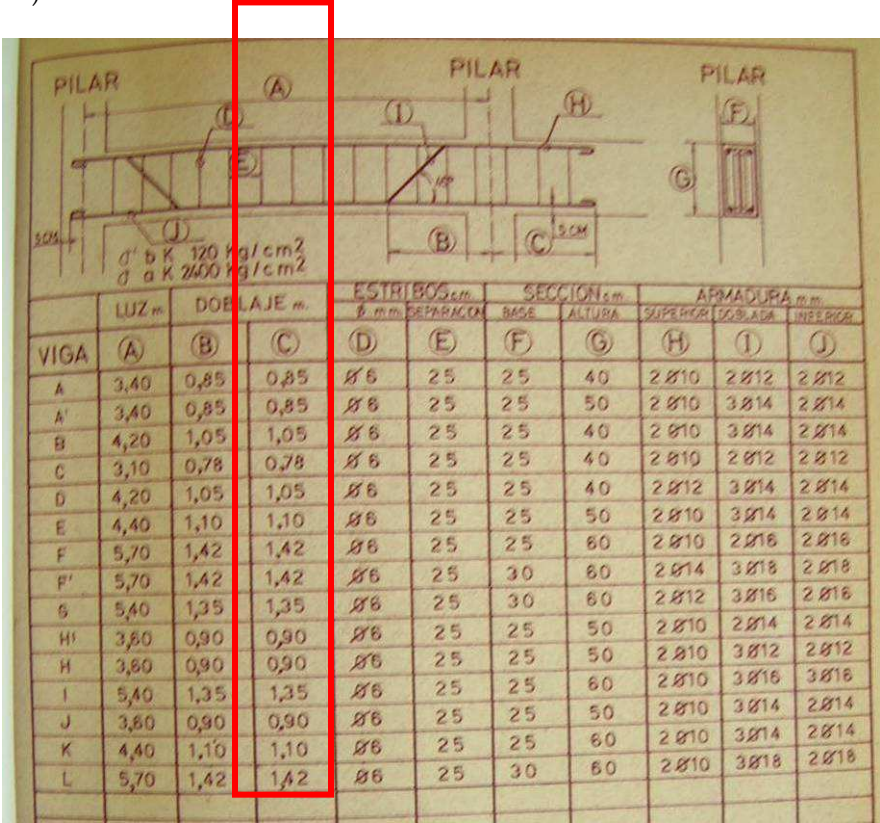
Además, la terminación de las barras es diferente para barras sometidas a tracción, preferentemente terminadas en gancho, y las sometidas a compresión que pueden terminar en patilla¹³⁵ (Figura IV. 206). No obstante, casi todos los proyectos utilizan la terminación en gancho independientemente del tipo de acero y del tipo de esfuerzo al que está sometida la armadura (Figura IV. 203 - Figura IV. 205). Existe un pequeño grupo de proyectos con acero de alta adherencia en los que las terminaciones de las armaduras son todas en patilla (Figura IV. 206).



¹³⁵ En el caso de utilizar acero de alta adherencia se puede anclar en prolongación recta para cualquier tipo de esfuerzo.

Figura IV. 201. Detalle de empalme y despiece de armado transversal.
Edificio ficha 202. 212C.009, 1972

Entre los proyectos que detallan las longitudes de anclaje en vigas se distinguen dos grupos que las calculan de modo distinto. Un primer grupo en el que en los planos acotan longitudes distintas en función de la ley de momentos, ya que las longitudes de las barras son mayores en los vanos donde los momentos son mayores (Figura IV. 203 y Figura IV. 204). En un segundo grupo se encuentran los proyectos que simplemente acotan la longitud de anclaje a $1/5$ ó $1/3$ de la luz (Figura IV. 207). Sólo el primer grupo parece seguir las exigencias de la Instrucción, ya que las dimensiones varían según la longitud de la viga (y por tanto en función del momento) y según el diámetro de la barra y, por tanto, aplican la expresión para el cálculo de la longitud de anclajes fijado en la HA-68 (Figura IV. 204 y Figura IV. 206).



VIGA	LUZ m	DOBLAJE m		ESTRIBOS cm		SECCIÓN cm		ARMADURA mm		
		(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	BASE	ALTURA	SUPERIOR	DOBLADA
A	3,40	0,85	0,85	Ø6	25	25	40	2 Ø10	2 Ø12	2 Ø12
A'	3,40	0,85	0,85	Ø6	25	25	50	2 Ø10	3 Ø14	2 Ø14
B	4,20	1,05	1,05	Ø6	25	25	40	2 Ø10	3 Ø14	2 Ø14
C	3,10	0,78	0,78	Ø6	25	25	40	2 Ø10	2 Ø12	2 Ø12
D	4,20	1,05	1,05	Ø6	25	25	40	2 Ø12	3 Ø14	2 Ø14
E	4,40	1,10	1,10	Ø6	25	25	50	2 Ø10	3 Ø14	2 Ø14
F	5,70	1,42	1,42	Ø6	25	25	60	2 Ø10	2 Ø16	2 Ø16
F'	5,70	1,42	1,42	Ø6	25	30	60	2 Ø14	3 Ø18	2 Ø18
G	5,40	1,35	1,35	Ø6	25	30	60	2 Ø12	3 Ø16	2 Ø16
HI	3,80	0,90	0,90	Ø6	25	25	50	2 Ø10	2 Ø14	2 Ø14
H	3,80	0,90	0,90	Ø6	25	25	50	2 Ø10	3 Ø12	2 Ø12
I	5,40	1,35	1,35	Ø6	25	25	60	2 Ø10	3 Ø16	3 Ø16
J	3,80	0,90	0,90	Ø6	25	25	50	2 Ø10	3 Ø14	2 Ø14
K	4,40	1,10	1,10	Ø6	25	25	60	2 Ø10	3 Ø14	2 Ø14
L	5,70	1,42	1,42	Ø6	25	30	60	2 Ø10	3 Ø18	2 Ø18

Figura IV. 203. Tabla de armados en vigas. Edificio ficha 221C.019,
1972.

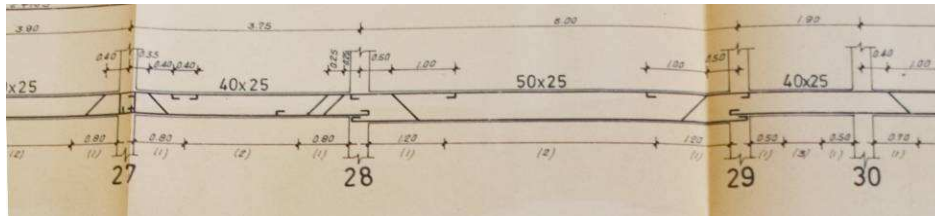


Figura IV. 204. Despiece de armado de vigas. Edificio ficha 222C.017, 1972.

CUADRO DE JACENAS

Nº	l	lv	L	a	h	As	Ai	C	dm	dM
2-15	3.20	1.45	5.00	0.25	0.40	2R10	2R10	1R12	0.25	1
15-28	5.20		5.90	"	"	"	2R14	2R14	"	"
28-39	3.30	1.15	4.20	"	"	"	2R10	1R12	"	1
3-16	4.30	1.45	6.10	"	"	"	2R12	2R14	"	1
16-29	3.10		3.70	"	"	"	2R10	1R10	"	"
29-40	4.30	1.15	5.80	"	"	"	2R12	2R12	"	1
4-17	4.30	1.45	5.85	"	"	"	"	2R14	"	1
5-18	"	0.65	5.05	"	"	"	"	"	"	1
6-19	"	"	"	"	"	"	"	2R12	"	1
7-20	"	"	"	"	"	"	"	"	"	1
8-21	"	"	"	"	"	"	"	"	"	1
9-22	"	"	"	"	"	"	"	2R14	"	1
10-23	"	1.45	6.05	"	"	"	2R14	2R16	"	1
23-34	3.10		3.70	"	"	"	2R10	1R12	"	"
34-45	4.30	1.15	5.70	"	"	"	2R12	2R12	"	1
11-24	3.15	1.45	4.90	"	"	"	2R12	1R14	"	"
24-35	5.10		5.70	"	"	"	2R16	3R14	"	"
35-46	3.45	1.15	4.90	"	"	"	2R12	2R12	"	1
12-25	3.15	1.45	4.90	"	"	"	2R12	1R12	"	1
25-36	5.10		5.70	"	"	"	2R16	3R14	"	1
36-47	3.45	1.15	4.90	"	"	"	2R12	1R14	"	"
13-26	1.85		2.35	"	0.30	"	2R10	1R10	"	"

EXCMO. AYUNT. DE VALENCIA
Registro Gral. de ENTRADA
24 JUN 1971
Nº

Figura IV. 205. Tabla de armados de vigas. Edificio ficha 39C.018, 1971.

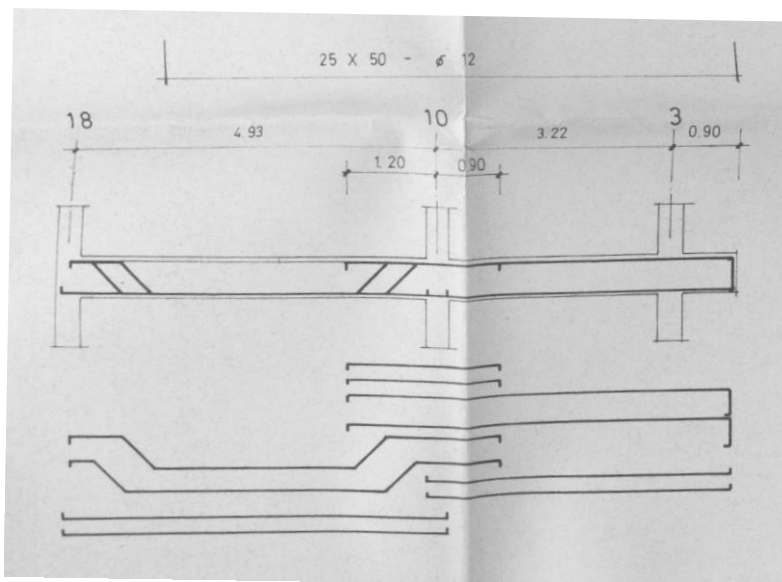


Figura IV. 206. Despiece de armado de la viga (acero REA). Edificio ficha 209A.014, 1972.

"...las armaduras se ejecutarán con piezas enterizas que tengan exactamente la forma y dimensiones que determinan los planos. Se doblarán en frío y se atarán en todos los sitios donde crucen dos piezas con alambre que se doble y se cruce, terminando por un torcido de los extremos que asegure una sujeción perfecta." Pliego Edificio ficha 208C.020, 1971.

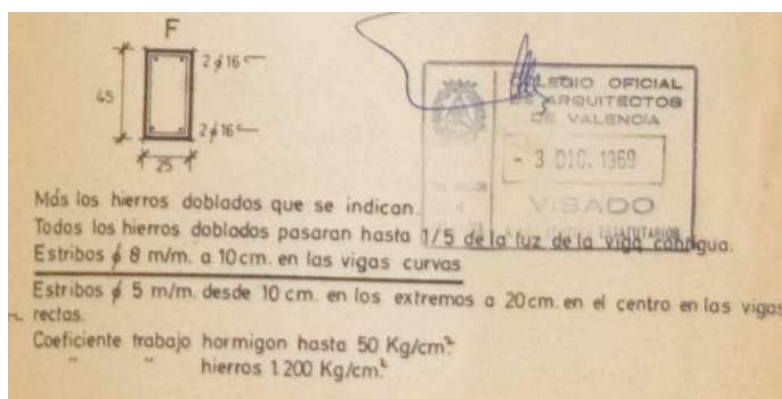


Figura IV. 207. Leyenda del plano de vigas. Edificio ficha 207C.006, 1969.

Según la HA-68, en los empalmes por solapo las barras lisas debían tener una longitud mínima igual a:

$$l_s \geq \frac{6000}{f_{ck}} \phi$$

siendo ϕ el diámetro de la barra y f_{ck} la resistencia característica del hormigón. Además, se debían terminar en gancho para barras a tracción y en patilla para barras a compresión. Para las barras de alta adherencia la longitud del solapo no debía ser inferior al mayor de los dos siguientes valores:

- 1,7 (f_{yk}/f_{ck}) ϕ ;
- 20 ϕ

debiéndose terminar en prolongación recta (sin ganchos ni patillas).

Por lo que respecta a las longitudes de solapo se mantienen más o menos iguales a las fijadas en los proyectos de los periodos anteriores, es decir, en los proyectos, el solape de las barras pasantes de las vigas se solía limitar al ancho de los pilares (*Figura IV. 206*). Con este condicionante, para un $\phi 12$ y un hormigón de 150 kg/cm² (el valor medio de la resistencia característica de los proyectos de este período, *cfr. CAP-IV-2.3.1.a*) serían necesarios 48 cm de solape. Por tanto, los solapes, en general, serían insuficientes dado que la dimensión de un pilar en las plantas intermedias solía ser de 30 cm. No obstante, algunos proyectos fijan la longitud de solapo en función del diámetro de las barras:

“Solamente se permitirán los empalmes señalados en los planos o aquellos que no perjudiquen la resistencia de la obra, a juicio de la DT [...]

Los empalmes se harán, bien solapando las barras en una longitud superior a treinta diámetros y doblando las puntas en garrote, bien soldándolas eléctricamente para que resistan al esfuerzo correspondiente con arreglo a las normas del American Welding Society.” Pliego 95C.017, 1969.

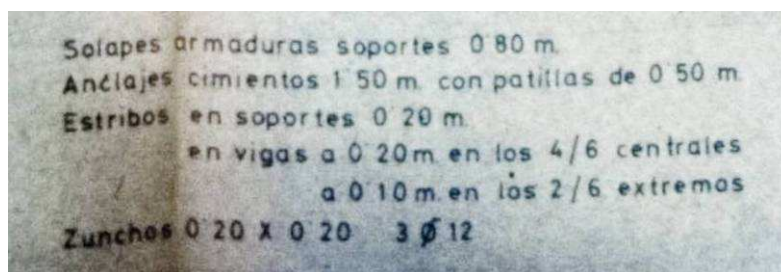


Figura IV. 208. Leyenda de plano de estructura. Edificio ficha 236C.008, 1972.

2.3.2. EJECUCIÓN Y CONTROL.

Durante este periodo la hormigonera era habitual en la mayoría de obras y el hormigón preparado desde una central comenzaba a llegar a pie de obra. Cuando se pedía hormigón desde central era para rellenar los grandes volúmenes, la cimentación y los forjados. Mientras que los pilares se solían rellenar generalmente con “calderetas¹³⁶” por el poco volumen requerido (Alonso, 2011; Hernández, 2011).

Al principio de la implantación de la primera fábrica de hormigón preparado, llamada Prebetong (1968-1969), no había mucha demanda. Aunque las instalaciones estaban preparadas para amasar 100 m³/hora (aprox. 700 m³/día), se solía amasar unos 80m³/día (Alonso, 2011). A partir de 1974 empezó a dispararse el consumo de hormigón preparado.

2.3.2.a Materiales

– Cemento

La clasificación de cementos que se manejaba en la Memoria del cemento hacía referencia a la resistencia de cemento¹³⁷. No obstante, coloquialmente se asociaba cada resistencia a una marca del cemento (cfr. 2.2.2.aMateriales) desde

¹³⁶ Rellenar los pilares con calderetas significa rellenarlos a base de hormigón amasado a pie de obra y transportado al lugar de destino con los recipientes metálicos llamados vulgarmente caldereta.

¹³⁷ P-250: llamado de albañilería; P-350: rafft (marca); P-450: rigas (marca)

1967. Aunque se fabrican cementos con adiciones, el uso mayoritario es cemento puro que a partir de la crisis energética de 1973 comenzó a bajar su consumo¹³⁸ (Alonso, 2011).

Comenzaba a pedirse el hormigón preparado (Alonso, 2011). La primera planta de hormigón preparado que se instaló cerca de la ciudad de Valencia estaba vinculada a una empresa extranjera llamada *Prebetong*. Se situó en Beniparrell, en el cruce entre Albacete y Alicante, en la Pista de Silla en 1968¹³⁹.

“El cemento portland se presentará en obra envasado, precintado y por una fábrica autorizada”. Pliego Edificio ficha 33C.011, 1968.

A cada central de hormigón que se montaba en España se le anexaba una central de áridos, o una central de machaque, lavado y clasificado. La empresa *Prebetong* compró campos¹⁴⁰ para suministrar arena y grava rodada (Alonso, 2011).

La Compañía Valenciana de cemento (fabricante del cemento Raff), en un principio le suministraba el cemento a la central de *Prebetong*¹⁴¹. A partir de 1972 comenzaron a aparecer muchas más centrales amasadoras de hormigón como *“Hormivasa”, Corporación CEMTURIA*¹⁴² y *Hormigones levante*.

La patente sueca de *Prebetong* estaba basada en la patente de un aditivo (aireante fluidificante) que permitía llevar el hormigón en las cubas no amasadoras (Martínez, 2011). El aditivo no mejoró hasta mediados de los 80 (Martínez, 2011). Los mayores detractores de la utilización de aditivos en el hormigón fueron los

¹³⁸ Según el técnico encargado de la fábrica de hormigón preparado *Prebetong*, Miguel Alonso (Alonso, 2011), los cementos que utilizaban en la década de los sesenta eran más gruesos que los actuales. Con el objetivo de conseguir más finura, a los cementos debido a la crisis energética, se les añaden adiciones.

¹³⁹ Después aparecen la central de Paterna y la de Gandía. (Alonso, 2011)

¹⁴⁰ En estos campos había una capa de metro y medio de tierra vegetal y después 5 o 6 m de áridos rodados. La capa vegetal se quitaba y se reservaba para regenerar otra parte, como parte de una filosofía ecología (Alonso, 2011).

¹⁴¹ En un principio el hormigón preparado no tenía mucha venta, así que la empresa suiza comenzó a vender acciones, hasta que en 1972 la deuda acumulada obligó a la compañía de *Prebetong* a venderla a la Compañía Valenciana de cemento.

¹⁴² Esta se fundó con capital valenciano que después se convirtió en *“HORLESA”*.

arquitectos, preocupados por cómo podría afectar a las propiedades del material (Martínez, 2011).

Como ya se ha comentado, aunque se fabricaban cementos con adiciones puzolánicas o con escorias desde principios del siglo pasado, realmente su uso fue muy escaso hasta el año 1978 (López, 2011; Martínez, 2011).

“El cemento y demás aglomerantes hidráulicos que hayan de emplearse en las obras, cumplirán las Condiciones que figuran en el pliego para la recepción de Aglomerantes Hidráulicos, “Pliego Edificio ficha 216C.016, 1969.

“El Cemento artificial será de marcas acreditadas, y sometidos los productos a los análisis químico-mecánicos y de graduado darán los resultados exigidos para esta clase de materiales y el peso del litro estará comprendido entre 1,1 y 1,4.”

...“irán envasados y se almacenarán convenientemente a fin de que no pierdan las condiciones de bondad necesarias para ser aplicados en la construcción.” Pliego Edificio ficha 95C.017, 1969.

– Armaduras

La HA-68 indicaba (comentario del art 4.4) que se utilizara una designación distinta para acero ordinario y para acero de alta adherencia. Se han consultado algunos planos en los que incorporan esta simbología.

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES			
CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES EMPLEADOS EN LA ESTRUCTURA			
HORMIGÓN	EN CIMENTOS		$f_{bk} = 100 \text{ Kg/cm}^2$
	EN VIGAS Y SOPORTES		$f_{bk} = 150 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO	ORDINARIO EN SOPORTES	\emptyset	$f_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$
	ALTA ADHERENCIA EN JACENAS	\emptyset	$f_e = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Figura IV. 209. Leyenda de resistencias características. Edificio ficha 220C.009, 1971

En el momento de la redacción de la HA-68 existía un mercado emergente de barras corrugadas con mejores prestaciones que el acero liso y que cada vez se hacía más habitual. A diferencia de la HA-61, en la HA-68 ya aparecen referencias a normativas UNE que regulaban la calidad de los aceros.

Los tipos de acero que ofrecía el mercado se diferenciaban en dos grandes grupos: aceros ordinarios (acero liso) de menor límite elástico y los aceros de alta adherencia, aceros corrugados, también conocidos como REA. Además, dentro de este segundo grupo, aún persistían los conocidos como Tor-50 y Tetracero 42, aceros estirados en frío y retorcidos (*Figura IV. 210*).

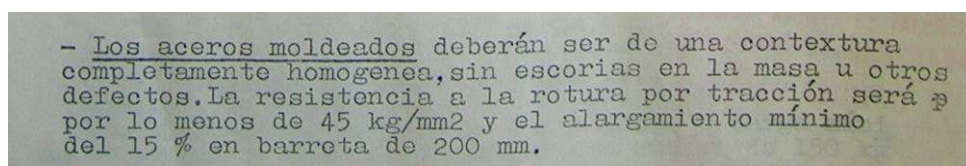
JACENAS

NUMERO DE JACENAS	SEPARACION ENTRE EJES	SECCION DE HORMIGON	SECCION HIERRO		
			RECTAS ABAJO	DOBLADAS	RECTAS ARRIBA
1-7	5'80	45 x 25	2 ø 12	2 ø 12	2 ø 10'5
7-13	5'80	45 x 25	2 ø 12	2 ø 12	2 ø 10'5
2-8	5'80	45 x 25	2 ø 13'5	2 ø 15	2 ø 10'5
8-14	5'80	45 x 25	2 ø 13'5	3 ø 15	2 ø 10'5
3-9	5'80	45 x 25	2 ø 13'5	3 ø 15	2 ø 10'5
9)-15 10)	5'80	45 x 25	3 ø 15	3 ø 15	2 ø 10'5
4-10	5'80	45 x 25	2 ø 13'5	3 ø 15	2 ø 10'5
5-11	5'80	45 x 25	2 ø 13'5	2 ø 15	2 ø 10'5
11-16	5'80	45 x 25	2 ø 13'5	3 ø 15	2 ø 10'5
6-12	5'80	45 x 25	2 ø 13'5	2 ø 15	2 ø 10'5
12-17	5'80	45 x 25	2 ø 13'5	2 ø 15	2 ø 10'5

Figura IV. 210. Cuadro de armado de vigas. Edificio ficha 204ª.015, 1969.

Cuando aparecieron los aceros corrugados, poco después de hacer su aparición en Estados Unidos, tenían una resistencia característica de 2400 kg/cm²

(Calavera, 2011). En edificación el acero corrugado llegó a principios de la década de los setenta bajo el nombre de aceros REA y su límite elástico era ya de 4200 kg/cm². Para facilitar su distinción del acero trenzado (estirado en frío y retorcido) las barras llevaban un sello, porque sino era fácil su confusión (Bazan, 2011).



- Los aceros moldeados deberán ser de una contextura completamente homogénea, sin escorias en la masa u otros defectos. La resistencia a la rotura por tracción será \geq por lo menos de 45 kg/mm² y el alargamiento mínimo del 15 % en barreta de 200 mm.

Figura IV. 211. Pliego de condiciones. Edificio ficha 216C.015, 1969

“Será de aplicación para los aceros de armadura lo prescrito en la Vigente Instrucción para el Proyecto y ejecución de obras de hormigón.”
Pliego 205A.006, 1969.

2.3.2.b Dosificación

Cabe diferenciar dos procedimientos distintos para definir la dosificación. Un procedimiento para el caso de amasado a pie de obra y el otro, con una dosificación más controlada, en el caso de que se realice en central amasadora.

Para la dosificación realizada a pie de obra, la HA-68 deja libertad al constructor, siempre que garantice las cualidades especificadas en el artículo 10 de dicha Instrucción mediante ensayos pertinentes o bien justificando *“por experiencias anteriores que con los materiales, dosificación y proceso de ejecución previstos es posible conseguir el hormigón con las condiciones”*. Además, tenía que garantizar un contenido mínimo y máximo de cemento. En el caso de hormigón armado el contenido de cemento podía variar entre 250 kg/m³ y 400 kg/m³. No obstante, a pesar de dejar libertad al constructor, en los anejos de la HA-68 aparece un método aproximado para obtener la dosificación por medio de tablas¹⁴³.

¹⁴³ Las tablas son una aplicación aproximada del método propuesto por De la Peña y recogido por la HA-61.

CUADRO 3
CEMENTO P-350. ARIDO RODADO

Dosis necesarias de cada componente, en kilogramos, para obtener un metro cúbico de hormigón

Resistencia característica en obra (kg/cm ²)	CONSISTENCIA ADECUADA PARA VIBRAR				CONSISTENCIA ADECUADA PARA PICAR CON BARRA			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
Tamaño máximo del árido: 20 mm								
60	200	180	690	1.380	230	205	660	1.320
90	240	180	680	1.360	280	205	645	1.290
120	290	180	670	1.340	330	205	630	1.260
150	330	180	655	1.310	370	205	615	1.230
180	370	180	645	1.290	—	—	—	—
Tamaño máximo del árido: 40 mm								
60	175	160	715	1.430	200	185	685	1.370
90	220	160	700	1.400	250	185	670	1.340
120	250	160	690	1.380	290	185	655	1.310
150	290	160	680	1.360	340	185	645	1.290
180	330	160	670	1.340	380	185	630	1.260

CUADRO 4
CEMENTO P-350. ARIDO MACHACADO

Dosis necesarias de cada componente, en kilogramos, para obtener un metro cúbico de hormigón

Resistencia característica en obra (kg/cm ²)	CONSISTENCIA ADECUADA PARA VIBRAR				CONSISTENCIA ADECUADA PARA PICAR CON BARRA			
	Cemento	Agua	Arena	Grava	Cemento	Agua	Arena	Grava
Tamaño máximo del árido: 20 mm								
60	175	200	680	1.360	200	225	650	1.300
90	210	200	670	1.340	230	225	640	1.280
120	240	200	660	1.320	270	225	630	1.260
150	270	200	650	1.300	310	225	620	1.240
180	300	200	640	1.280	340	225	610	1.220
Tamaño máximo del árido: 40 mm								
60	160	180	700	1.400	180	205	675	1.350
90	190	180	695	1.390	210	205	665	1.330
120	220	180	685	1.370	250	205	655	1.310
150	245	180	675	1.350	280	205	645	1.290
180	270	180	670	1.340	310	205	635	1.270
Tamaño máximo del árido: 80 mm								
60	—	—	—	—	160	185	695	1.390
90	165	160	715	1.430	190	185	690	1.380
120	190	160	710	1.420	220	185	680	1.360
150	220	160	700	1.400	250	185	670	1.340
180	240	160	695	1.390	280	185	665	1.330

Figura IV. 212. Tablas de dosificación. Anejo HA-68.

En algunos pliegos o en los planos de algunos proyectos aparece la dosificación que se debía procurar para conseguir la resistencia característica especificada en el caso de que el hormigón se realizara en obra¹⁴⁴.

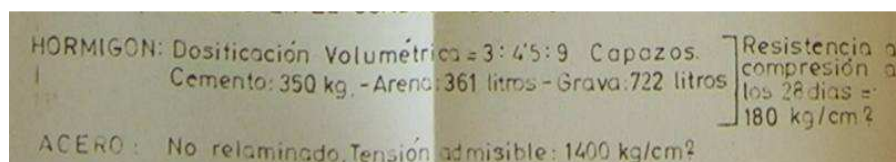


Figura IV. 213. Leyenda cuadro estructuras, Edificio ficha 215C.015, 1969

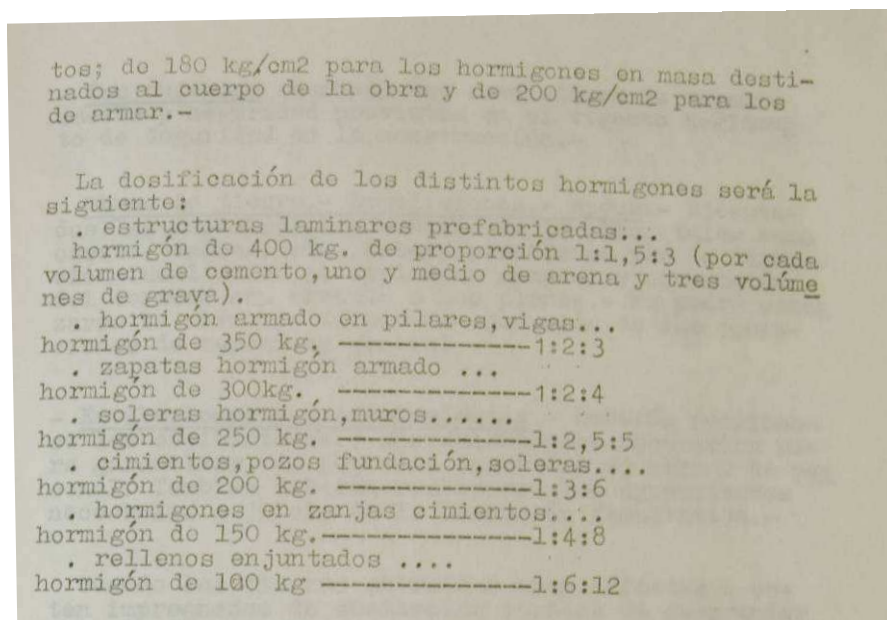


Figura IV. 214. Pliego de condiciones. Edificio ficha 205A.006, 1969 y Edificio ficha 216C.016, 1969.

¹⁴⁴ Era una práctica habitual pedir hormigón preparado para los grandes volúmenes de hormigón como son la cimentación y los forjados, mientras que para los pilares era más común utilizar hormigón preparado a pie de obra (Alonso, 2011; Bazán, 2011)

Dosificación	agua	cemento	arena	grava
En kg/m ³	185	340	645	1.290
En volumen		1	2	3

Teniendo siempre en cuenta que el agua de amasado, al verter el hormigón de la hormigonera a la artesa no fluirá en superficie, y solamente lo hará cuando se pique una vez colocado.

Figura IV. 215. Leyenda de plano de estructura. Edificio ficha 236C.008, 1972.

ARTICULO 118.-

El hormigón en masa para cimientos, afirmado de pavimentos, etc., se compondrá de piedra machacada o canto rodado, según se indique en el Presupuesto, en la relación de 2 partes de volumen de piedra por 1 de mortero, que podrá alterarse a juicio del Arquitecto, si así lo aconsejan los elementos componentes.

Para el hormigón armado se empleará generalmente el "normal", compuesto de 350 kgs. de cemento, 400 litros de arena y 800 litros de grava, que darán, aún después de apisonado, 1 Mj.

Se exigirá el mayor esmero en la composición y manipulación de los hormigones cuya mezcla se hará a máquina o a brazo, empleando pala y rastrillo de hierro y agitándola con fuerza,

hasta la profundidad necesaria para encontrar terreno firme, tomándose las precauciones precisas para garantizar la seguridad de los operarios, siendo responsable el contratista de lo que pudiera ocurrir por no atender a esta norma.

Figura IV. 216. Pliego condiciones Edificio ficha 35C.015, 1970.

Comparando las dosificaciones y resistencia característica propuestas en los proyectos con las propuestas en la HA-68 resulta que en el caso de que el árido sea de machaqueo (Tabla IV. 45) las cantidades de cemento serían mayores a las mínimas, pero en el caso de que el árido sea rodado (Tabla IV. 46) el contenido de cemento es insuficiente si se desea un hormigón de más de 150 kg/cm² de resistencia. En la mayoría de proyectos la proporción propuesta entre arena y grava es de 1:2, y coincide con la establecida en la HA-68. No obstante, las

cantidades propuestas, en general, son algo menores a las especificadas en las tablas de la norma.

Tabla IV. 45. Dosificación de hormigón con árido de machaqueo (TMA: 40 mm).

Referencia	Proyecto				HA-68	
	f _{ck}	Litros ⁽¹⁾	kg	Agua	kg	Agua
215C.015	180	318:361:722	350:578:1155	-	270:670:1340	180
216C.016	150	-	350:700:1050 (1:2:3)	-	280:645:1290	205
236C.008	130	-	340:645:1290	165	265:660:1300	205
35C.015	200	318:400:800 (1:2:4)	350:640:1280	-	270:670:1340	180

⁽¹⁾ Se ha considerado que el peso específico aparente del cemento es de 1,1 T/m³ y el de los áridos de 1,6 T/m³ (cfr. CAP-II- 3.3.2)

Tabla IV. 46. Dosificación de hormigón con árido (TMA: 40mm).

Referencia	Proyecto				HA-68	
	f _{ck}	Litros (I)	kg	Agua	kg	Agua
215C.015	180	318:361:722	350:578:1155	-	380:630:1260	185
216C.016	150	-	350:700:1050 (1:2:3)	-	340:645:1290	185
236C.008	130	-	340:645:1290	165	315:650:1300	185
35C.015	200	318:400:800 (1:2:4)	350:640:1280	-	380:630:1260	185

⁽¹⁾ Se ha considerado que el peso específico aparente del cemento es de 1,1 T/m³ y el de los áridos de 1,6 T/m³ (cfr. CAP-II- 3.3.2)

Independientemente de que el proyecto incluya o no la dosificación de todos los componentes del hormigón armado, el dato de los kilos de cemento aparece en más del 70% de los proyectos (Figura IV. 217).

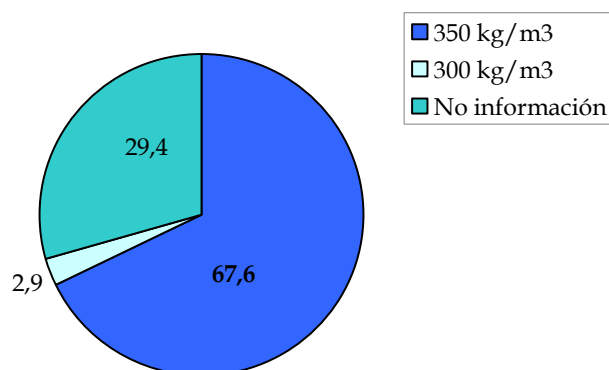


Figura IV. 217. Porcentaje de proyectos en los que aparecen los kilos de cemento.

No se vendía hormigón por dosificación, sino por resistencia. (Alonso, 2011). Aunque en algunos proyectos aparece la dosificación prevista para conseguir la resistencia deseada.

“...ha de tenderse a que tengan la composición granulométrica que prescribe la Instrucción Española para la ejecución de obras de hormigón armado.” (Pliego de condiciones Edificio ficha 216C.015, 1969)

El método de dosificación para el hormigón preparado desde central era más minucioso. Desde la elección de los áridos hasta el amasado se garantizaba un mayor control de todo el proceso.

Según el técnico Alonso (Alonso, 2011), encargado de la central de Prebetong en Gandía, los áridos para hormigón preparado sufrían un proceso de clasificación y lavado¹⁴⁵. De la granulometría se buscaba que fuese:

“... de la máxima compacidad para que no hubiese granulometrías abiertas para evitar la segregación. Existía un método rápido para determinar la curva granulométrica, con un muelle que calculaba el porcentaje de retenido acumulado” (Alonso, 2011) (Figura IV. 218).

¹⁴⁵ Se pasa al árido extraído de cantera, árido triturado, porque se agotaban los campos y los áridos rodados eran cada vez más caros.

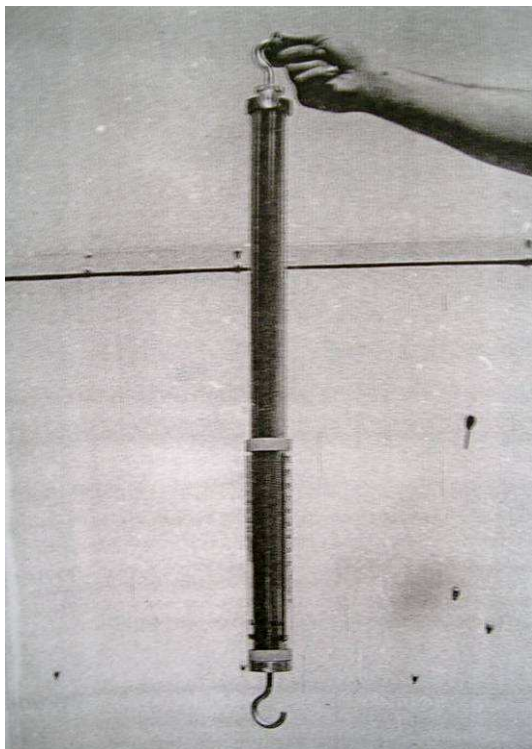


Figura IV. 218. Muelle para medir el porcentaje de retenido acumulado de los áridos.

Se procuraba que la curva granulométrica de las arenas¹⁴⁶ estuviera dentro de un huso más estrecho que el propuesto por la norma y en las gravas se buscaba que la curva granulométrica no tuviera grandes discontinuidades para que fueran más compactas (Alonso, 2011). Al pasar a los áridos triturados se hizo necesario el camión hormigonera porque en camión estático se segregaba todo (Alonso, 2011). De los cementos se conocía perfectamente, su finura, su demanda de agua y su resistencia

Cada central tenía laboratorio propio, para controlar la resistencia. El hormigón que suministraba la empresa Prebetong se ensayaba en probeta cúbica. En consecuencia, para designar el hormigón referido a probeta cúbica se utilizaba

¹⁴⁶ Las arenas de la Albufera eran limpias, negras y con conchas, no contenían materiales orgánicas. Las usaban como arenas correctoras para bombeos. La venta a las centrales hormigoneras de ellas nace a raíz de la construcción de las urbanizaciones en los límites del lago. (Alonso, 2011)

la nomenclatura con la letra K seguido del valor de la resistencia a 28 días, por ejemplo, K175¹⁴⁷ (Alonso, 2011). Las consistencias que se demandaban de forma más habitual eran la blanda y la plástica para edificación. El tamaño máximo habitual era de 40 mm, ya que el hormigón preparado en esta época se solicitaba principalmente para rellenar cimentaciones, muros o forjados, es decir, grandes volúmenes de hormigón (Alonso, 2011). Este tamaño máximo era excesivo para los forjados.

El contenido mínimo de cemento era el resultante del método de dosificación. Los fabricantes no se entretenían en verificar que cumplierse los mínimos exigidos en la norma (Alonso, 2011). No obstante, el método seguido era el propuesto por De la Peña, recogido en la HA-61, y con ese método el contenido mínimo superaba los 250 kg/m³, valor mínimo fijado por la HA-68.

2.3.2.c Fabricación y Puesta en obra

_ Medidas y amasados

Las exigencias descritas en el artículo 15 de la HA-68 con respecto a la medición y amasado del hormigón son las mismas que describen las normativas anteriores. Permitía medir los áridos en peso o en volumen, mientras que el cemento se debía medir siempre en peso, aunque desaconsejaba la medición de los áridos en volumen debido a las grandes dispersiones que podía generar. Preferiblemente el amasado se debía realizar con hormigonera, pero permitía el amasado a mano para obras de pequeña importancia.

Durante estos cinco años del periodo analizado en las obras aún se seguía amasando el hormigón a mano, como se evidencia en los pliegos que regulan dicha práctica:

“...a máquina o a brazo en este último caso con pala y rastrillo de hierro agitándola con fuerza”. (Pliego Edificio ficha 95C.017, 1969).

¹⁴⁷ Un metro cúbico de hormigón K175 costaba por esas fechas 182,50pts.

No obstante, cada vez era más común tener una hormigonera en las obras, ya que las empresas medianas empezaron a tener hormigoneras desde mediados de la década de los sesenta (Bazán, 2011).

“El amasado se hará en hormigonera siendo la duración del batido como mínimo de un minuto o de 40 revoluciones. Se prohíbe mezclar en las masas diferentes clases de cemento y se limpiará perfectamente la hormigonera”. (Pliego Edificio ficha 205ª.006, 1969).

Del hormigón amasado en central no comentaba nada la HA-68, pero se empezaba a extender el uso de dicho hormigón. Durante este periodo, el hormigón preparado en central se amasaba en central y los camiones eran estáticos¹⁴⁸, no amasaban, sólo transportan.

– Transporte, vertido y compactación

Las exigencias que la HA-68 establecía con respecto al transporte y colocación del hormigón se limitaban a criterios generales, como son evitar la disgregación, la intrusión de cuerpos extraños o cambios apreciables en el contenido de agua. Además, se prohibía la colocación en obra de hormigón que presentase un principio de fraguado. En definitiva, las exigencias son muy similares a las establecidas siete años antes, en la HA-61.

“Para la ejecución del hormigonado de los elementos de hormigón armado se tendrá especialmente en cuenta la necesidad de llevar a cabo con la mayor rapidez la operación de poner en obra el hormigón.” (Pliego Edificio ficha 205ª.006, 1969).

Para facilitar la descarga del hormigón se diseñó unas formas más curvadas del volquete, apareciendo entonces el llamado camión pera¹⁴⁹ (Figura IV. 219). Del camión salía una bandeja para poder volcar el hormigón a unos contenedores

¹⁴⁸ Según Alonso (Alonso, 2011) la mayoría de empresas de hormigón preparado se implantan a partir de 1972 y la empresa Prebetong amasaba en central el hormigón hasta 1978. Los camiones era conocidos como camiones pera, por la forma del remolque.

¹⁴⁹ El primer camión fue el camión volquete, en el año 1967 que tenía una forma más cuadrada, después apareció el camión pera, con formas más redondeadas.

hidráulicos situados en obra, desde donde los obreros lo transportaban, en cubilote o carretilla al destino final. (Alonso, 2011).



Figura IV. 219. Camión para transportar hormigón preparado, camión pera.

La compactación de los hormigones se debía realizar mediante procedimientos adecuados a la consistencia de las mezclas. Con la salvedad de un párrafo dedicado a la compactación con barra, los comentarios al artículo 16º se centran en explicar cómo y qué tipo de vibrador había que usar en función de la consistencia. A pesar de los intentos de algunos pioneros en los años 50, por introducir el uso del vibrador en las obras, como el Ingeniero de Caminos Antonio Angulo¹⁵⁰. Su uso no fue habitual en todas las obras hasta mediados de la década

¹⁵⁰ Antonio Angulo fundó Vibrato, S.A, además escribió muchos artículos publicados en varias revistas españolas describiendo las ventajas del hormigón vibrado.

de los setenta, aunque se comenzó a comercializar a principios de la misma década¹⁵¹ (Alonso, 2011).

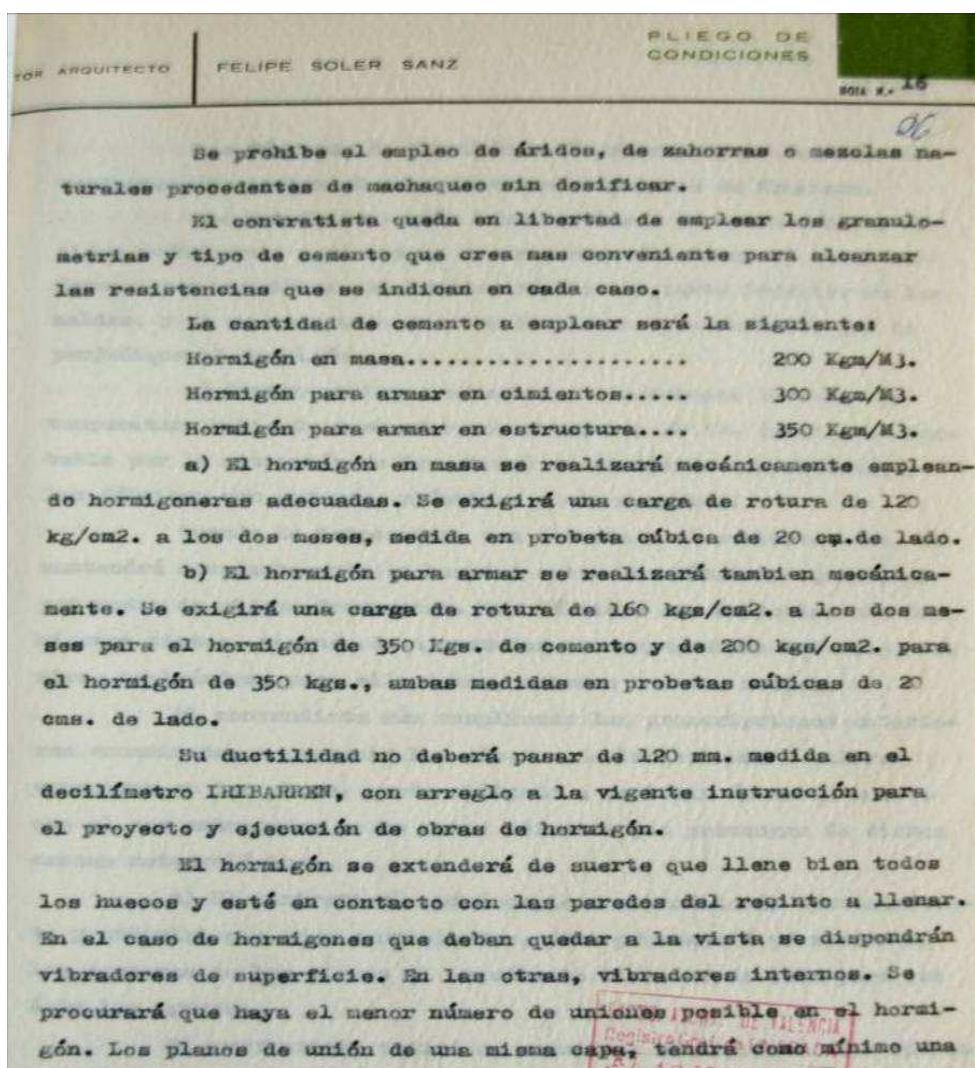


Figura IV. 220. Pliego de condiciones. (Edificio ficha 35C.015, 1970).

La realidad de la obra en la España de finales de los sesenta distaba mucho de las obras en otros países, como Estados Unidos y el resto de Europa o incluso de

¹⁵¹ En la década de los 60, muy a finales, empezaron a vibrarse las obras de ciudades y posteriormente la generalización a las obras de pequeñas poblaciones se produjo en la década de los 70 (Calavera, 2010).

algunos países iberoamericanos donde era absolutamente normal el uso del vibrador. El vibrado del hormigón tardó mucho en introducirse en España. Aquí se seguía picando el hormigón a mano hasta finales de la década de los sesenta (Calavera, 2010).

“El hormigón se extenderá de suerte que llene bien todos los huecos y esté en contacto con las paredes del recinto a llenar. En el caso de hormigones que deban quedar a la vista, se dispondrán vibradores de superficie. En los otros, vibradores internos. Se procurará que con el menor número de uniones posible en el hormigón...” (Pliego Edificio ficha 208C.020, 1971).

“El hormigonado se efectuará con capas de un espesor máximo de 30 cm apisonándolo o vibrándolo convenientemente para evitar la formación de coqueas. A poder ser se vibrarán todos los elementos que sean de hormigón armado.” (Pliego Edificio ficha 205A.006, 1969).

Evolución comparativa

El transporte y vertido del hormigón preparado en obra, desde el lugar de amasado hasta su ubicación definitiva, no ha sufrido grandes modificaciones durante los tres periodos analizados. En la mayoría de obras de edificación, los cubos o palas eran la forma más habitual de transportarlo y verterlo en la pieza de hormigón. Con la llegada del hormigón preparado el transporte se incrementa en el tiempo, pero una vez en obra la manipulación es la misma.

El tipo de compactación para vigas y pilares más habitual ha sido la barra, hasta la llegada del vibrador de aguja a finales de la década de los sesenta.

– Colocación de la armadura

En la mayoría de proyectos se detallan las separaciones y recubrimientos, bien de forma general en los pliegos o bien en los planos, mediante detalles acotados (Figura IV. 221; Figura IV. 222).

“Las armaduras paralelas no tendrán separaciones menores de su diámetro. (...)

Los recubrimientos de las armaduras serán de un diámetro, con errores menores de medio diámetro." (Pliego 95C.017, 1969).

"Se exigirá rigurosamente que la distancia que medie entre los hierros y entre estos y las distintas partes del encofrado sean las que marcan los planos. Para conseguirlo, no podrá el contratista valerse de tacos de madero u otra sustancia que pueda perjudicar la resistencia general de la obra. Se admitirán para estos efectos tacos de acero o de mortero de cemento". (Pliego Edificio ficha 208C.020, 1971).

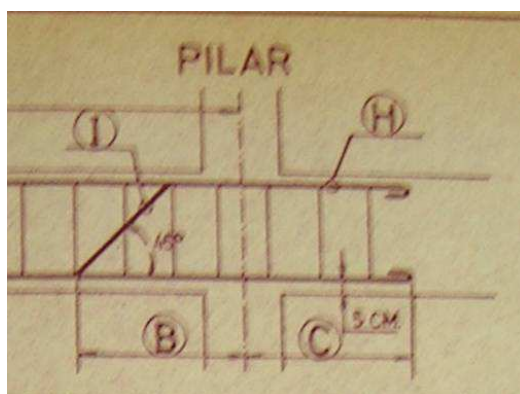


Figura IV. 221. Detalle de nudo de armados en vigas. Edificio ficha 221C.019, 1972.

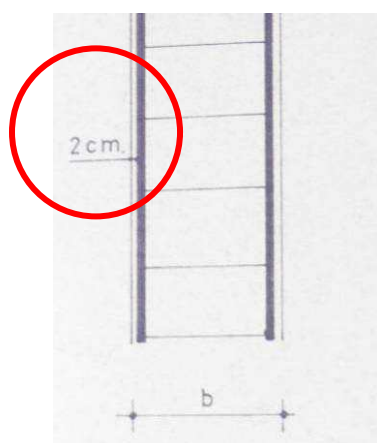


Figura IV. 222. Detalle de pilar. Edificio ficha 212C.009, 1972

La HA-68 propone recubrimientos mínimos en función del ambiente (agresivo o no agresivo) e incluye un recubrimiento máximo de 4 cm. La

separación entre armaduras se fija en función del diámetro de la armadura y del diámetro del árido. En cualquier caso, las barras tendrán que ir envueltas por armadura transversal. Se prohibía el uso de tipos de acero distintos para armadura longitudinal y transversal para evitar confusiones en obra.

Para comprobar que separación existe entre las armaduras de las vigas se ha elaborado la *Figura IV. 223*. En dicha figura aparecen las separaciones entre armaduras a partir de la propuesta en proyecto y suponiendo un recubrimiento de 20 mm. En general, como se observa en la figura, las armaduras y secciones propuestas en los proyectos cumplían con las separaciones exigidas en la Instrucción (la separación más restrictiva de las fijadas por la HA-68 es el diámetro de la barra, ya que como mínimo éstas son $\varnothing 10$).

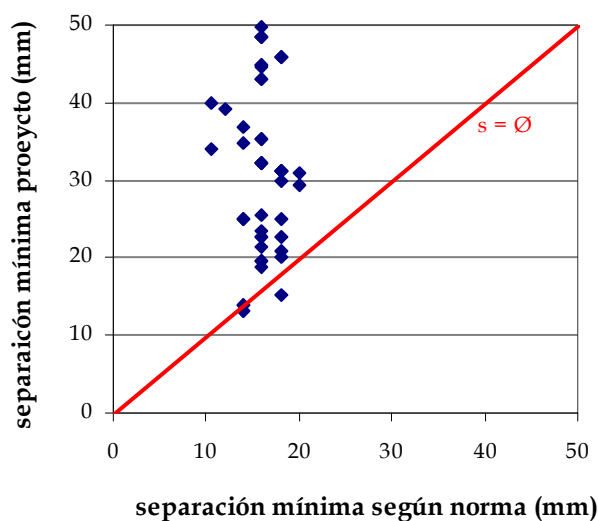


Figura IV. 223. Relación entre la separación mínima entre armaduras según HA-68 y la de proyecto.

2.3.2.d Control

En este periodo cabe destacar que los pliegos de condiciones son más extensos y por tanto detallan mejor las exigencias que deben reunir los materiales que entraban a la obra, haciendo referencia a la Instrucción HA-68. En definitiva, se tiende a especificar un mayor control antes de la ejecución del hormigón.

“Agua: son admisibles todas las aguas potables. Las no potables se analizarán, rechazándose las aguas minerales y las selenitosas.

[...] ha de tenderse a que tengan la composición granulométrica que prescribe la Institución Española para la ejecución de obras de hormigón armado, [...] Se proscriben los áridos muy alargado o de forma de lajas.”
(Pliego 205A.006, 1969)

Los requisitos establecidos en los pliegos sobre las cualidades de los materiales comienzan a hacer referencias explícitas a las normativas vigentes. No obstante, todavía persisten exigencias que son fáciles de controlar en obra, además de las exigencias técnicas difíciles de obtener a pie de obra:

“...las arenas serán de río o mar, sílices, de grano anguloso o igual, color amarillo parduzco cuando humedezcan, ásperas al tacto y al apretarlas con la mano deben crujir y no dejar manchas ni formar masa, sumergidas al agua no deben producir el enturbamiento de ésta al agitarse. Serán puras, deberán hallarse exentas de materias terrosas, yesosas y especialmente de toda materia orgánica. No se admitirán las que contenga más de un 3% de arcilla puras.” (Pliego condiciones Edificio ficha 205^a.006, 1969).

“La arena que se emplee en la construcción será limpia, suelta, áspera, crujiente al tacto y exenta de sustancias orgánicas o partículas terrosas, para lo cual, si fuere necesario, se tamizará y lavará convenientemente.”

Piedra. a) Para Hormigón:” Será dura, silícea, compacta y de suficiente consistencia, y deberá pasar por anillos comprendidos entre 2 y 8 cm, salvo en casos especiales y en fábrica de hormigón armado. En este último caso deberá pasar por anillos comprendidos entre 0,5 y 2,5 cm de elementos finos, y entre 1 y 6 cm en elementos de gran espesor. [...]

El machacado deberá estar hecho en forma tal que no predominen las piedras de un tamaño sobre las demás...la piedra machacada y cantos rodados se emplearán limpios de barros, tierras, arenas detritus u otras sustancias extrañas.” (Pliego condiciones Edificio ficha 95C.017, 1969).

“... los áridos empleados en la confección de los hormigones han de ser de calidad, no aceptándose los que lleven exceso de arcilla. No se admitirá arena del mar.” (Pliego condiciones Edificio ficha 215C.015, 1969).

Los parámetros que considera oportuno controlar la HA-68 (artículo 7) se centran en la concentración de sustancias perjudiciales, la forma de la grava y su tamaño máximo, todos ellos reflejados en la mayoría de pliegos.

Todos los proyectos parecen tener la voluntad de conseguir un mayor control sobre la calidad de los materiales, controlando, sobre todo en los áridos, el contenido de arcilla tan perjudicial para la adherencia del árido y la pasta. Respecto de la grava se pretende controlar el tamaño máximo en función de la sección de la pieza a hormigonar.

Todos estos requisitos de control se podían llevar a cabo en el hormigón preparado en central. Desde la propia central hormigonera, además de las exigencias de los materiales, realizaban comprobaciones de la mezcla (Alonso, 2011), como su docilidad. Dicho experimento consistía en golpear el amasado con una paleta y observar la región máxima de expansión de la onda transmitida a través de la masa (Alonso, 2011).

El control sobre la resistencia característica o sobre la consistencia lo hacía el propio fabricante, el cual debía garantizar la calidad con un control interno de producción del hormigón preparado (Alonso, 2011), aunque nada podía garantizar que durante el trayecto o el vertido se modificasen sus propiedades (Alonso, 2011; Molina, 2011; Soler, 2011).

En cambio, en el hormigón preparado a pie de obra el control venía siendo el mismo realizado en los periodos anteriores, es decir, prácticamente nulo y siempre con los medios disponibles a pie de obra. Aunque en los pliegos comienza a aparecer alguna mención al control a realizar en el hormigón de la obra:

“La dirección facultativa podrá ordenar la ejecución de prueba de carga en los elementos estructurales que estime oportuno.” Pliego 205^a.006, 1969.

“Se exigirá una rotura de 200 kg/cm² a las 2 semanas para el hormigón de 350 kg/m³, medida en probeta cúbica de 20 cm.

(...) la ductilidad no deberá pasar de 120 mm mediad en el docilímetro Iribarren, según Instrucción." (Pliego de Condiciones Edificio 35C. 015, 1970).

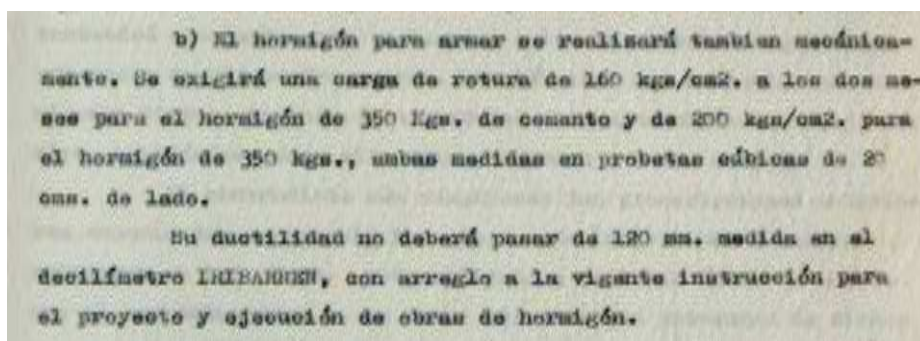


Figura IV. 224 .Pliego condiciones. Edificio ficha 225. 35C.015, 1970.

La calidad de los cementos ha ido aumentando a medida que se han refinado las técnicas de molienda, de fabricación y la calidad de las adiciones. Pero ello no implicaba que la resistencia de los hormigones fuera en aumento. Si se utilizan cementos de mayor resistencia, se puede disminuir la cantidad de cemento y conseguir la misma resistencia en el hormigón elaborado, es decir:

"...para conseguir la misma resistencia en el hormigón, a medida que aumenta la resistencia en el cemento disminuyen la cantidad de cemento por metro cúbico, según los estadísticas británicas. La única forma de conseguir que las cantidades mínimas no se rebajasen de forma que afectasen a la durabilidad era aumentar la resistencia del hormigón, por eso la EHE-00 pasó de 175 kg/cm² a 250 kg/cm². (...)

(...) El objetivo es conseguir que el hormigón tenga mayor durabilidad, para ello debería controlarse la dosificación, pero históricamente en España se ha perseguido controlando la resistencia, se ha tenido que controlar la resistencia." (López, 2011)

Pero la situación comienza a cambiar a partir de la redacción de la EH-73:

"Afortunadamente en el año 1974 apareció la Instrucción EH-73 donde por primera vez un grupo de trabajo nos dedicamos a establecer las líneas generales del Control de Calidad [...]

La realidad es que la mayoría de las capitales de provincia no tenían ningún laboratorio privado y si tenían algún laboratorio oficial era el de la Jefatura de Obras Públicas, en general poco dotados. Esta situación cambió a partir del hundimiento del edificio Azorín en Almería (Fotografía IV. 2), proyectado por Fernando Cassinello, arquitecto muy famoso, Director del Instituto Torroja y Catedrático de Construcción de la Escuela de Arquitectura de Madrid. En el hundimiento hubo 15 muertos. Esto sirvió de revulsivo y al mismo tiempo la creación de las Jefaturas Regionales de Carreteras, con su División de Control de Materiales, dotó al menos a cada región de un laboratorio que servía para controlar los materiales fundamentales de la estructura y de las cimentaciones.”(Calavera, 2011).



Fotografía IV. 2. Edificio Azorín, Almería 1970. (Diario El Almería; 21/06/2009)

Entre 1972 y 1978 no había, prácticamente, laboratorios. Esta actividad se hacía de forma “altruista”. En 1976 había pocos laboratorios homologados, el

primero fue *Lufasa S.A.*¹⁵². Los técnicos de este laboratorio, siguiendo las órdenes de la Dirección Facultativa, realizaban 3 probetas para ensayarlas, pero pagando al constructor el hormigón para las probetas (*Alonso, 2011*).

A partir de 1976 comenzó el control bajo la supervisión y regularización de los Colegios de Arquitectos e Ingenieros. Antes de la regularización la Dirección Facultativa pedía a los laboratorios de la misma central hormigonera que realizara probetas y las ensayara comunicando el resultado a la Dirección Facultativa (*Alonso, 2011*). A mediados de los años 70 se inicia una red de laboratorios y se incrementa espectacularmente el número de laboratorios privados¹⁵³ (*Calavera, 2011*). El auge de los laboratorios empieza en los 80.

En este último periodo en la mayoría de proyectos se toma conciencia de la necesidad de exigir cierto control de una forma más continua de los materiales y durante la propia ejecución, aunque las exigencias que recogen los proyectos no se ciñen a lo descrito en la HA-68. Siguen siendo criterios más sencillos y rudimentarios que se pueden realizar a pie de obra, pero que garantizan unos ciertos niveles de calidad. No obstante, el hormigón preparado desde central disfruta de un mayor grado de control respecto a la calidad de los materiales y a la resistencia, aunque no se podía garantizar que las propiedades con las que salía de la central se mantuvieran hasta el momento último de la colocación.

Evolución comparativa

Durante los 33 años analizados el control del hormigón armado fabricado en obra no ha variado. El control de calidad de los materiales que entraban a la obra se limitaba a rechazar algunas barras por ser demasiado evidente su mala calidad, o a apretar con la mano un puñado de arena y soltarla después para verificar el

¹⁵² Orden de 22 de junio de 1982 por la que se retira la homologación de laboratorios para Control de Calidad de la Edificación, de acuerdo con el Decreto 2215/1974, de 20 de julio, al laboratorio «Lufasa, S. A.». Suspensión definitiva Orden de 15 de Enero de 1984.

¹⁵³ Hoy, probablemente, los laboratorios privados en España oscilan entre 200 y 400 con una clara diferencia con el resto de los países desarrollados que tienen muchos menos y mejores. (*Calavera, 2011*)

nivel de arcilla que contenía. Para “garantizar” la resistencia del hormigón se utilizaba primero un mazo aunque después se empezó a utilizar el esclerómetro. Fue con la llegada del hormigón preparado a las obras de edificación a finales de la década de los sesenta, cuando el control de los materiales y de la resistencia del hormigón mejora. Pero dicho control no afectó al hormigón realizado a pie de obra, pues se seguían realizando las mismas prácticas que treinta años atrás. No obstante, los proyectos tendieron en el último período a dejar constancia de las exigencias deseables a los materiales y a la ejecución del hormigón.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES.

Tras realizar el análisis de los datos obtenidos de una muestra compuesta por 180 proyectos de ejecución, 19 proyectos de rehabilitación y 12 entrevistas a profesionales vinculados con la construcción de edificios, se presentan las siguientes conclusiones.

Proyectos entre 1941 y 1961

1. En la mayoría de proyectos, la información que se detalla sobre la estructura es muy escasa, sin llegar a cumplir los requisitos mínimos aconsejados por el reglamento del Colegio de Arquitectos, publicado en 1931.
2. Para el dimensionamiento de vigas y pilares los técnicos utilizaban, en general, una resistencia de cálculo de 40 kg/cm² para el hormigón y 1200 kg/cm² para el acero. Se cumple así con los mínimos establecidos por la norma de 1941, excepto en el caso de pilares interiores de últimas plantas donde la resistencia debería haber sido de 35 kg/cm² como máximo. Según dicha norma, para trabajar con estas resistencias de cálculo, la resistencia real del hormigón debería de ser al menos igual a 120 kg/cm². No obstante, sólo aproximadamente el 50% de los testigos extraídos en edificios de este periodo cumplen con este requisito.
3. En general, las cargas reales superaban entre un 45% y un 120% a las estimadas por los arquitectos para el dimensionamiento. Esta diferencia se

debe en gran parte al peso de la tabiquería, que no era considerado en los cálculos.

4. El dimensionamiento de los pilares solía hacerse sin tener en cuenta el momento solicitación y considerando un axil igual al producto de la carga por el área de reparto. Este criterio no cumplía con lo prescrito por la norma de 1941 para pilares extremos ni para pilares interiores cuando la diferencia de luces a ambos lados del pilar era superior al 20%.
5. El 90% de los pilares sometidos a compresión simple tienen una tensión de trabajo del hormigón menor a la tensión admisible. No obstante, aproximadamente el 50% de los pilares situados en el extremo de un pórtico (momento despreciable) tienen una sección insuficiente.
6. Los arquitectos solían dimensionar las vigas considerando simplíficadamente un momento solicitación igual a $ql^2/10$. Este criterio no cumplía con lo prescrito por la norma del 41.
7. Considerando las cargas establecidas en proyecto, en todas las vigas analizadas la armadura longitudinal cumple con los requisitos de cálculo establecidos por la norma de 1941. No obstante, según las calas realizadas en proyectos de rehabilitación, en casi un 50% de los casos la armadura colocada en obra es insuficiente, lo que parece demostrar una falta de control importante en las obras de este periodo.
8. En los escasos proyectos donde hay algo de información sobre los estribos que deben de tener las vigas y pilares, esta información sólo hace referencia al diámetro y a la cantidad total de armadura, expresada esta última como un porcentaje del peso de la armadura longitudinal. Esta situación tiende a cambiar a finales de la década de los cincuenta cuando los proyectos empiezan a describir gráficamente el despiece de las vigas.
9. El tipo de acero utilizado en las estructuras de edificación es muy diverso, tanto en su forma como en su calidad, pudiéndose encontrar perfiles, planchas, barras redondas de acero liso o barras de acero relaminado.

10. Aunque en la memoria de los proyectos no se hacía referencia al recubrimiento de las armaduras, en obra se solían utilizar tacos de ladrillo o trozos de piedra.
11. En obra la medición de los áridos y del cemento se realizaba con capazos. Aunque la norma de 1941 establecía una relación a/c máxima de 0,73, debido a la inexactitud de la medición, a la idea equívoca de que la densidad aparente del cemento y de los áridos era la misma y, probablemente también, a una falta de control en obra, se obtenían amasadas con relaciones a/c superiores a 0,8 y, por tanto, menos resistentes de lo esperado.

Proyectos redactados entre 1962-1968

12. Aproximadamente la mitad de los testigos extraídos en edificios de este periodo ofrecen una resistencia superior a 130 kg/cm² y, por tanto, cumplen con los requisitos de resistencia fijados por la HA-61.
13. En general, en la práctica, para el cálculo de sollicitaciones estaba bastante extendido el uso del método de Cross.
14. Aunque el método de dimensionamiento de secciones propuesto por la HA-61 es el método del momento tope, durante los primeros años de este periodo se seguía aplicando el método de tensiones admisibles, recogido en la norma de 1941. No obstante, a finales de los años 60 un 85% de las vigas analizadas se ajustan mejor al método del momento tope.
15. En los proyectos redactados a principios de los 60, se observa que los pilares tienen cuantías de armadura mayores que las que aparecen en los proyectos de finales de esta década. Este hecho podría ser debido a la aplicación del momento tope, que proporciona menor sección de acero. No obstante, en este periodo más del 50% de los pilares sometidos a flexocompresión tienen menos armadura de la necesaria por cálculo.
16. Para garantizar el recubrimiento de las armaduras, era una práctica habitual en obra mover la jaula de armado una vez vertido el hormigón, si bien este proceso afecta negativamente a la adherencia acero-hormigón.

Proyectos redactados entre 1969 y 1973

17. En este periodo coexisten proyectos que consideran los coeficientes de seguridad establecidos por la norma de 1941, con proyectos que consideran los coeficientes de la HA-68. Más del 90 % de los proyectos que dicen cumplir esta última norma están bien dimensionados a flexión. Del resto de proyectos, un 40% no siguen los criterios establecidos por la HA-68.
18. Más del 90% de los testigos extraídos en edificios de este periodo supera los 120 kg/cm² y, por tanto, por tanto, cumplen con los requisitos de resistencia fijados por la HA-68.
19. A efecto de esfuerzo cortante, el 85% de las vigas analizadas cumplen con lo prescrito por la HA-68. Además, durante este periodo la mayor parte del esfuerzo cortante es absorbido por barras levantadas.
20. Las longitudes de anclaje en la mayoría de proyectos han aumentado respecto a periodos anteriores. En cambio las longitudes de solape se mantienen más o menos iguales a las de los periodos anteriores, insuficientes según la HA-68
21. En la mayoría de proyectos la proporción entre arena y grava es de 1:2 coincidiendo con la establecida en la HA-68 y también con los manuales de construcción de principio de siglo.

Conclusiones generales

22. La resistencia característica de cálculo del hormigón ha aumentado de 40 kg/cm² a 100 kg/cm² a lo largo de los tres periodos analizados. En los proyectos la resistencia de cálculo del acero se ha mantenido igual a 1200 kg/cm² hasta la llegada del acero corrugado a finales de la década de los sesenta.
23. De acuerdo con los resultados de resistencia obtenidos mediante la extracción de testigos, la resistencia media del hormigón tiende a crecer a lo largo de los tres periodos analizados, pasando de 151 kg/cm² a 223 kg/cm². Además, existe un incremento en la homogeneidad del material,

disminuyendo el coeficiente de variación del 37% en el primer periodo al 21% en el último.

24. Las cargas consideradas en el cálculo han ido en aumento. El primer incremento fue introducido por la MV-101 a partir de su publicación en 1962. El segundo incremento de cargas se vincula a la aplicación de los coeficientes de mayoración a principios de la década de los setenta, fijado por la HA-68.
25. La mayoría de las vigas anteriores a la primera mitad de la década de los sesenta son capaces de resistir el esfuerzo cortante provocado por las pequeñas cargas estimadas en proyecto. Debido a un incremento en la estimación de estas cargas, a partir de la segunda mitad de esta década, es necesaria la armadura de cortante, que se materializa en los planos en forma de barras levantadas y estribos.
26. La costumbre heredada del pasado de terminar en gancho todas las barras se mantiene hasta la aparición de las barras de alta adherencia a finales de la década de los 60, cuando se empieza a usar el anclaje en prolongación recta.
27. Durante los 33 años del análisis el tipo de cemento utilizado para el hormigón amasado a pie de obra era cemento puro. El cemento usado en la mayoría de obras en la ciudad de Valencia era el llamado Raff, elaborado por la fábrica de Buñol.
28. En más del 90% de los proyectos, se define el hormigón para los pórticos con un contenido mínimo de cemento de 350 kg/m³.
29. En la práctica totalidad de las obras realizadas en los tres periodos el amasado era manual a pie de obra. Al principio de la década de los setenta empiezan a ser habitual en edificación el uso de hormigoneras, aunque las grandes empresas constructoras las incorporan antes.
30. Durante todos los periodos, en la mayoría de obras de edificación, el transporte y vertido del hormigón preparado en obra se realizaba con cubos o palas.

31. El tipo de compactación más habitual ha sido el picado con barra, hasta la llegada del vibrador de aguja a finales de la década de los sesenta.
32. Es a finales de la década de los sesenta cuando surge la inquietud por exigir un cierto control de los materiales empleados y de la ejecución, que se ve reflejado en los pliegos de condiciones de los proyectos. Las pequeñas empresas constructoras se limitaban a realizar ensayos rudimentarios y sencillos a pie de obra. Fue con la llegada del hormigón preparado a las obras de edificación, a finales de la década de los sesenta, cuando el control de los materiales y de la resistencia del hormigón mejora, pero dicho control no afectó al hormigón realizado in situ.

FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Tomando como punto de referencia las conclusiones a las que se ha llegado en el presente trabajo quedarían abiertas las siguientes líneas de investigación:

- Aplicar la misma metodología de investigación al estudio de edificios públicos.
- Ampliar la cantidad de proyectos para conseguir un mayor vaciado de datos a fin de reducir errores de cálculo y de conclusiones.
- Extender el ámbito de investigación al resto del territorio nacional y a proyectos de zonas rurales
- Elborar un sistema de control que permita testear el grado de cumplimiento de la normativa vigente en el momento de la construcción de un edificio en el periodo analizado, 1941 a 1973.
- Crear subgrupos de clasificación de los proyectos analizados atendiendo a arquitecto y distrito para cada periodo analizado.

BIBLIOGRAFÍA

— *Bibliografía Legislativa*

- ACI. Recommended Practice and standard specifications for concrete and reinforced concrete. 1940. Michigan. American Concrete Institute.
- D G A. Normas para el cálculo y ejecución de estructuras metálicas, hormigón armado y forjados de ladrillo armado. 1941: Dirección General de Arquitectura.
- D G R D. Decreto de 28 de marzo de 1938. Objetivo restauración y reconstrucción de los bienes dañados por la guerra. 1938: Dirección General de Regiones Devastadas y Reparaciones.
- M O P T. EF-88. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado (bases de cálculo en la EH-88). 1988. Ministerio de Obras Públicas y Transporte
- M O P T. EH-73. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. 1973. Ministerio de Obras Públicas y Transporte.
- M O P T. EH-80. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón armado o pretensado. 1980. Ministerio de Obras Públicas y Transporte.
- M O P T. EH-82. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. 1982. Ministerio de Obras Públicas y Transporte.
- M O P T. EH-88. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. 1988. Ministerio de Obras Públicas y Transporte.

- M O P T. EH-91. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. 1991. Ministerio de Obras Públicas y Transporte.
- M F. EHE-08. Instrucción Española de Estructuras de hormigón. 2008. Ministerio de Fomento.
- M O P T. EP-77. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado. 1977. Ministerio de Obras Públicas y Transporte.
- M O P T. EP-93. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado. 1993. Ministerio de Obras Públicas y Transporte.
- G C. NRE-AEOR-93. Norma reglamentària d'edificació sobre accions en l'edificació en les obres de rehabilitació estructural dels sostres d'edificis d'habitatges. 1994: Generalitat de Catalunya.
- M O P. HA-68. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado. 1968. Ministerio de Obras Públicas.
- I N V. Decreto del 11 de Noviembre de 1955 por el que se dictan normas sobre acceso a la propiedad de los beneficiarios de viviendas del Instituto Nacional de la Vivienda. 1955: Instituto Nacional de la Vivienda.
- I N V. Ley de 15 de julio de 1954 sobre protección de viviendas de renta limitada. 1954: Instituto Nacional de la Vivienda.
- I N V. Decreto de 21 de abril de 1950 por el que se encomienda al Instituto Nacional de la Vivienda la construcción de 5000 viviendas en la ciudad de Valencia. 1950: Instituto Nacional de la Vivienda.
- I N V. Ley de 25 de noviembre de 1944, sobre reducción de contribuciones e impuestos en. 1944: Instituto Nacional de la Vivienda.
- J E. Ley 40/1964, de 11 de junio, de Reforma de la de Arrendamientos Urbanos. 1964: Jefatura del Estado.
- J E. Ley 52/1962, de 21 de julio, sobre valoración de terrenos sujetos a expropiación en ejecución de los planes de viviendas y urbanismo. 1962: Jefatura del Estado.

- J E. Decreto 111 de 20 de diciembre de 1936 por el que se forma la Fiscalía de la Vivienda. Reglamento para la organización de la Fiscalía Superior de la Vivienda (27 de febrero de 1937). 1937: Jefatura del Estado.
- M F. R. D. de 1898 para la creación del Laboratorio Central de Ensayo de Materiales. Gazeta de Madrid, nº 225 1898: Ministerio de Fomento.
- M G. Sistemas especiales de forjados para la edificación. Tomo I. 1945: Ministerio de la Gobernación. Delegación General de Arquitectura;
- M G. Orden de 29 de febrero de 1944 por la que se determinan las condiciones higiénicas mínimas que han de reunir las viviendas. 1944: Ministerio de la Gobernación.
- M I. Decreto 1503/1963 de 24 de junio por el que se convoca concurso para la instalación y ampliación de fábricas de ladrillos para la construcción en la zona catalana y zona sur mediterránea. 1963: Ministerio de Industria.
- M O P. Instrucción para la fabricación y suministro de hormigón preparado (EHPRE-72). 1972: Ministerio de Obras Públicas.
- M O P. Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado. Colegio Oficial de Arquitectos de Cataluña y Baleares (Barcelona) 1969: Ministerio de Obras Públicas.
- M O P. Ley de 19 de abril de 1939. Régimen de protección a la vivienda y creación del Instituto Nacional de la Vivienda. (Derogada por Ley de 24 de julio de 1954). 1939b: Ministerio de Obras Públicas.
- M O P. Orden de 3 de febrero de 1939 aprobando la Instrucción de Proyectos y Obras de Hormigón. 1939a: Ministerio de Obras Públicas.
- M O P. Orden de 24 Marzo 1938. Nombramiento de la Comisión encargada de la redacción de la Instrucción para el proyecto y ejecución de Obras de Hormigón. 1938.
- M T. Decreto de 24 de Junio de 1955 por el que se aprueba el Reglamento para la aplicación de la ley de 15 de Julio de 1954 sobre protección de viviendas de renta limitada. 1955: Ministerio de Trabajo.

-
- M T. Orden de 7 de febrero de 1945 por las que se dictan Normas para aplicación de la Ley de 25 de noviembre de 1944 sobre reducción de contribuciones e impuestos en la construcción de casas de renta para la denominada "clase media". 1945:Ministerio de Trabajo.
 - M T P. Études Techniques de la Chambre Syndicale. Reglament sur les Constructions en Béton Armé. 1932: Ministère des travaux publics.
 - M T P. Nouvelles instruccions relatives a l'emploi du béton armé dans les oubrages dépendant du Minist ère des Travaux Publics et commentaires explicatifs. Science et Industrie 1934: Ministère des travaux publics.
 - M T P. Instrucciones relativas al empleo del hormigón armado. Conclusión. Revista de Obras Públicas 1907b; 55 Tomo I: 290-295.
 - M T P. Instrucciones relativas al empleo del hormigón armado. Revista de Obras Públicas 1907a; 55 Tomo I: 285-288.
 - M T P. Circulaire du 20 octobre 1906. Instructions relatives à l'emploi du béton armé. Revista de Obras Públicas 1906; nº 1650: Ministère des travaux publics.
 - M V. Orden de 4 de junio de 1973 por la que se adopta oficialmente para la Dirección de Obras del Ministerio de la Vivienda el Pliego de Condiciones Técnicas de la Dirección General de Arquitectura de 1960. 1973: Ministerio de la Vivienda.
 - M V. Decreto 1324/ 1972, de 20 de abril, por el que se establece la norma M.V 201-1972. Muros resistentes de fábrica de ladrillo. 1972: Ministerio de la Vivienda.
 - S I A. Normes concernant le calculo, l'exécution et l'entretien des cosntrucitons métalliques et des constructions en béton et en béton armé. 1935: Société suisse des ingénieurs et des architectes.

— *Bibliografía General*

- Ábacos de hormigón armado. 1960.
- Dosificación y control de centrales de hormigón. 1968. Conferencias internas de la empres Prebetong.
- El fundador de la industria del cemento. Madrid Científico. Madrid. 1910; año XVII, nº 665.
- Autor sin identificar. "L'accident de Bâle et les accidents de chantiere " Levallois-Perret (Suiza), Imprimerie Crété de l'Arbre, 1903.
- Agudo Sorni G. Estructura de hormigón armado de 4 pisos. Proyecto final de carrera. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid. 1954.
- Alcañiz Martínez JH. Chequeo de estructuras de hormigón armado: análisis de la relación de resultados de probetas testigo y ultrasonidos. Tesis Doctoral. Universidad de Alicante. 2011.
- Angulo A. Catálogo de forjados y vigas de hormigón armado, sometidos a flexión simple. Revista de Obras Publicas. Madrid. 1944; año XC, nº 2728.
- Angulo A. La tracción excéntrica, en piezas de hormigón armado. Revista de Obras Públicas 1936; año LXXXIV, nº2690.
- Angulo A. Hormigón armado. Revista de Obras Públicas 1933-1934; año LXXXI, nº 2631, año LXXXII, nº2645.
- Antón JM. Algunos resultados del autor sobre Teorías probabilistas de seguridad. Patronato de Investigación Científica y Técnica "Juan de la Cierva" del Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Madrid. 1972.
- ANUC. Normas para la utilización de hormigón armado. Filadelfia. 1910: Asociación nacional de usuarios de cemento.
- Aragoncillo López VJ. Hormigón Armado. Proyecto final de carrera. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid. 1962-1963.
- Arredondo F. Especialidad Hormigón. Cursos auxiliares de obra. Cursos. Patronato de Investigación Científica y Técnica "Juan de la Cierva" del Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Madrid. 1955.

- Azorín V, Villagrà C. Borrador ponencia: El Instituto de la Construcción y del Cemento: De la Investigación Científica a la Innovación Tecnológica. Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja". CSIC. 2011.
- Barceló G. Ensayo de hormigones a pie de obra. Revista de Obras Públicas. 1946; año XCIV, nº 2273.
- Barutell C. Cementos. Los hornos modernos. El Cemento Armado. 1903; año III, nº 10.
- Bassegoda Musté B. La Seguridad del Hormigón Armado. Barcelona.1964.
- Bassegoda J. El cemento armado en la Arquitectura. La Construcción Moderna. 1911.
- Bellmunt i Ribas R, Fernández Canovas M. Manual de diagnosis e intervención en estructuras de hormigón armado. 2000.
- Belmás. Las construcciones económicas del sistema Belmás, bajo los puntos de vista social, económico y constructivo. Madrid: Imp. y Esterotipia de Aribau y C^a; 1881.
- Berger C, Guillerme V. Construction en ciment armé: applications générales, theories et systmes divers. Paris. H Dunod et E. Pinat.1902.
- Blanc J. Construcciones de hormigón armado, sistema "le Poutre Dalle". Revista de Obras Públicas. 1902a; año L, nº 1400.
- Blanc J. Construcciones de hormigón armado, sistema "le Poutre Dalle". Revista de Obras Públicas. 1902b; año L, nº 1400.
- Blas Gómez Id. Maquinaria en obras: (hormigoneras). Madrid. Instituto Técnico de la Construcción y Edificación. 1953.
- Blas Gómez Id. Puesta en obra del hormigón armado. Madrid. Instituto Técnico de la Construcción y Edificación. 1949.
- Blat J. Vivienda obrera y crecimiento urbano. Valencia. Colegio Oficial de Arquitectos de la Comunidad Valenciana. 2000.
- Boncorps C. Estabilidad de las construcciones de cemento armado. Revista de obras públicas. 1900; año XLVII, nº1269.

- Burgos A. Los orígenes del hormigón armado en España. Ministerio de Fomento; 2009.
- C S I C. P.C.H.A. 60: pliego de condiciones de hormigón armado de la estructura. Madrid. Volumen 60 de Normas y Manuales del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento. 1960.
- Calavera Ruiz J. Patología de estructuras de hormigón armado y pretensado. Madrid. Instituto Técnico de Materiales y Construcciones. 2005.
- Calavera Ruiz J. Cálculos y conceptos en la historia del hormigón armado. Madrid. Ibergráficas, S.A; 2003.
- Calavera Ruiz J. Normas para la utilización del hormigón armado. Standard building regulations for the use of reinforced concrete. Madrid. Intemac. 1994.
- Calavera Ruiz J. Libro verde conteniendo recomendaciones de actuación para mejorar la calidad de la construcción en España. Madrid. Tetracero. 1973.
- Calavera Ruiz J. Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón. Madrid. Intemac. 2008.
- Calleja J. La corrosión de las armaduras en los hormigones. Hormigón y Acero. 1969; vol.63.
- Candau Parias R. Flexión en piezas rectangulares de hormigón armado. Revista de Obras Públicas 1936; año LXXXI, nº 2692.
- Casares Bescansa F. Cálculo de Vigas de Hormigón Armado (Conclusión). Revista de Obras Públicas 1910; año LVIII, nº 1828.
- Casares Bescansa F. Cálculo de Vigas de Hormigón Armado. Revista de Obras Públicas 1910; año LVIII nº 1825.
- Casares Bescansa F. Cálculo de Vigas de Hormigón Armado (Continuación 1). Revista de Obras Públicas 1910; año LVIII, 1826.
- Casares Bescansa F. Cálculo de Vigas de Hormigón Armado (Continuación 2). Revista de Obras Públicas 1910; año LVIII, 1827.

-
- Casas López L. Una aproximación a las estructuras de hormigón armado de los años 1940-1960. Jornada técnica: Patología, evaluación e intervención en estructuras. 2003
 - Celles Azcona A. Noticia de la aplicación de los materiales volcanizados de la villa de Olot a ciertas especies de construcciones y mayormente a las de Hidráulica. Barcelona: Impresor de cámara; 1820.
 - Chinchón S, SanJuan MA. El cemento de aluminato de calcio y sus prefabricados. Alicante. Universidad de Alicante. 2008.
 - Coignet F. Bétons agglomérés appliqués a l'art de construire. Publications industrielles de E. Lacroix 1861.
 - Coignet F, inventor. Anonymous Emploi du béton hydraulique. 1855- 1856.
 - Collins P. Splendor du béton: les prédécesseurs et l'oeuvre d'August Perret. París: Hazan; 1995.
 - Company M. El hormigón armado: curso de mecánica aplicada. : Gustavo Gili; 1945.
 - Coronas Ribera JM, Iranzo V. Métodos para determinar la dosificación del hormigón fraguado. ; 1945.
 - Corro Gutiérrez Jd. Hormigón armado: ábacos para el cálculo de secciones. Dirección General de Arquitectura. Sección de Investigación y Normas; 1947.
 - Cosyn L. Traité pratique des constructions en béton armé. Paris. Paris et Liege, 1938.
 - Cosyn L. Exemples de calculs de constructions en béton armé. 3» ed. Paris. impr. Buttner-Thierry, 1928.
 - Cosyn L. Traité pratique des constructions en béton armé:ouvrage établissant des formules simples pour le calcul des organes et donnant des renseignements utiles ^ la rédaction des notes de calculs et ^ l'élaboration des projet. Paris. Ch. Béranger. 1925.
 - Cross H, Morgan ND. Estructuras continuas de hormigón armado. Madrid. Editorial Dossat. 1946.

- Dauksis S. Arquitectura del siglo XX en Valencia. Valencia. Institució Alfons el Magnànim. 2001.
- De la Peña C. La docilidad del hormigón y su medida. : Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Patronato "Juan de la Cierva" de Investigación Técnica, 1951.
- Díaz de Canto E. Reglamentos alemanes para las construcciones de cemento armado. El Cemento Armado 1903; Año III, nº1.
- Díaz Gómez C. Inspección y diagnosis, pautas para la intervención en edificios de viviendas. Barcelona. Col·legi d'Arquitectes de Catalunya. 2003.
- Diéguez Patao S. La Generación del 25. Primera arquitectura moderna en Madrid. Cuadernos de Arte 1997.
- Domouso de Alba FJ. Manuales sobre hormigón y cemento armado en España: 1902-1910. Cadiz Enero 2005. Madrid. S. Huerta. 2005.
- Dorfles G. La arquitectura moderna. Barcelona. 1957.
- Dou Mas de Xexas J. Comentarios sobre artículos publicados en meses anteriores. Informes de la construcción. 1971.
- Esselborn C. Tratado General de construcción: Construcción de edificios. Barcelona. Gustavo Gili. 1928.
- Fernández Cánovas M. Hormigón. Madrid: Imp. Rugarte; 1989.
- Fernández Cánovas M. Patología y terapeutica del hormigón armado. Madrid. Dossat. 1977.
- Forestier V. Béton armé. París. Dunod. 1931.
- Fran Bretones JM. Técnicas de rehabilitación. Soluciones específicas a las lesiones existentes en los inmuebles del ensanche de Valencia de 1887. Tesis Doctoral. Valencia. Universidad Politécnica de Valencia. 1991.
- Freyssinet E. Une révolution dans les techniques du béton. Paris. 1939.
- Gaja Díaz F. Promoción pública de la vivienda en Valencia (1939-1976). Tesis Doctoral. Valencia. Conselleria d'Obres Públiques, Urbanisme i Transports. 1989.

- Gallego Ramos E. Cemento armado: (aplicaciones corrientes). Madrid. Imprenta de Juan Pueyo; 1919.
- Gallego Ramos E. Cemento armado: (cálculo y aplicaciones). Madrid. Establecimiento Tipográfico de Antonio Marzo; 1918.
- Gallego Ramos E. El hormigón armado en España. Una aplicación práctica. La Construcción Moderna. 1918; Año XVI, n16.
- García Ortega M. Cálculo de secciones de hormigón armado. 1959.
- Goitia JR. Los forjados de cerámica armada antes y después de la primera instrucción de cálculo a rotura. Quaderns d'estructures 2012; vol.43.
- Goldenhörn S. Datos sobre construcciones. Materiales de construcción. Análisis de costo de estructuras. Tiempo de ejecución. Reglamentos. Plantillas técnicas. 11ª ed. Buenos Aires: H.F. Martínez de Murgia S.A.C. y E. 1966.
- González Quijano P. Sifón del Guadalete. Revista de Obras Públicas. 1923; n° 2393.
- González F. Noticias Varias. Revista de Obras Públicas. 1897; año XLIV, n°23.
- Gottschalk O. Hormigón armado. Teoría y práctica. "El Ateneo". 1943.
- Guerrin A. Le calcul du béton armé a la rupture: compression, traction flexion simple et composée. París. Dunod. 1949.
- Guzmán, A.M., Arnaboldi, E.A. Normas de la comisión alemana de hormigón armado con las modificaciones hasta abril de 1940. 1940.
- Hurtado Torán E. Desde otra voluntad de permanencia. Las publicaciones periódicas de arquitectura. España 1897-1937. Tesis Doctoral. Madrid. Escuela Politécnica de Madrid. 2001.
- I V E. Guía de inspección y evaluación complementaria de estructuras de hormigón en edificios existentes. Valencia. Instituto Valenciano de la Edificación. 2008.

- I V E. Guía de inspección y evaluación preliminar de estructuras de hormigón en edificios existentes. Valencia. Instituto Valenciano de la Edificación. 2008.
- I V E. Guía de intervención en estructuras de hormigón en edificios existentes. Valencia. Instituto Valenciano de la Edificación. 2008.
- Ibáñez García M. Prácticas sobre determinación gráfica de esfuerzos intermedios y cálculo de estructuras: con especial aplicación al cálculo de estructuras continuas de hormigón armado. Madrid. Dossat; 1956.
- Iribarren R. Determinación y medida de la consistencia y trabazón de los hormigones. Revista de Obras Públicas. 1940; año LXXXVIII, nº2700-nº2701.
- Iribas J. Temperatura de fraguado del hormigón. Hormigón Armado. 1935; nº 12.
- Jalvo Millán M. Hormigón Armado: manual práctico del constructor. Madrid. Librería Guttemberg de José Ruiz. 1903.
- Jiménez Montoya P. Hormigón Armado. Barcelona. Gustavo Gili. 1964.
- Jiménez Montoya P et altres. Formulario para el cálculo de estructuras de hormigón armado: ábacos. Barcelona. Gustavo Gili. 1969.
- Jordá C. Vivienda moderna en la Comunidad Valenciana. Valencia: Generalitat Valenciana. Conselleria de Medi Ambient, Aigua, Urbanisme i Habitatge, Colegio Oficial de Arquitectos de la Comunidad Valenciana. 2007.
- Juan Aracil J. Tablas para el cálculo de hormigón de cemento fundido. Revista de obras públicas. 1945; año LXIII, nº2797.
- Kersten C. Construcciones de hormigón armado. Buenos Aires. Gustavo Gili. 1948.
- Kohl A. Tratado moderno de albañilería. Barcelona. José Montesó. 1967.
- Kupfer G. La construcción de hormigón armado. Encofrados. Barcelona, Gustavo Gili. 1944.

-
- Laffón A. La generalización de los pisos de hormigón armado. *Revista de Obras Públicas*. 1923, año LXXI, n°2384.
 - Lama Prada E. Cálculo de una estructura de hormigón armado para un edificio de diez plantas. 1950.
 - Lavergne G. *Etude des divers systèmes de constructions en ciment armé*. Paris. Baudry. 1899.
 - Lima EL et altres. Hormigón armado: Notas sobre su evolución y la de su teoría. Seminario sobre fundamentos de la resistencia de materiales. 2001. Disponible en: <http://www.ing.unlp.edu.ar/construcciones/hormigon/ejercicios/Sem-ha-1.pdf>.
 - Llopis Alonso A, et altres. *Cartografía Histórica de la Ciudad de Valencia. 1608-1929*. Universitat de València. Valencia. 2004.
 - Llopis A. Juan José Estellés Ceba: escritos y obra plástica (1935-2007). Valencia. Museu Valencià de la Il·lustració i de la Modernitat. 2009.
 - Llopis A. *Renta limitada. Los grupos de viviendas baratas construidos en la Valencia de posguerra (1939-1964)*. Front cover. 2008.
 - López Alarcón M. El arrendamiento de las viviendas de renta limitada y de las subvencionadas. *Anales de la Universidad de Murcia. Derecho* 1962; Vol. 20. N°2.
 - López Bosch R. Acerca de la dosificación de hormigones. *Revista de Obras Públicas* 1936; año LXXXIV, n°2685.
 - López Jamar JA. *Nomogramas para el cálculo directo de secciones de hormigón armado*. La Coruña. Litografía e Imprenta Roel. 1946.
 - Löser B. *Hormigón armado: procedimientos de cálculo con tablas y ejemplos numéricos*. Buenos Aires. El ateneo. 1939.
 - Luz D. *La práctica del hormigón armado*. Barcelona. Labor. 1933.
 - Machesi Sociats JM. *Instrucciones de hormigón armado*. Madrid. Ruiz Hermanos. 1927.
 - Machimbarrena J. *Hormigón Armado*. Madrid. Calpe. 1923.

- Marín Leibar JJ. Estructura de hormigón armado de edificio urbano. Madrid. J. Briansó. 1958.
- Martín de la Escalera F. Cálculo elemental y ejecución de las obras de hormigón armado. Madrid. Dossat. 1957.
- Martín de la Escalera F. Cálculo elemental y ejecución de las obras de hormigón armado. Madrid: 4ed. Dossat. 1941.
- Martín de la Escalera F. Cálculo elemental y ejecución de las obras de hormigón armado. Toledo. Est. Tip. de Rafael G.-Menor. 1921.
- Martín Jadraque V. Un estimador de la resistencia característica del hormigón. Revista de Obras Públicas. 1972; año CXXI, nº 3115.
- Martín Jadraque V. El método de simulación y la resistencia característica del hormigón. Revista de Obras Públicas. 1971; año CXVIII, nº 3073.
- Martínez Calzón J. Comportamiento y cálculo anelástico de las estructuras hiperestáticas de hormigón armado y pretensado. Madrid. Patronato de Investigación Científica y Técnica "Juan de la Cierva" del Consejo Superior de Investigaciones Científicas. 1972.
- Martínez Uñiciti R. La fábrica de cemento Hemmoor. El Cemento Armado. 1903, año III, nº10.
- Marvá J. Mecánica aplicada a las construcciones. Madrid. Imprenta y litografía de Julián Palacios. 1902.
- Mesnager A. Cours de béton armé. Paris. Dunod. 1921.
- Monfort Hervas A. Ábaco y cuadros para el rápido cálculo de resistencia de losas y vigas de hormigón armado. Revista de Obras Públicas. 1932; año LXXX, nº 2600.
- Monfort J. Ética de la peritación estructural de edificios existentes. Informes de la Construcción 2011; Vol. 63, nº 524.
- Montenegro F. Muelle de Fábrica sobre terrenos de escasa resistencia. Revista de Obras Públicas. 1909; nº 1912.
- Morán Cabré F. Cálculo de secciones de hormigón armado, sometidas a sollicitaciones normales, en el estado límite último. Madrid. Patronato de

- Investigación Científica y Técnica "Juan de la Cierva" del Consejo Superior de Investigaciones Científicas. 1972.
- Mörsch E. Esfuerzo cortante en la flexión, desgarramiento en la flexión. Barcelona. Gustavo Gili; 1948.
- Mörsch E. Le béton armé: étude théorique et pratique. Paris. Ch. Béranger, 1925; 1909.
- Nadal J. El Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento. Informes de la Construcción. 1999. Vol. 51, nº 462.
- Pacheco JA. Análisis de la evolución de las disposiciones constructivas en los manuales e instrucciones de hormigón armado. Trabajo final de Master. Departamento de Construcciones Arquitectónicas ETSAV. 1999.
- Páez Balanca A. Los esfuerzos cortantes y flexión en el hormigón armado. Informes de la Construcción. 1961; nº 126.
- Páez Balanca J, Torroja E. El coeficiente de seguridad en las distintas obras. Madrid. Instituto técnico de la construcción y del cemento. 1951.
- Páez Balanca A. Consideraciones Matemáticas sobre los ensayos de materiales. Informes de la Construcción. 1950; nº 25.
- Palomar Collado P. La industria del cemento ante el mercado común europeo. 1959. nº 313.
- Palomar Collado P. Hormigón y Hormigón Armado. Barcelona. Escuela de Ingenieros Industriales de Barcelona. 1934.
- Parada Herrero Jd. La evolución de la industria del cemento y de la construcción. 1966.
- Parada Herrero Jd. La evolución de la economía española en 1963 y las nuevas técnicas de construcción. 1964.
- Parga-Pondal I. Baentsch S. Sobre un método para el estudio de la corrosión de los hormigones por los líquidos agresivos. Revista de Obras Públicas 1933; año LXXXI, nº 2634.
- Paricio Ansuategui I. La Construcción de la Arquitectura. Barcelona. ITEC. 2000.

-
- Parra Costa CJ. Análisis de la evolución de las disposiciones constructivas en los manuales e instrucciones de hormigón armado. Trabajo final de Master. Valencia. Departamento de Construcciones Arquitectónicas ETSAV. 2000.
 - Peña Boeuf A. Hormigón Armado. 2ª ed. Madrid. Tipografía Artística. 1940.
 - Peña Boeuf A. Hormigón Armado. Madrid. Talleres gráficos Herrera; 1933.
 - Peña Boeuf A. Puente de la Presa (Navarra). Revista de Obras Públicas. 1916; año LXIV, nº 2150.
 - Peña Cdl. Dosificación y puesta en obra del hormigón. Cursos auxiliares de obra. Cursos 1955.
 - Peña Cdl. La dosificación de los hormigones en las obras. Madrid. Instituto técnico de la construcción y del cemento. 1953.
 - Peña Cdl. La docilidad del hormigón y su medida. Madrid. Instituto técnico de la construcción y del cemento. 1951.
 - Planat P. Emploi du béton armé: analyse des expériences faites sous la direction des commissions ministérielles circulaires et instructions officielles formules théoriques. Paris. Librairie de la construction moderne. 1906.
 - Planat P. Voutes en maçonnerie, voutes d'églises, flèches et tours, béton armé, silos. Paris. Librairie de la construction moderne. 1906.
 - Planat P. L'art de bâtir. Paris. Librairie de la construction moderne. 1905-1910.
 - Ramírez L, Bárcena JM, Landa.P.J. Refuerzos de losas macizas de edificación en hormigón armado. Hormigón y Acero. Madrid. 1990; nº177.
 - Ransome F. Adelantos en la fabricación del cemento Portland. Madrid. 1866.
 - Rebolledo JA. Manual del constructor: conteniendo los conocimientos y datos prácticos que deben poseer los encargados de dirigir y ejecutar toda clase de obras. Madrid. Hijos de JA García, 1886.

-
- Rebolledo JA. Tratado de construcción general. Madrid. Sáenz de Jubera Hermanos; 1910.
 - Rebolledo JA. Manual del constructor. Madrid. Sáenz de Jubera Hermanos. 1910.
 - Rebolledo JA. Casas para obreros o económicas. Madrid. Imp. Viuda e Hijos de Galiano. 1872.
 - Ribera JE. Los progresos del hormigón armado en España. Madrid. Imprenta Alemana. 1907.
 - Ribera JE. Obras de hormigón y cemento armado. Madrid. Imprenta de Ricardo Rojas. 1902.
 - Rios García R. La dosificación de los hormigones. Revista de Obras Públicas 1932; año LXXX, nº2594.
 - Rios García R. Las nuevas prescripciones alemanas para las obras de hormigón. Revista de Obras Públicas 1933; año LXXXI, nº2613.
 - Rodríguez de Quijano y Arroquia A. La fortificación en 1867. Memorial de Ingenieros del Ejército, Madrid; 1868.
 - Roldán Ruiz J. Evaluación de sobrecargas de uso de vivienda en estructuras de edificación. Valencia Departamento de Construcciones Arquitectónicas ETSAV. 2002.
 - Rosell J, Cárcamo J. Los orígenes del hormigón armado y su introducción en Bizkaia: La fábrica Ceres de Bilbao. Colegio oficial de aparejadores y arquitectos técnicos de Bizkaia, 1994.
 - Rosenberg K. Los diversos sistemas de construcciones de cemento armado: nociones preliminares, sistemas varios, cálculo de las piezas, ejemplos de construcciones. Barcelona. Librería de Feliu y Susanna. 1913.
 - Salaverria M. Construcciones en hormigón armado a prueba de incendios, sistema Hennebique privilegiado. San Sebastian. 1908.
 - Saliger R. El hormigón Armado: Su cálculo y formas constructivas. Barcelona. Labor. 1940.

- Sambricio C. La ingeniería en las revisas españolas de arquitectura: 1920-1936. *Informes de la Construcción*. 2008: Vol.60, nº 510.
- Sánchez del Río I. Un paraguas de hormigón armado en Oviedo, o el ojo clínico del ingeniero. *Revista de Obras Públicas*. 1931; año LXXIX, nº 2578.
- Sánchez Jiménez J. Del campo a la ciudad: Modos de vida rural y urbana. 1982.
- Sarriá R. Hormigón y cemento armado: Arrizabalaga, Zubinas y Compañía: constructores de obras. Bilbao. Imprenta y Encuadernación de Miguel Aldama. 1910.
- Scheidnagel L. Noticias sobre materiales de construcción en la parte relativa a cales y morteros, como también de algunos proyectos interesantes para la fabricación de piedras artificiales, estucos, pinturas, etc. Barcelona. 1858.
- Schindler R. Tratado moderno de construcción de edificios. Barcelona. Dossat. 1944.
- Schüle F. Résistance et déformations du béton armé. : Raschers Erben, successeurs de Meyer &; 1902.
- Seco de la Garza, R. Cemento armado: cálculo rápido, datos prácticos. Madrid. P. Orrier; 1913.
- Seco de la Garza, R. Cálculo rápido de piezas de cemento armado (Cont.). *Memorial de Ingenieros del Ejército* 1904b; año LIX, nºI, II, III, IV.
- Seco de la Garza, R. Cálculo rápido de piezas de cemento armado. *Memorial de Ingenieros del Ejército* 1904a; año LIX, nºI, II, III, IV.
- Serra L. Dosificación racional de los hormigones. *Revista de Obras Públicas* 1929; año LXXVII, nº2516.
- Simonet C. El hormigón. Historia de un material. Paris. Nerea. 2009.
- Smeaton AC. The builder's Pocket Companion; containing the elements of building, surveying and architecture. Philadelphia. Henry Carey Baird. 1850.
- Sobrino Simal J. Arquitectura industrial en España. Madrid. Cátedra. 1996.

-
- Soroa y Fernández de la Somera JM. Manual del constructor y formulario. Madrid. 1907.
 - Soto Burgos J. Control en obras de los hormigones. 1951; año XCIX, nº 2832.
 - Soto Hidalgo Jd. Enciclopedia de la construcción. Tomo Tercero. 2ed. Madrid. Instituto Geográfico y Catastral. 1959.
 - Taylor FW&T, S.E. Preparación y resistencia de los hormigones y argamasas. Barcelona. Miguel Guerrero. 1920.
 - Tédesco N&M, A. Traité théorique et pratique de la résistance des matériaux appliquée au béton et au ciment armé. Paris. Ch. Béranger et Cie. 1911.
 - Tédesco N, Forestier V. Nouveau manuel théorique & pratique du constructeur en ciment armé. Paris. Librairie Polytechnique Ch. Béranger 1920.
 - Tédesco N, Forestier V. Manuel théorique & pratique du constructeur en ciment armé. Paris. Librairie Polytechnique Ch. Béranger. 1909.
 - Tejón y Marín J. Discurso leído ante la Real Academia de Ciencias, Bellas Letras y Nobles Artes de Córdoba. 1902.
 - Temes Córdovez RR. El tapiz de Penélope. Transformaciones residenciales sobre tejidos sin valor patrimonial. Tesis Doctoral. Valencia. Universidad Politécnica de Valencia. 2008
 - Termens Mauri R. Hormigón Armado. Mecánica de la construcción. Barcelona. Fuente Fargas 22. 1940.
 - TETRACERO. Evolución de la técnica del hormigón armado en los últimos 25 años. Tetracero, S. A. (Gijón). 1973.
 - TETRACERO. Prontuario de hormigón armado. Madrid. Tetracero. 1969.
 - Tirado Cruz JJ. Una teoría de la flexión con esfuerzo cortante en piezas de hormigón armado. Madrid. Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento. 1962.

- Tirado Cruz JJ. Formulario con arreglo a las instituciones vigentes y su traducción gráfica en ábacos para el cálculo riguroso y rápido de hormigón armado. Madrid. Dossat; 1942.
- Torroja E. Cálculo de esfuerzos en estructuras reticuladas. Madrid. Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento.1968.
- Torroja E. Determinación de los esfuerzos en vigas rectas. Madrid. Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento.1951-1970.
- Torroja E. Fundamentos para el cálculo de estructuras planas. Madrid. Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento. 1948-1976.
- Torroja E. Sobre el comportamiento anelástico del hormigón armado en piezas prismáticas. 1945.
- Torroja E, Bouso M. Representación iconográfica de estructuras de hormigón armado normales en edificación (modelo E.T. 47). Monografía. Madrid. Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento. 1948.
- Torroja E, Páez A, Ucelay JM. El método del momento tope: para la flexión y la compresión simples o compuestas en hormigón armado. Monografía. Madrid. Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento.1961.
- Tous N. Construcciones de Cemento Armado. Revista Tecnológica-Industrial. 1900.
- Ucha Donate R. 50 años de arquitectura española (1900-1950). Madrid. Adir Editores. 1980.
- Uhagón F. De los efectos del agua de mar en los morteros hidráulicos y hormigones. Revista de Obras Públicas, año II, nº5 1854.
- Uhagón R. Proyecto de Saneamiento General de Valladolid. Valladolid: Establecimiento tipográfico de F. Santarén. 1890.
- Urrutia A. Arquitectura Española, siglo XX. Madrid. Cátedra. 1997.
- Valcuende Payá M. Propiedades mecánicas del hormigón. Apuntes Construcción 3. Valencia. 2000.
- Vegas Pérez L, García de Arangoa A. Apuntes de hormigón armado: tomados de las explicaciones de Luis Vegas Pérez. Madrid. 1931.

- Velo B. Ábacos flexión compuesta. "Hormigón Armado". Revista Obras Públicas. 1934; año LXXXII, nº 2658.
- Verde A. El control estadístico de la calidad en hormigones. Hormigón y Acero. 1971; nº 101.
- Vicat JL. Recherches expérimentales sur les chaux de construction, les bétons e les mortiers ordinaires. Paris. 1818.
- Vieitez Chamosa JA, Ramírez Ortiz JL. Patología de la construcción en España: aproximación estadística. Informes de la Construcción. 1984; vol. 60, nº 364.
- Vilagut Guitart F. Hormigones y prefabricados. Barcelona. Reverte. 1931.
- Vizoso Mozo A. La evolución económica española y la exportación de materiales de construcción en 1961. Informes de la construcción. 1962; nº137.
- Vizoso Mozo A. Evolución económica española en 1959 y la industria del cemento 1960b.
- Vizoso Mozo A. Evolución económica europea en 1958 y la construcción en España. 1960a.
- VVAA. Cemento- Hormigón. Madrid. 1930; 1935.
- VVAA. El cemento armado en España. Revista de Arquitectura. Construcciones y Pavimentos. Anterior a 1930.
- VVAA. Instrucción especial para estructuras de hormigón armado: Instrucción H.A. 61 del I.E.T.C.C. 3 Vol. 1961.
- VV AA. Hormigón y hormigón armado. 2ª conferencia; Publicaciones de la Escuela de Ingenieros Industriales de Barcelona. Barcelona. 1934.
- VVAA. La ciencia en España. Un balance del siglo XX. Cuadernos de Historia Contemporánea. Nº 22. Madrid. Universidad Complutense. 2000.
- VVAA. Histoire du béton. Naissance et développement, 1818-1870. Paris. Imprimerie Chirat. 2009
- Xercavins Valls E. La prefabricación en edificios singulares. Hormigón y Acero. nº 235 2005.

-
- Zafra JM. Tratado de Hormigón Armado. Madrid. Talleres Tipográficos Voluntad. 1923.
 - Zafra JM. Construcciones de hormigón armado. Madrid. Tipografías de Prudencio P. de Velasco; 1914.
 - Zafra JM. Construcciones de Hormigón armado. Madrid: ed. V. Tordesillas; 1911.
 - Zafra JM. Patente de sistema de placas bombeadas de hormigón armado. Patente de 31 de mayo de 1902. Archivo histórico de la oficina de España de patentes y marcas. 1902.