

Pioneros del hormigón armado en la revista “Memorial de Ingenieros del Ejército”



Autor: Izquierdo Soriano, Alejandro Máximo

Tutor: Iborra Bernad, Federico Javier

Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Valencia (ETSAV)

2019-2020 (noviembre 2020)

Grado en Fundamentos de la Arquitectura



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR DE
ARQUITECTURA

Agradecimientos

A mi tutor de TFG Federico Javier Iborra Bernad, por su atento seguimiento, perseverancia, paciencia y motivación.

A mis padres, mi hermana y familia por confiar siempre en mí y apoyarme.

A mi pareja por motivarme y apoyarme.

A mis amigos y amigas de la escuela, por hacer que todas las horas de trabajo y noches en vela fuesen más amenas.

RESUMEN

En 1846 se funda la revista *Memorial de Ingenieros del Ejército*, destinada a servir como foro de divulgación y debate de la tecnología aplicable a las diversas ramas de este cuerpo. Entre ellas nos encontramos con los técnicos dedicados a proyectar tanto acuartelamientos como fortificaciones, para los que la construcción es fundamental. El desarrollo del trabajo se centra en analizar la incorporación y difusión del empleo del hormigón armado en las primeras décadas del siglo XX.

El hormigón armado, entendido como material estructural, surge como simbiosis y resolución de los distintos problemas producidos por los materiales que lo componen, comenzando así, una investigación del nuevo material combinado, conciliando los beneficios del hormigón en masa y el acero.

Este se transformará en un material con una gran difusión en el entorno de la construcción y la ingeniería a principios de siglo XX, al mismo tiempo que se desarrollará una creciente bibliografía detrás del mismo, debido a la necesidad de divulgación de las características del nuevo material, de sus aplicaciones y funciones. No solo se redactan informes o estudios sobre las características más útiles del material, sino que el ámbito de estudio se disgrega a lo largo diferentes campos incluso hasta la creación de las primeras normativas de hormigón armado europeas.

En la sección de *Construcción* de la revista *Memorial de Ingenieros del Ejército*, se incluyen la gran mayoría de los avances en este campo, no solo los relativos a la irrupción de nuevos materiales, sino también de sistemas constructivos, de procesos de fabricación, aplicaciones, economía, innovaciones o teorías empíricas que ayudan a la concepción del mismo.

En cuanto al hormigón armado como tal, a lo largo de varias publicaciones se van exponiendo las nuevas ideas y los estudios relacionados del mismo, con la intención de su divulgación y comprensión, exponiendo sus ventajas e inconvenientes, su funcionamiento respaldado por estudios científicos y sus campos de aplicación, o las mejoras en la producción de este nuevo material.

Palabras clave: hormigón armado; historia de la construcción, *Memorial de Ingenieros del Ejército*, pioneros, elementos constructivos.

RESUM

En 1846 es funda la revista *Memorial d'Enginyers de l'Exèrcit*, destinada a servir com a fòrum de divulgació i debat de la tecnologia aplicable a les diverses branques d'aquest cos. Entre elles ens trobem amb els tècnics dedicats a projectar tant aquarteraments com fortificacions, per als quals la construcció és fonamental. El desenvolupament del treball es centra en analitzar la incorporació i difusió de l'ús del formigó armat en les primeres dècades del segle XX.

El formigó armat, entès com a material estructural, sorgeix com a simbiosi i resolució dels diferents problemes produïts pels materials que ho componen, començant així, una investigació del nou material combinat, conciliant els beneficis del formigó en massa i l'acer.

Aquest es transformarà en un material amb una gran difusió a l'entorn de la construcció i l'enginyeria a principis de segle XX, al mateix temps que es desenvoluparà una creixent bibliografia darrere d'aquest, a causa de la necessitat de divulgació de les característiques del nou material, de les seues aplicacions i funcions. No sols es redacten informes o estudis sobre les característiques més útils del material, sinó que l'àmbit d'estudi es disgrega al llarg diferents camps fins i tot fins a la creació de les primeres normatives de formigó armat europees.

En la secció de *Construcció* de la revista *Memorial d'Enginyers de l'Exèrcit*, s'inclouen la gran majoria dels avanços en aquest camp, no sols els relatius a la irrupció de nous materials, sinó també de sistemes constructius, de processos de fabricació, aplicacions, economia, innovacions o teories empíriques que ajuden a la concepció d'aquest.

Quant al formigó armat com a tal, al llarg de diverses publicacions es van exposant les noves idees i els estudis relacionats d'aquest, amb la intenció de la seua divulgació i comprensió, exposant els seus avantatges i inconvenients, el seu funcionament recolzat per estudis científics i els seus camps d'aplicació, o les millores en la producció d'aquest nou material.

Paraules clau: formigó armat; història de la construcció, *Memorial d'Enginyers de l'Exèrcit*, pioners, elements constructius.

ABSTRACT

In 1846 the magazine *Memorial de Ingenieros del Ejército* was founded, intended to serve as a forum for the dissemination and debate of technology applicable to the various branches of this body. Among them we find technicians dedicated to design both barracks and fortifications, for which the construction is fundamental. The development of the work focuses on analyzing the incorporation and diffusion of the use of reinforced concrete in the first decades of the 20th century.

Reinforced concrete, understood as structural material, emerges as symbiosis and resolution of the different problems produced by the materials that compose it, thus beginning an investigation of the new combined material, reconciling the benefits of mass concrete and steel.

This will be transformed into a material with a great diffusion in the environment of the construction and the engineering in the beginning of XX century, at the same time that a growing bibliography will be developed behind it, due to the need for disclosure of the characteristics of the new material, its applications and functions. Not only are reports or studies written on the most useful features of the material, but the scope of study is broken down over different fields even until the creation of the first European reinforced concrete regulations.

In the *Construcción* section of the *Memorial de Ingenieros del Ejército* magazine, the vast majority of advances in this field are included, not only those related to the emergence of new materials, but also of construction systems, of manufacturing processes, applications, economics, innovations or empirical theories that help in its conception.

With regard to reinforced concrete as such, new ideas and related studies are presented throughout several publications, with the intention of disseminating and understanding it, outlining its advantages and disadvantages, its operation supported by scientific studies and their fields of application, or improvements in the production of this new material.

Keywords: reinforced concrete; construction history, Army Engineers Memorial, pioneers, constructive elements.

ÍNDICE

OBJETIVOS Y METODOLOGÍA	0
0. RETROSPECTIVA DEL MEMORIAL DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO	1
0.1. CONTEXTO HISTÓRICO	1
0.2. LA REVISTA: MEMORIAL DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO	4
1. INTRODUCCIÓN DEL H. A. EN ESPAÑA	9
2. ESTUDIO DEL HORMIGÓN ARMADO	19
3. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS	28
4. ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS DE H. A.	37
4.1. CIMENTACIONES	37
4.2. PILARES	50
4.3. VIGAS	53
4.4. FORJADOS	60
CONCLUSIONES	65
APÉNDICE	67
BIBLIOGRAFÍA	87

OBJETIVOS Y METODOLOGÍA

En este TFG tendrá como objetivo principal localizar y analizar la repercusión de los estudios sobre hormigón armado en la revista Memorial de Ingenieros del Ejército.

En primer lugar, se realizará una breve introducción histórica de la segunda mitad del siglo XX, con el propósito de introducir el contexto histórico en el cual se funda la revista. A continuación, se procederá con la exposición de la revista, su creación, desarrollo y funcionamiento a lo largo de su historia.

En el siguiente punto, se establece un estudio, paralelo a la revista, de introducción histórica de la creación, difusión y aparición del hormigón armado en España influenciado por los pioneros del material del resto de países europeos.

Seguidamente, se comenzarán a analizar de una manera más profunda los distintos artículos de la revista; estableciendo distintos campos de aplicación como serán el propio estudio del material, los procedimientos constructivos y los elementos constructivos de hormigón armado como cimentaciones, pilares o soportes, vigas y forjados.

Cada uno de los distintos capítulos serán un compendio de artículos de la revista, en los cuales se verán reflejados la evolución, divulgación y repercusión que se produce del material en los diferentes ámbitos de estudio.

La metodología empleada se basará en el vaciado de los distintos números de publicaciones de la revista y el resumen de la información de los diversos artículos. Para la obtención de los artículos que desarrollen temas sobre el hormigón armado, se realizará una búsqueda en los *Índice Analíticos* de la propia revista dónde quedan recogidas todas las publicaciones agrupadas en secciones y donde quedan reflejadas el título, año y autor de los artículos.

0. RETROSPECTIVA DEL MEMORIAL DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO

0.1 CONTEXTO HISTÓRICO

En el año 1833, tras la muerte del rey Fernando VII se nombró reina a su hija Isabel, siendo regente su madre María Cristina. Esto fue posible debido a que se derogó el reglamento de sucesión de 1713, permitiendo el acceso femenino al trono. Previo a este cambio, habría sido Carlos María Isidro, hermano del rey, el heredero de la corona. Impulsado por esto, declaró la guerra, comenzando en este mismo año la Primera Guerra Carlista. En dicha contienda se enfrentaron carlistas e isabelinos; siendo los carlistas mayoritariamente población rural más tradicional, reaccionarios a reformas.

Durante estos años bélicos se produjeron enfrentamientos entre los ejércitos carlino y cristino. Las fuerzas del ejército de Isabelino eran superiores y, además, se amplió el papel de los militares, adoptando importancia en la política. El ejército isabelino a las órdenes del general Espartero fue capaz de alcanzar Madrid, logrando obtener la victoria de la guerra. En el año 1839 se firma el Convenio de Vergara, por parte de Espartero, general isabelino, y Maroto, general carlista, poniendo fin al proceso bélico. Tras el triunfo de Espartero, este recibió el título de duque de la Victoria.

Con el fin de la guerra, el general isabelino es posicionado por el partido progresista al frente a la regencia, apartando de esta a María Cristina. Las reformas de su gobierno provocaron conflictos continuos, incluso por parte de su partido. En 1842 se produce una moción de censura con la que acabaría su mandato, y se pondría fin a su regencia en 1843 cuando, a su vez, la reina Isabel asciende al trono tras ser declarada mayor de edad.



Imagen 1 *Cruz en el camino*
(Ferrer-Dalmau, 2011)

En 1844 tuvieron lugar las elecciones, con victoria de los moderados. En mayo de este mismo año fue el General Narváez quien tomó posesión de la presidencia del gobierno por parte del Partido Moderado.

Es en este mismo año cuando se crea la Guardia Civil, mediante Real Decreto, donde se exponía que era el ministro de Gobernación quien sería el encargado de organizar “una fuerza especial destinada a proteger eficazmente a las personas y las propiedades, cuyo amparo es el principal objeto del ramo de protección y seguridad”. Esta fundación comenzó siendo dirigida por el Duque de Ahumada, con el objetivo de satisfacer las necesidades de seguridad que se habían creado en el territorio nacional.

En 1844, tras la guerra carlista, comienza la articulación de la red de telegrafía óptica. Es más tardía respecto a otros países de Europa, donde ya se encontraba en activo. En España no había sido posible ponerla en funcionamiento debido a la inestabilidad política del momento, por el requerimiento económico y de control que suponía.

Aunque esta red supuso un cambio relevante en la evolución de los sistemas de comunicación nacionales, su uso fue efímero, pues diez años tardaron en ser desmantelada por el escaso empleo que se había hecho de ella. El hecho de que esta herramienta se considerase de uso militar fue una de las razones por la cual nunca fue muy popular. Su adversario era el telégrafo eléctrico, el cual sí que tuvo más impacto en la ciudadanía.

En el año 1844 se creó la Escuela Especial de Arquitectura de Madrid. Hasta entonces, desde el año 1752, la arquitectura era una disciplina más de la Real Academia de Bellas Artes de San Fernando. El cambio de formar parte de una Academia a ser una Escuela fue suceso determinante.

Los acontecimientos sociales, económicos, culturales y políticos fueron decisivos en la evolución y el futuro de la formación de dichos profesionales. Los encargados de la nueva Escuela fueron los nuevos responsables de papel rector, hecho que acentuó que dicha formación fuese más orientada a las necesidades sociales que a arquitecturas monumentales y formalistas, tomando gran importancia la componente técnica.



CREACION DEL BENEHEMIDO CUERPO DE LA GUARDIA CIVIL (AÑO 1844)
Una vez en el poder don Luis González Bravo, inmediatamente tomó para volver política, durante una serie de meses encaminados a recuperar el privilegio de autoridad y a bendecir la marcha del país, y a derecha la Milicia, como así lo hicieron cuando se dio un consejo, por indicación de Narváez, con la Guardia Civil, a la que creó la por nación en el ejército de muchos que infectaban los caminos y los montes como consecuencia de la guerra civil.

Imagen 2 Grabado de la creación de la Guardia Civil (Blanch, 1844)

Sin embargo, al cabo de los años, el objetivo se transformó en cumplir las exigencias sociales sin que esto significase eliminar por completo el elemento artístico y estético de las construcciones, consiguiendo una adaptación a las exigencias presentes. Entre la oscilación de estas dos visiones de enseñanza se encontraba la Escuela de Arquitectura de Madrid hasta mitad del siglo XX (Sebastián, 2015, 159).

Estos cambios entre el comienzo de las guerras carlistas y el inicio del reinado de Isabel II supusieron un giro de dirección para la nación, una nueva época de transformación, un ascenso social de la burguesía liberal y progreso que implicó que España se encontrase al nivel de desarrollo tanto económico como industrial de otros países europeos.

Poco a poco se impusieron los modelos de producción de la industria capitalista basados en el máximo beneficio con el mínimo coste de producción, y los nuevos materiales proporcionados por las fábricas se introdujeron en las obras con sus sistemas y mecanicismos particulares, lo que amplió el abanico de posibilidades constructivas de los arquitectos de la época (Sebastián, 2015, 158).

El crecimiento de la economía y de las áreas urbanas aumentó la demanda de viviendas y equipamientos, que transformaron la imagen de la arquitectura, pasándose a reconocer como una marca de una empresa o negocio. La sociedad burguesa confió en un primer momento el desarrollo, progreso y bienestar a la labor de los ingenieros, lo que provocó un cambio en el entendimiento de la figura del arquitecto, eliminando su carácter elitista y renovando las bases de formación de los nuevos profesionales. Estos hechos comprometieron a la arquitectura española del siglo XIX, a la formación del arquitecto, a su consideración como profesional y al resultado de su oficio (Sebastián, 2015, 200).



Imagen 3 Actual edificio de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid desde 1936 (Delgado, 2012)

0.2 LA REVISTA: MEMORIAL DE INGENIEROS DEL EJÉRCITO

En 1843 se ordena la creación de la revista “Memorial de Ingenieros del Ejército”, cuyo origen se traslada al seno del cuerpo de oficiales del ejército tomando como uno de sus principales objetivos el estímulo para la difusión, debate, estudios y aprecio al trabajo acumulado durante el paso de los años y poder darse a conocer ante la sociedad externa al cuerpo, transmitiendo una idea sintética y general de su labor como entidad militar.

Esta introducción de la revista *Memorial de Ingenieros del Ejército* se elabora a partir de dos textos desfasados en el tiempo en los cuales se conmemora diversos aniversarios de la revista. Estas dos retrospectivas históricas surgen como una conmemoración a la revista, a su carácter, su recuerdo y la exaltación de su idea y tradición a lo largo del Cuerpo de Ingenieros de Ejército. El primero surgió en la celebración de las bodas de oro de la revista bajo la redacción del General Joaquín de la Llave Sierra y el segundo por parte del General Luis de Sequera Martínez, bajo el pretexto de la celebración de los 165 años de antigüedad de la Revista y como una introducción a la futura conmemoración de los dos lustros de vida de la misma.

La revista, encomendada al eminente Ingeniero General D. Antonio Remón Zarco del Valle y Huet, se publica por primera vez en el año 1846 y recibió una gran influencia del mismo en sus etapas iniciales debido al gran afán de transmisión de conocimientos y de saber por parte del General, imaginando la necesidad de crear una gran cantidad de medios para difundir la revista entre los afiliados al cuerpo y sin olvidar



Imagen 4 Logotipo de la revista (Memorial de Ingenieros del Ejército, 1846)



Imagen 5 Insignia del Cuerpo de Ingenieros del Ejército (Memorial de Ingenieros del Ejército, 1846)

hacer valer fuera del Cuerpo y de las fronteras nacionales el buen hacer y respeto del colectivo.

El General Zarco se mantuvo frente la dirección de la revista durante el período de 1843 a 1853 y de 1856 a 1860, siendo estas dos etapas las que más influencia tuvieron en el desarrollo final del “Memorial de Ingenieros del Ejército”. Una de las innovaciones promovidas por el General, fue la creación de un periódico propio para el Cuerpo de Ingenieros, donde se publicarían todas las novedades y avances que pudiesen interesar a sus oficiales, y donde los mismos pudiesen dar a conocer sus estudios, experiencias y pensamientos, fruto de su vida militar en el Cuerpo.

Esta idea de gran difusión de la revista chocaba con la imposibilidad de poder cubrir los gastos producidos por la misma, debido al bajo número de abonados mediante suscripciones, provenientes todas de individuos que formaban parte del cuerpo. Como solución se decidió formar una comisión, en la cual se redactaría un Reglamento (Reglamento, 24-XII-1845) donde se marcarían las reglas y la normalización a seguir en las publicaciones a lo largo de los años.

En este reglamento no solo se recoge la forma y tamaño de las distintas revistas, sino también las creaciones de comisiones redactoras, las épocas y fechas de publicación, el modo y método de presentación, aceptación o rechazo de los trabajos de colaboración de los distintos oficiales, así como las formalidades de la administración.

Finalmente, el 4 de enero de 1846 se da a conocer a todos los oficiales del Cuerpo de la Península y Ultramar, mediante una circular del Ingeniero General Zarco, la creación de la nueva publicación exponiendo su objetivo, sus características, sus tendencias, su carácter y además invitando a todos a su mantenimiento y difusión.

La circular exponía el siguiente mensaje: *“Este periódico no tiene redactores especiales. Todos los Oficiales y Jefes del Cuerpo de Ingenieros deben considerarse redactores suyos y alimentarle con el fruto de sus trabajos particulares o públicos, de sus meditaciones, de sus experiencias y aun de sus socios.*



Imagen 6 Retrato de Antonio Zarco del Valle Huet (Desconocido, XXXX)

Cada individuo, según sus peculiares aficiones, las ramas de estudio que más singularmente hubiere cultivado, o aquellos que la suerte o la ocasión le depara alguna cosa útil que poder poner en conocimiento de sus compañeros, bien sea en escritos originales o en traducciones o en extractos debe concurrir con ello a esta publicación, en que tan interesado se halla el crédito del Cuerpo de Ingenieros para lo venidero (...)

A esta obra de honor y de interés común, todos los individuos deben asistir con energía y aun con ardor. Los frutos de esta acumulación de esfuerzo, desde luego puede asegurarse que serán sumamente provechosos. (...) (De La Llave, 1989, 21).

El periódico del Cuerpo se tituló: “Memorial de Ingenieros. - *Memorias, artículos y noticias interesantes al arte de la guerra en general y a la profesión del Ingeniero en particular.*”. Constaba de cuatro secciones diferenciadas: una primera que trataba de memorias u obras de corto volumen, entendidos como artículos o trabajos de breve extensión relativos a la ciencia y el arte de la guerra, construcciones, ciencias auxiliares, etc.; una segunda sección bajo el título de *Miscelánea*, dónde se recogían todas las noticias que se podrían adquirir y fueran de interés para dar a conocer el estado de la profesión y sus progresos dentro y fuera de España.

La sección con carácter más oficial sería la tercera, dónde se transmitirían las reales órdenes, circulares, documentación oficial, referentes todas ellas a organizaciones y servicios del Arma de Ingenieros; y finalmente una cuarta y última sección bibliográfica, dedicada a dar noticia de las nuevas publicaciones científicas y militares de las cuales se tuviese conocimiento.

El Memorial continuó su desarrollo con normalidad y con la misma organización desde su creación hasta el año 1875, donde surgió un cambio de forma e incluso del propio título de la revista. Esta iniciativa promovida, por el Coronel Jefe de Museo D. Juan Marín y León, marcaba el inicio de una nueva revista formada por un tomo de *Memorias* sueltas que mantenían el formato y tamaño anteriores; mientras que la antigua *Miscelánea* paso a ser parte de un periódico quincenal de mayor tamaño, en el cuál su contenido

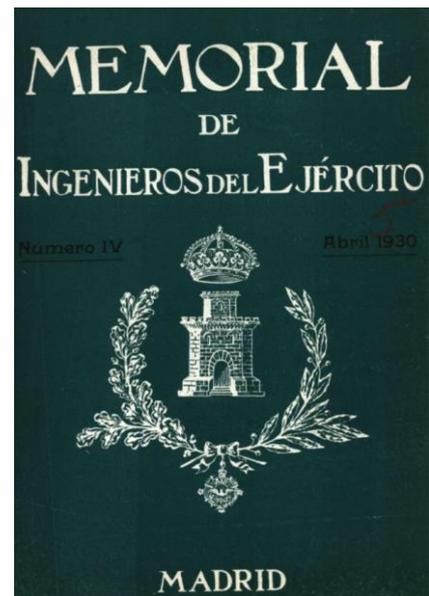


Imagen 7 Portada de la revista (Memorial de Ingenieros del Ejército, 1930)

comprendía artículos cortos y de actualidad, una crónica, la bibliografía y necrológicas de los generales y jefes del Cuerpo.

Esta nueva forma de la revista no fue muy bien recibida entre los oficiales del Cuerpo, que cuestionaba la existencia de dos tomos en un mismo año, de tamaños distintos y la importancia dedicada a la Crónica con respecto a los otros ámbitos de aplicación.

El título de esta nueva revista paso a ser “Memorial de Ingenieros y Revista Científico-Militar”, pero en 1880 se volvió a renombrar bajo la denominación que ha sido mantenida hasta las últimas publicaciones realizadas hasta 1936 de la revista. Tanto el título, como el tamaño, contenido y constitución de la revista adaptados en esta última fecha, comparten una gran similitud con las últimas ediciones de la revista, con la subdivisión claramente definida entre Revista y Memorias, publicándose las últimas en entregas mensuales unidas a las primeras.

A partir de 1936, debido al inicio de la Guerra Civil, la producción de la revista fue suspendida; hasta que en 1975 el General Inspector de Ingenieros Manuel Cabeza Calahorra impulsó el renacimiento de la revista, basándose en una reforma de la misma, mediante un nuevo nombre y formato pretendiendo refrescar la propia imagen de la revista y recuperar los conocimientos transmitidos a través de las distintas publicaciones, la cual se ha mantenido hasta la actualidad.

En la última década del siglo XX, con el motivo de impulsar la revista, se redactaron distintas publicaciones en formato de tomos como *Estudio Histórico del Cuerpo de Ingenieros del Ejército* (1987), *Historia del Arma de Ingenieros* (1997) (2003); los cuales recogían la historia completa de la revista, de sus publicaciones y de su evolución con el objetivo de dar a conocer la gran contribución divulgativa de la revista a lo largo de su historia.

Entre los documentos más importantes se destacan los tres *Índices Analíticos de las Memorias* y el cuerpo que forman parte las publicaciones de las *Revista Militar*, *Crónica Científica* y *Colección de Memorias*, todos ellos recogidos en el Archivo Digitalizado de la Biblioteca Virtual del Ministerio de Defensa dentro del Arma de Ingenieros.

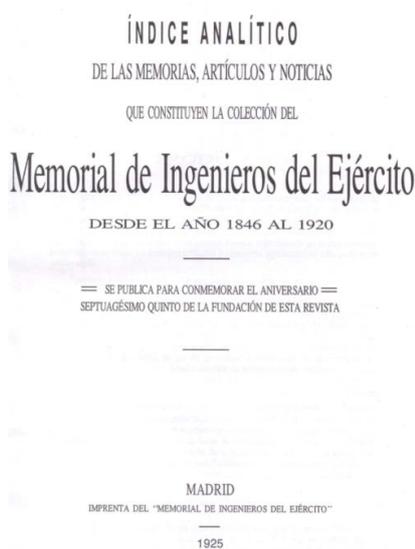


Imagen 8 Portada del Índice Analítico 1846-1920 (Memorial de Ingenieros del Ejército, 1925)

De los primeros, siguiendo su orden cronológico de publicación; surgió en 1896 el primer *Índice Analítico de las Memorias, Artículos y Noticias* que constituyen la colección de los artículos de las revistas del Memorial de Ingenieros del Ejército desde el año 1846 al 1895, destacando en él una introducción redactada por el Comandante del Cuerpo D. Joaquín de la Llave, el cual establece un formato para las siguientes introducciones y realiza una explicación de la publicación citando su historial, reglamento, intención y objetivos.

Posteriormente, aparecerá el *Índice de las Memorias, Artículos y Noticias* que constituyen la Colección del Memorial de Ingenieros del Ejército desde el año de 1846 al 1920. Publicado en 1925, de acuerdo con la intención de que dicho Índice fuera actualizado cada veinticinco años, recogiendo también toda la información del anterior índice. Por último, cabe mencionar el más moderno y práctico de los índices, este es el *“Índice Analítico y Alfabético de las Obras Publicadas”* desde el año 1921 al 1988.

El formato de la revista mensual ha seguido compuesto por tres o más artículos de colaboración seguida de ellos de la “Revista Militar” y “Crónica Científica” con noticias de la actualidad a cargo de la redacción de la revista.

La revista ha llegado hasta nuestros días gracias a la colaboración de los componentes de la Armada, que con sus suscripciones la ayudaron a financiarse, y con la colaboración de aquellos que con sus trabajos transmitieron a los demás el fruto de su saber y experiencia; la razón de ser del Memorial continúa siendo la que pretendiera su fundador.

La suscripción al Memorial de Ingenieros está abierta no solo a los miembros del Armada, sino a todos aquellos que deseen colaborar en la publicación de inquietudes y experiencias científicas, técnicas y tácticas, así como en la difusión de la historia del Cuerpo militar.

SUMARIO		Paginas
Concepto del tiempo en relatividad, por el teniente coronel de Ingenieros D. Enrique Paniagua Porras. (Conclusión).....		175
Del incendio de nuestra Academia, por el capitán de Ingenieros D. Antonio Sarmiento.....		186
Comprobación de resistencia en las obras de hormigón armado, por el comandante de Ingenieros D. Arsenio Jiménez Montero.....		190
Necrología:		
El comandante de Ingenieros D. Manuel Masá y Marches.....		204
Sección de Aeronáutica:		
La vuelta al mundo aeronáutica.....		205
Revista Militar:		
Jornales y materiales para un frente de división.....		210
El curso de conjunto de Ingenieros.....		211
Crónica Científica:		
Sincronizador automático.....		213
Las carreteras de firme alquitranado (<i>tar-macadam</i>).....		213
Hornos altos alimentados con carbón vegetal.....		214
Equipo antidioxido individual.....		215
Aparato detector del óxido de carbono.....		215
Bibliografía:		
«Construcción de líneas telegráficas y telefónicas», por D. Antonio Vázquez-Figueroa Mohamedo. Arquitecto y Profesor de la Escuela de Telégrafos.....		216
Asociación Filantrópica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército:		
Balances de fondos correspondiente al mes de abril de 1924.....		51
Novedades ocurridas en el personal del Cuerpo durante el mes de abril de 1924.....		52
Asociación del Colegio de Santa Bárbara y San Fernando:		
Balances de las cajas de la Asociación y Colegio correspondiente al mes de abril de 1924.....		57
Biblioteca del Museo de Ingenieros:		
Relación de las obras compradas y regaladas que se han recibido en la misma durante el mes de abril de 1924.....		59
Se acompaña el pliego 13 de la Memoria titulada Los Ingenieros militares en la campaña de África de 1921-22. Notas acerca de su actuación (2.ª parte) por el Excmo. Sr. General de División D. Pedro Vives y Vich. (Se continuará.)		
Y el pliego 4 de la Memoria titulada La técnica de los puentes militares en la Guerra Europea. Datos para la organización de un Regimiento de Puentes, por los capitanes de Ingenieros D. Federico Balgaster y D. Vicente Blasco. (Se continuará.)		

Imagen 9 Índice de la revista tipo (Memorial de Ingenieros del Ejército, 1920

1. INTRODUCCIÓN DEL HORMIGÓN ARMADO EN ESPAÑA

El hormigón armado, entendido como material estructural, surge como simbiosis y resolución de los distintos problemas producidos por los materiales que lo componen. El hormigón en masa, utilizado desde principios del siglo XIX, tiene un auge en su utilización en la construcción debido a la gran cantidad de aplicaciones y maleabilidad, siendo uno de los materiales más versátiles y eficaces. Pero, por otro lado, quedaban patentes sus deficiencias y limitaciones para absorber fuerzas de tracción y su déficit a la hora de ejecutar elementos flexionados.

Paralelamente se produce un auge en la utilización del hierro y después del acero estructural, nuevo material que simbolizaba de alguna manera el progreso de la sociedad y la asimilación de una arquitectura que permitía nuevas posibilidades; pero, como con el hormigón en masa, empezó a manifestar algunos inconvenientes. Era un material cuyo coste era elevado y sufría patologías a lo largo de su vida útil como la oxidación, así como la falta de protección contra incendios y un complejo sistema constructivo.

Es por estos motivos, por lo que se comienza a investigar un nuevo material combinado, conciliando así los beneficios de ambos materiales sin heredar los defectos característicos de cada uno. Esta nueva posibilidad vendrá influenciada por el desarrollo de la técnica y conocimiento de ingenieros pioneros europeos de mediados del siglo XIX, como el francés Joseph Monier. Por otro lado, el desarrollo de la industria y los nuevos sistemas de producción, propiciaron el crecimiento y aparición de los primeros altos hornos y nuevas industrias cementeras en el territorio nacional.

La aparición tardía de las industrias del hierro en España permitió la fabricación de nuevas aleaciones de fundición y de acero que, sumado a sus mejoras resistentes y en sus características, poco a poco fueron introduciéndose en el sector de la edificación. En 1831 se instala el primer alto horno en Málaga, pero, debido a la falta de recursos de la zona y el coste de transporte, el conjunto de la industria se trasladó a la zona cantábrica y País Vasco, desarrollándose allí la industria siderúrgica (Temes, 2009, 1420).

Es un poco después, en 1845, cuando Joseph-Louis Lambot comenzó a fabricar objetos en los que se combinaba el hormigón y el acero, creando así este nuevo material o técnica del hormigón armado. La primera experiencia data de 1849, cuando el mismo Lambot construyó una barca de hormigón armado que fue presentada en la Exposición Universal de París de 1855, teniendo una gran aceptación y despertando el interés de ingenieros y arquitectos sobre el nuevo material y todas las posibilidades que ofrecía (Domouso de Alba, 2015, 80).

Pero no será Lambot el inventor oficial del hormigón armado; este nuevo título fue otorgado a Joseph Monier, un jardinero de Versalles quien, producto de la experimentación, desarrolló una serie de jardineras de cemento reforzadas con tela metálica, que daba continuidad al cemento, su material base.

Monier no inventó el material como tal, pero, a pesar de no entender el comportamiento estructural del hormigón y las armaduras de acero, concibió la idea de incluir telas metálicas o barras de acero dentro del hormigón en masa con el objetivo de reducir los espesores de los elementos constructivos y estructurales, disminuyendo como consecuencia el peso de los mismos sin perder la rigidez y resistencia (Domouso de Alba, 2015, 81)

Es en este momento cuando Monier continúa su trabajo y patenta distintos sistemas de tuberías, paneles de hormigón, puentes, escaleras, vigas e incluso cubiertas, vendiendo sus patentes posteriormente. Este hallazgo de Monier provoca un interés de extrapolar su uso al mundo estructural y arquitectónico, que provocará una carrera y lucha entre las empresas para el desarrollo de nuevos sistemas constructivos



Imagen 10 Barca de Joseph-Louis Lambot (Yepes, 2016)



Imagen 11 Tarjeta de identidad de Monier con un anuncio de sus macetas de hormigón armado (Archivo Monier, 2010)



Imagen 12 Sistema Hennebique, anuncio de concesionario 1900 (Alonso, 2013)

basados en el hormigón armado (Domouso de Alba, 2015, 81).

Francia fue una potencia pionera en el desarrollo del material, teniendo como referentes a dos constructores franceses, Edmond Coignet y François Hennebique. Fue este último el que alcanzó el mayor éxito empresarial, no sólo por su sistema de forjado de cemento armado reforzado con redondos, sino principalmente por su modelo de negocio.

Hennebique instauró una empresa formada por una red de franquiciados, mejorando así la difusión y utilización de sus patentes y sistemas constructivos. Por ello tuvo una gran presencia en España, siendo sus sistemas y patentes las que mayor implantación tuvieron durante la última década del siglo XIX (Alonso, 2013, 7).

Este nuevo material, que fue evolucionando y desarrollándose durante el siglo XIX, comenzó a utilizarse y extenderse a finales de siglo por toda Europa. Su difusión fue potenciada en gran medida gracias a la aparición de una gran cantidad de patentes que transmitían el conocimiento de hormigón armado y de la divulgación de los ingenieros franceses, a través de revistas francesas como *Le Ciment* (1896), *Le Béton Armé* (1896) o vienesas como la revista *Betón und Eisen* (1902). En paralelo, en el territorio español, la *Revista de Obras públicas* (1853) se convertirá en el máximo difusor del hormigón armado, recogiendo y transmitiendo las investigaciones, experiencias y patentes europeas a los técnicos españoles.

En el entorno europeo, el hormigón armado se mostró como una alternativa viable en la construcción estructural de las edificaciones de una forma rápida y eficaz. Entre 1890 y 1895, los nuevos promotores y empresas constructoras de hormigón armado pasaron a desempeñar la función de creadores de sistemas constructivos y soluciones para las estructuras proyectadas por los ingenieros y arquitectos.

Las patentes eran la herramienta necesaria para poder preservar la exclusividad de los diseños y del conocimiento y así poder permitir la experimentación del nuevo material. Es decir, era una forma de protección de las empresas frente al gasto producido por sus inversiones en investigación,

garantizándose un retorno económico en forma de ingresos (Domouso de Alba, 2015, 90).

El estudio de las patentes es un método utilizado por historiadores para poder vislumbrar el proceso de evolución de la historia de la construcción y, más concretamente, de cómo se introduce un nuevo elemento dentro del ámbito de trabajo y de las modificaciones que se van realizando en él (Martín, 2000, 674).

La necesidad de la introducción de las patentes por las distintas empresas constructoras o concesionarias se debe al propio proceso de elaboración del producto, ya que no se trataba solo de un único material sino también de procesos constructivos funcionales que debían ser desarrollados por las mismas empresas, surgiendo una necesidad de un gran crecimiento e implantación acompañado por una gran soporte financiero e industrial.

Estas empresas tuvieron una gran influencia en la evolución del hormigón armado por dos grandes motivos. Uno de ellos deriva de los primeros pasos dados en el uso del material, para el que se empleaban sistemas y procesos constructivos que la experiencia corroboraba que funcionaban, pero que tenían un escaso soporte científico. Por otro lado, las patentes aseguraban la financiación de la prueba-error del sistema constructivo y la experimentación con el material (Domouso de Alba, 2015, 90).

Las primeras patentes registradas en la *Oficina Española de Patentes y Marcas*, que pertenece al Ministerio de Industria, datan de 1884. La primera relacionada con el hormigón armado, proveniente de Francia, será el sistema Monier (1884). En ella se muestra una serie de procedimientos de construcción para las traviesas de ferrocarril, aplicables a los travesaños para formar recipientes de todas clases y construcciones en general, de hierro y cemento. Este nuevo material estaba más relacionado con la ingeniería que con la arquitectura, hecho que se puede percibir en una propia clasificación de las patentes en diferentes grupos: sistemas constructivos para obras públicas, traviesas para el ferrocarril, postes, tubos y conducciones, depósitos, silos y tinas (Martín, 2000, 674).

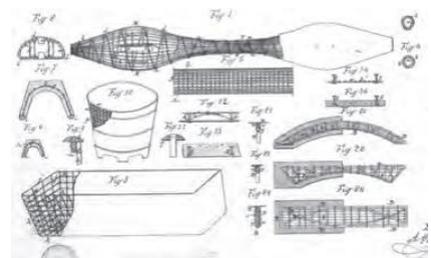


Imagen 13 Monier, patente española número 4433 1/2, 1884 (Domouso, 2015)

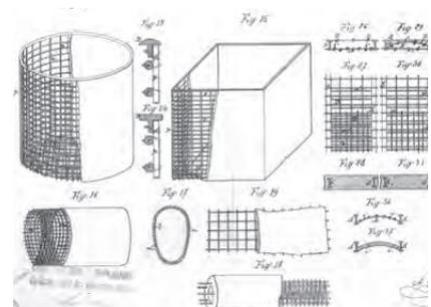


Imagen 14 Monier, patente española número 4433 2/2, 1884 (Domouso, 2015)

En 1893, el ingeniero militar Francesc Macià, crea la primera empresa española para la ejecución de obras de hormigón armado tras adquirir los derechos de la patente de Monier, dedicándose así a la construcción de redes de saneamiento, depósitos de aguas, tuberías y alcantarillado (Domouso de Alba, 2015, 90)

En cuanto a la fabricación del hormigón y la creación de cementeras, su origen su encuentra difuminado por las distintas opiniones de historiadores e investigadores. Sin embargo, la mayoría de ellos datan en 1895 la aparición de la primera fábrica cementera en Tudela (Asturias), dónde se inició la producción del nuevo cemento Portland y el hormigón en masa (Rosado, 2006, 47). Fue la única cementera instalada en España antes del siglo XX, con unos 50 años de retraso con respecto a Europa, como pasaría con el acero (Temes, 2009, 1421).

La utilización del hormigón armado como material estructural en la edificación, surgirá en España entre 1897 y 1898 de la mano de François Hennebique, anteriormente mencionado. Fue el ingeniero de caminos español Eugenio Ribera (representante de la empresa Hennebique en todo el territorio español) quien desarrolló el sistema patentado anteriormente en Francia, en 1892, lo que le permitía abarcar todos los elementos estructurales y ejecutar su construcción en hormigón armado (Domouso de Alba, 2015, 91).

Eugenio Ribera será considerado entonces como uno de los máximos referentes del hormigón armado en España. Había sido ingeniero del Estado, con una gran influencia en los círculos profesionales y empresas constructoras de obras civiles y de edificación. Y crearía una cantera de ingenieros constructores especializados en el uso del hormigón armado, todos ellos formados bajo la empresa Hennebique y sus estudios. Es por ello que este sistema tuvo una gran importancia en su desarrollo y expansión a través del territorio nacional. (Domouso de Alba, 2015, 200).

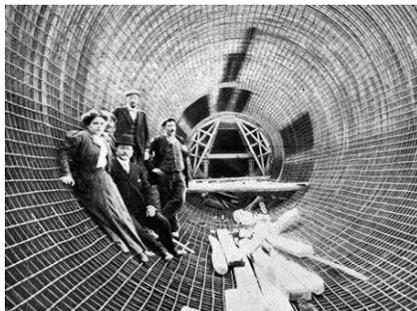


Imagen 15 Eugenio Ribera y su equipo en uno de sus proyectos (CEHOPU, 2010)

Esta nueva oleada de ingenieros concededores de la técnica derivó en una gran cantidad de empresas que seguían sus propias patentes modificadas, pero cuyo origen era el mismo y, al no existir ningún tipo de regularización, ni normativa en el desarrollo y aplicación de los nuevos sistemas

constructivos, comenzaron a patentar sistemas propios para ser explotados comercialmente.

Entre 1901 y 1903 casi todos estos pioneros patentaban sus sistemas con el mero objetivo de no pagar los altos cánones de las patentes originales, modificando en pequeños detalles los sistemas y creando así otros nuevos propios. Las patentes se convirtieron en un requisito imprescindible para todas las empresas que quisiesen dedicarse a la construcción con hormigón armado.

El libre ejercicio profesional por parte de las empresas constructoras derivó en la necesidad de la creación de una serie de bases normativas para la regularización del nuevo material, incluyendo la aportación bibliográfica de arquitectos e ingenieros influyentes de la época (Alonso, 2013, 9).

Las primeras normativas dedicadas a la edificación se centraban en el carácter sanitario o higiénico de las construcciones, pero finalmente y gracias al desarrollo de este material surgió la necesidad de crear una serie de reglas para el cálculo y ejecución del mismo. De manera progresiva aparecieron nuevas órdenes y normas sobre múltiples aspectos de la construcción, de modo que durante las primeras décadas del siglo XX el hormigón armado adquirió una completa base normativa (Alonso, 2013, 9).

En 1906, en Francia, nace la primera reglamentación sobre hormigón armado, la *Circular Ministerial Francesa*, que 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 Cargas*. En esta normativa se trataban los aspectos más necesarios para el desarrollo de las estructuras de hormigón armado: se exponían las cargas exteriores y las cargas de trabajo de los materiales, los estudios y desarrollos de las bases de la teoría de cálculo empleada, el proceso constructivo y la ejecución de las obras e incluso las distintas pruebas a realizar para la comprobación del correcto funcionamiento de la estructura (Marco, 2013, 115).

Es unos años después cuando, en 1914, se impulsa en España la primera norma española de obligado cumplimiento para el hormigón armado en las obras públicas: la Real Orden de 20

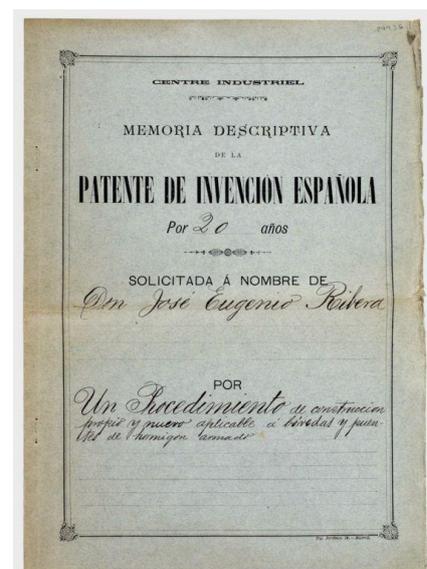


Imagen 16 Portada de patente nº29936 de Eugenio Ribera de 1902 (CEHOPU, 2010)

de octubre de 1914. Cabe resaltar que no era el único documento o libro utilizado como referencia, ya que entre otros destacaron importantes tratados empíricos y de cálculo como por ejemplo el *Manual práctico del constructor* del español Mauricio Jalvo Millán (1904), *Construcciones de hormigón armado* de Juan Manuel Zafra Esteban (1911) y obras con reconocimiento internacional como el libro *Eisen Beton – Le Beton armé* del suizo Emil Morsch (1906) (Alonso, 2013, 9).

Entre las obras anteriormente mencionadas, destaca la figura del ingeniero de caminos, canales y puertos Juan Manuel Zafra Esteban, cuya trayectoria profesional estuvo ligada desde muy pronto al uso del hormigón armado. Su primera obra con este material fue el embarcadero de mineral de San Juan de Aznalfarache, realizado en 1904 para una sociedad anónima que se dedicaba a la explotación de yacimientos de hierro en la localidad.

Zafra tenía una sólida formación científica, teórica y matemática que lo ayudó a desarrollar las teorías de cálculo de estructuras basadas en los principios de conservación de la energía, aplicados en las estructuras de hormigón armado. Su gran reconocimiento quedó reflejado en su incorporación al claustro de la Escuela Especial del Cuerpo de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, dirigiendo la clase de “*Construcciones de hormigón armado y Puertos y Señales Marítimas*”, que sería el inicio de la asignatura de “*Construcciones de Hormigón Armado y Puertos*”, inaugurada en el curso 1910-1911 como la primera asignatura docente de formación universitaria en España que comenzaba a tratar el desarrollo del nuevo material (Domouso de Alba, 2015, 92)

Anteriormente en 1897, en Francia, L'École des Ponts et chaussées ya había comenzado a impartir una asignatura sobre hormigón armado, cuyas clases eran dictadas por el ingeniero de caminos francés Charles Rabut, quién formaría parte de las comisiones de hormigón armado que establecerán las circulares francesas sobre el uso y cálculo del hormigón armado de la época.

El trabajo de Zafra estaba basado en el conocimiento y la curiosidad por las construcciones de hormigón armado que se realizaban fuera de España y nunca pretendió la exclusividad



Imagen 17 Retrato de Juan Manuel Zafra con uniforme de Cuerpo de Ingenieros (Saénz, 1990)

del conocimiento de los procesos de cálculo y constructivos que él desarrollaba, y que muchas patentes y sistemas licenciados ocultaban al resto de la comunidad; es por ello que sus proyectos resultaban de la introducción de los conocimientos científicos más recientes aplicados al proyecto de estructuras.

Zafra recuperó e introdujo las teorías energéticas, publicando en 1912 el primer tratado de cálculo de estructuras de hormigón armado español, y también publicó en 1911 el libro *Construcciones de hormigón armado*, siendo este el primer tratado de carácter científico sobre el hormigón elaborado por un técnico español (Domouso de Alba, 2015, 95).

A partir de los años veinte es cuando se multiplican las empresas especializadas, así como el uso del material por parte de los arquitectos jóvenes, formados ya en esta técnica a través de las Escuelas de Arquitectura de Madrid y Barcelona. En este momento es cuando el hormigón armado comienza a competir como sistema constructivo para edificaciones residenciales, promovido sobre todo por las operaciones de reforma interior de las ciudades y en los ensanches de crecimiento de las mismas.

El desarrollo de la industria cementera vendrá marcado sobre todo por distintas situaciones políticas vividas en la época. Durante la dictadura de Primo de Rivera aumentó la realización de Obras Públicas lo que, junto con los avances en los sectores siderúrgicos, metalúrgicos e hidroeléctricos, supuso un gran progreso y una importante demanda de cemento, de forma que entre 1923 y 1930 se triplicó su producción. Algo parecido sucederá a principios de los años 40, cuando el nuevo régimen político de Franco sea instaurado y se acometerá la creación de nuevas carreteras, embalses, pantanos y mejoras en puertos aumentando así el consumo de hormigón. Además, en la vivienda se introduce este material de bajo coste para subsanar la necesidad de la creación de nueva vivienda social protegida (Temes, 2009, 1422)

En cuanto a las aportaciones bibliográficas que supusieron una base teórica y empírica encontramos una extensa producción tanto en arquitectura como en ingeniería, tanto en tratados generales como en estudios particulares y

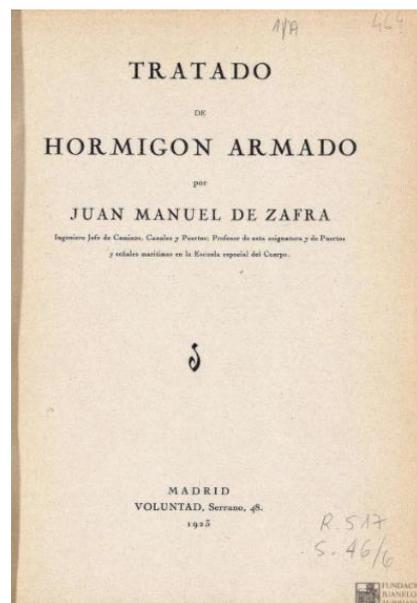


Imagen 18 Tratado de hormigón armado de Juan Manuel Zafra 1923 (Fundación Juanelo Turriano, 1923)

monográficos e incluso una gran cantidad de fuentes hemerográficas.

Las distintas revistas y periódicos de la época no eran meros complementos de información de libros y textos, sino que eran fuentes directas y de vanguardia donde se daban a conocer las novedades y aportaciones al sector, adquiriendo un carácter y protagonismo propio. Sobre todo, proporcionaban noticias relacionadas con la profesión, las obras que se estaban realizando, los nuevos materiales y técnicas constructivas, referencias bibliográficas y descubrimientos científicos (Alonso, 2013, 10).

En el primer tercio de siglo destacan no sólo las revistas específicas como *El Cemento Armado* (1901-1904), *El Eco de la Construcción* (1908-1913), *El Constructor* (1916-1919), o *La Construcción* (1918-1930), sino también las principales revistas de arquitectura como la prestigiosa *Arquitectura y Construcción* (1897-1916) y, sobre todo, *La Construcción Moderna* (1903-1936), que dedicaban buena parte de su interés hacia el hecho constructivo como base de la arquitectura (Alonso, 2013, 10).

Finalmente, desde el punto de vista de una relación directa entre arquitectura y el hormigón armado, este último simboliza la llegada de una modernidad arquitectónica. Esta introducción del hormigón está ligada a una renovación de la arquitectura, favoreciendo un cambio de expresión arquitectónica que se materializaría en paralelo al desarrollo de las vanguardias artísticas europeas a lo largo de los años 20. Frente a esta nueva arquitectura de principios del siglo XX en España, las construcciones ordinarias se mantenían fieles a las técnicas conocidas, en las que se solía edificar a base de muros de carga, con una arquitectura racional y bien construida que posteriormente podría ser decorada (Alonso, 2013, 12).

Con la introducción de este nuevo material evolucionaron las técnicas y sistemas constructivos y estructurales, y se utilizó exclusivamente en el esqueleto de las estructuras, con entramado ortogonal de pilares y vigas, aumentando la distancia de la luz de los vanos y la diafanidad. Se desarrollaron además los elementos en voladizo, obtenidos



Imagen 19 Sumario de la revista *La Construcción moderna* (Marco, 2012)

hasta entonces solo con el uso de estructuras metálicas, y mejoraron las prestaciones de seguridad frente a el fuego.

Estas características de función, de utilidad y de seguridad provocaron su empleo casi obligatorio en cualquier edificación de uso público, lo que afectará positivamente en los costes económicos de las construcciones. Todo ello promoverá el desarrollo de sus procedimientos y métodos de cálculo, evolucionando hacia una nueva concepción de la arquitectura.

2. ESTUDIO DEL HORMIGÓN ARMADO

El hormigón armado se transforma en un material con una gran difusión en el entorno de la construcción y la ingeniería a principios de siglo XX, al mismo tiempo que se desarrolla una creciente bibliografía detrás del mismo, debido a la necesidad de divulgar de las características del nuevo material, de sus aplicaciones y funciones. No solo se redactan informes o estudios sobre las características más útiles del material, sino que el ámbito de estudio se disgrega a lo largo diferentes campos.

En la sección de Construcción de la revista *Memorial de Ingenieros del Ejército*, se incluyen la gran mayoría de los avances en este campo, no solo los relativos a la irrupción de nuevos materiales, sino también de sistemas, de procesos de fabricación, aplicaciones, economía, innovaciones o teorías empíricas.

En cuanto al hormigón armado como tal, a lo largo de varias publicaciones se van exponiendo las nuevas ideas y los estudios relacionados del mismo, con la intención de su divulgación y comprensión, exponiendo sus ventajas e inconvenientes, su funcionamiento respaldado por estudios científicos y sus campos de aplicación, o las mejoras en la producción de este nuevo material.

Todo el conglomerado de estudios, experiencias y bibliografía relacionadas con el hormigón armado que se desarrolló a partir de finales del siglo XIX, en plena evolución del material, se ven plasmados en la redacción de las distintas normativas europeas que regulaban finalmente el cálculo y los procesos de ejecución. Esta normalización surgió como necesidad de los países pioneros en la técnica, los cuáles justificaban su creación ante la necesidad de poseer unas bases de diseño

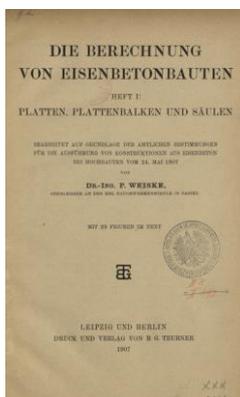


Imagen 20 Portada Normativa alemana (*Instrucciones relativas a las construcciones de cemento armado, 1907*)

racional, reforzadas por fundamentos teóricos y no por las experiencias de los constructores (Marco, 2012, 113).

En Alemania se mostró un gran interés por el desarrollo científico del comportamiento del hormigón armado, bajo el cual se redactó su primera normativa *Instrucciones relativas a las construcciones de cemento armado* (1904), que además incluía información sobre los materiales, el cálculo, la ejecución y recepción de las construcciones de este material (Marco, 2012, 114).

En 1900, Francia se dispuso a la creación de su propia norma dedicada a la unificación de los criterios de diseño y cálculo, encargada a una comisión formada por ingenieros como Charles Rabut o François Hennebique; en la cual debatieron durante cinco años la metodología para el estudio del comportamiento de hormigón armado hasta que, finalmente, en 1906 publicaron la primera normativa francesa, la *Circular Ministerial de Obras Públicas de 20 de octubre de 1906*. Se convertirá en una de las normativas más difundidas en Europa, siendo la circular más utilizada por los constructores españoles y la que tuvo mayor influencia sobre estos hasta la creación de la primera norma española en 1939 (Marco, 2012, 115).

Estas nuevas normativas recogieron las nuevas hipótesis elaboradas por los técnicos, relacionadas con el estudio del comportamiento del nuevo material, la resistencia de los materiales y cálculo de estructuras, que ya se habían desarrollado anteriormente para el dimensionado de vigas metálicas o de madera (Marco, 2012, 121).

Las bases de cálculo utilizadas se basarán en los métodos científicos del cálculo de la resistencia de los materiales utilizando, entre otras, la teoría de tensiones admisibles de Bernoulli-Navier para el conocimiento de la posición de la fibra neutra y el momento de inercia.

También recurrirán a la teoría clásica o teoría elástica, para el cálculo y diseño con hormigón armado, trasladando las hipótesis del comportamiento del acero a este nuevo material (Marco, 2012, 121).

En un artículo denominado *Hormigón armado, Aplicación de la teoría de la elasticidad*, publicado en 1935, en el número III

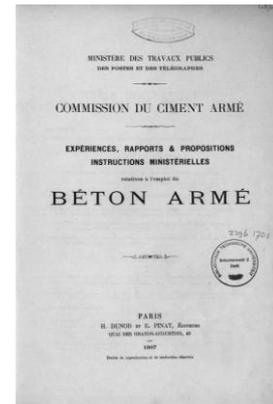


Imagen 21 Portada Normativa francesa (*Empleo del hormigón armado, 1907*)

de la revista militar; el Capitán de Ingenieros José García Fernández desarrollará una síntesis de la teoría de la elasticidad aplicada al hormigón armado con el objetivo de proponer una interpretación más sencilla de las leyes de la elasticidad y realizar una serie de estudios de aplicación mediante métodos de simplificación de fórmulas de la teoría.

García explica en su texto que para que poder aplicar las leyes de la elasticidad de Hooke a secciones de hormigón armado, se debía establecer una nueva relación entre los coeficientes de elasticidad del hormigón y el acero, para obtener así una homogeneización del hormigón. La circular francesa establecía para este valor una relación con un valor de 10; mientras que la normativa alemana de 15. Mediante esta traslación de valores se podría establecer entonces una relación lineal entre tensiones aplicadas en los elementos de hormigón armado y las deformaciones producidas en el mismo.

Esta relación será explicada por García a través de una gráfica comparativa, en la cual se observaba el distinto comportamiento del acero con respecto el hormigón, evidenciando el mal funcionamiento del hormigón con esfuerzos de tracción generados por la aplicación de cargas. (Imagen 22). También se afirma la existencia de un periodo elástico del material, que en esfuerzos de tracción este periodo termina cuando se produce un alargamiento unitario, floreciendo en su volumen fisuras; mientras que, para esfuerzos de compresión, el periodo elástico es mucho más amplio, debido al buen comportamiento, hasta momentos muy próximos a la ruptura del material (García, 1935, 461). (Ver Apéndice I)

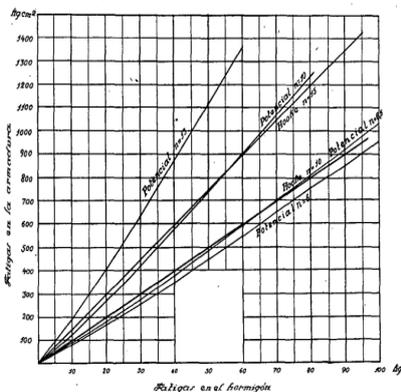


Imagen 22 Gráfico Fatigas-deformaciones (García, 1935)

Es también José García Fernando quien, en 1936, publicará un nuevo artículo denominado *Hormigón armado, Casos y fases de la flexión*, donde expone un nuevo estudio de la teoría de la flexión, surgido como un artículo complementario al anteriormente expuesto, en 1935. En este, García expone la problemática de la teoría de la flexión, sus distintas fases y su aplicación sobre elementos de hormigón armado definidos geoméricamente, dependiendo del tipo de acciones y cargas exteriores que afectan a los elementos.

Es en este artículo en el que propone un análisis de los distintos casos de la flexión, tanto como con cargas centradas como en la flexión compuesta, los cuáles son definidos por las acciones externas y provocarán la evolución en las distintas fases en la que las fatigas irán aumentando en el material siguiendo el proceso de flexión.

García explica en su texto que, si la carga o fuerza actuante está centrada con respecto a la sección de hormigón y la armadura repartida simétricamente, por razones de simetría las fatigas serán iguales en el hormigón, produciéndose en este caso la flexión simple.

Por otro lado, en el caso de la flexión compuesta, si la excentricidad es pequeña se puede conseguir que el descentramiento geométrico de la carga sea compensado con las secciones de armaduras, distribuidas de una manera adecuada, consiguiendo de esta manera el centramiento de la carga con respecto a la sección homogeneizada del hormigón (García, 1936, 101).

Finalmente, García explica que, si se calculan las secciones de los elementos prefijando la cantidad de fatigas permitidas por el material, las fórmulas generales nos indicarán un valor negativo representativo de esta situación. Esto significaría que, para satisfacer las ecuaciones, la armadura de compresión, en lugar de colaborar con el hormigón, tiene que contrarrestar parte de los esfuerzos en la zona comprimida, pudiéndose así reducir las dimensiones de las secciones o de las fatigas (García, 1936, 113).

Todas estas teorías científicas, tratados de Mecánica y estudios de las aplicaciones del hormigón armado, basaban su fundamento en el conocimiento del mismo y de establecer una serie de métodos para facilitar el cálculo de los elementos de hormigón armado. La demanda de su crecimiento como material estructural provocó la implantación de métodos prácticos y sencillos para determinar las dimensiones de las distintas piezas que forman los entramados, pilares, vigas y resto de elementos resolviendo cualquier tipo de problema estructural en la construcción.

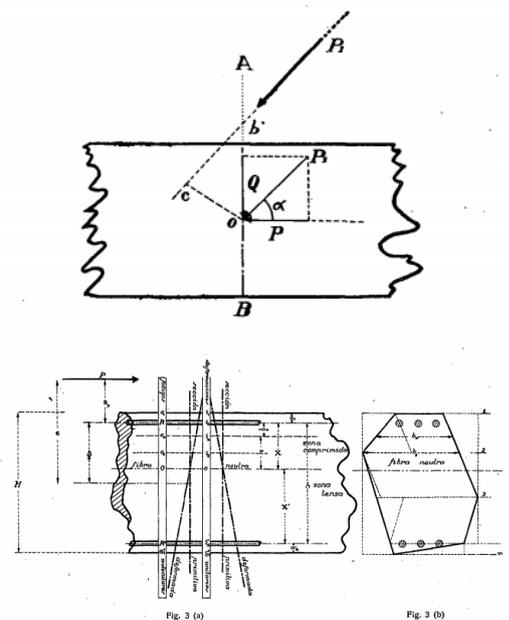


Imagen 23 Dibujos explicativos de la teoría de la flexión (García, 1935)

En 1902, en el mismo momento que se estaban redactando las distintas normativas europeas, el Coronel Ingenieros Juan Tejón Marín redactará un artículo en la revista número VI dónde, explicando esa necesidad de búsqueda de métodos prácticos y sencillos, presenta el trabajo de los ingenieros Luengo y González Irún, que obtuvieron una serie de módulos y coeficientes, obtenidos de la teoría de Hennebique. A través de estos se podría obtener el momento de ruptura, de trabajo y el coeficiente de seguridad de una sección cualquiera, fijando la proporción de metal que se emplease y teniendo en cuenta las dimensiones de la sección (Tejón, 1902a, 168).

A partir de estos datos, y a través de los módulos y las distintas características del elemento a calcular, Tejón expone una serie de tablas de referencia de vigas de 2 a 8 metros de longitud, que reflejan la resistencia de una viga y su progresión, mostrando la sección de la misma, su distribución de armaduras, su peso y el coste aproximado por metro lineal de cada una de las piezas (Tejón, 1902a, 169).

Como en el caso anterior, no solo se hace un estudio sobre vigas de hormigón armado, sino que también se estudia y se recopila la información sobre la realización de pilares y soportes de hormigón armado. Este apartado de soportes de hormigón también será descrito por Tejón Marín en otro artículo de la revista número XI del mismo año.

Establece entonces un cálculo sencillo, a través de una formulación, para la obtención de pilares de hormigón armado, fijando los coeficientes de resistencias en 25 kilogramos por centímetro cuadrado de hormigón y 10 kilogramos por milímetro cuadrado para el hierro o acero de la armadura.

A través de la utilización de la anterior formulación se realizaron una serie de tablas, similares a las del cálculo de vigas, pero en este caso recoge el estudio de ejecución de soportes de hormigón, pudiendo ser utilizadas con seguridad, proporcionando así un ahorro del tiempo de cálculo y de trabajo.

En estas tablas se puede observar las cargas resistentes de los pilares, el número de barras de hierro en su interior formando la armadura, el peso en kilogramos por metro lineal de hierro y del conjunto con hormigón, las dimensiones del pilar en

Escuadras.	RESISTENCIA en Kilgr.	SECCIÓN de la armadura necesaria.	NÚMERO DE BARRAS QUE PUEDE DIVIDIRSE LA ARMADURA.	PESO POR M. L. Kilgrs.	PRECIO aproximado por m. l. en pesetas.
0 ^m ,22>0 ^m ,26	1487	1144 ^{mm2}	4 de 19 ^{mm} diámetro ó 6 de 16 ^{mm} diámetro.	143	17,42
0 ^m ,22>0 ^m ,28	1724	1232	4 de 20 " ó 6 de 17 "	154	19,03
0 ^m ,22>0 ^m ,30	2178	1920	4 de 21 " ó 6 de 17 "	165	20,69
0 ^m ,22>0 ^m ,32	2232	1408	4 de 22 " ó 6 de 18 "	176	22,41
0 ^m ,24>0 ^m ,24	1382	1152	4 de 20 " ó 6 de 16 "	144	18,43
0 ^m ,24>0 ^m ,26	1622	1248	4 de 20 " ó 6 de 17 "	156	19,15
0 ^m ,24>0 ^m ,28	1881	1344	4 de 21 " ó 6 de 17 "	168	20,87
0 ^m ,24>0 ^m ,30	2160	1440	4 de 22 " ó 6 de 18 "	180	22,65
0 ^m ,24>0 ^m ,32	2457	1536	4 de 23 " ó 6 de 19 "	192	24,55
0 ^m ,24>0 ^m ,34	2774	1632	4 de 23 " ó 6 de 19 "	204	26,17
0 ^m ,26>0 ^m ,26	1757	1332	4 de 21 " ó 6 de 17 "	169	20,93
0 ^m ,26>0 ^m ,28	2038	1456	4 de 22 " ó 6 de 18 "	182	22,77
0 ^m ,26>0 ^m ,30	2340	1560	4 de 23 " ó 6 de 19 "	195	23,94
0 ^m ,26>0 ^m ,32	2662	1664	4 de 24 " ó 6 de 19 "	208	25,80
0 ^m ,26>0 ^m ,34	3005	1768	4 de 24 " ó 6 de 20 "	221	27,59
0 ^m ,26>0 ^m ,36	3369	1872	4 de 25 " ó 6 de 20 "	234	29,57
0 ^m ,28>0 ^m ,28	2195	1568	4 de 23 " ó 6 de 19 "	196	24,73
0 ^m ,28>0 ^m ,30	2520	1680	4 de 24 " ó 6 de 20 "	210	26,70
0 ^m ,28>0 ^m ,32	2867	1792	4 de 24 " ó 6 de 20 "	224	27,54
0 ^m ,28>0 ^m ,34	3236	1904	4 de 25 " ó 6 de 21 "	238	29,57
0 ^m ,28>0 ^m ,36	3628	2016	4 de 26 " ó 6 de 22 "	252	31,66
0 ^m ,28>0 ^m ,38	4043	2128	4 de 27 " ó 6 de 22 "	266	33,80
0 ^m ,28>0 ^m ,40	4480	2240	4 de 27 " ó 6 de 22 "	280	34,64
0 ^m ,30>0 ^m ,30	2700	1800	4 de 24 " ó 6 de 20 "	225	27,60
0 ^m ,30>0 ^m ,32	3072	1920	4 de 25 " ó 6 de 21 "	240	29,70
0 ^m ,30>0 ^m ,34	3468	2040	4 de 26 " ó 6 de 21 "	255	31,94
0 ^m ,30>0 ^m ,36	3888	2160	4 de 27 " ó 6 de 22 "	270	34,04
0 ^m ,30>0 ^m ,38	4332	2280	4 de 27 " ó 6 de 22 "	285	34,94
0 ^m ,30>0 ^m ,40	4800	2400	4 de 28 " ó 6 de 23 "	300	37,19
0 ^m ,30>0 ^m ,42	5292	2520	4 de 29 " ó 6 de 24 "	315	39,49
0 ^m ,30>0 ^m ,44	5808	2640	4 de 29 " ó 6 de 24 "	330	40,38

Imagen 24 Tabla dimensionamiento de vigas (Tejón, 1902a)

centímetro y el precio por metro lineal aproximado en pesetas del coste de construcción (Tejón, 1902b, 322). (Ver Apéndice II)

En la primera mitad del siglo XX, cuando aparecen publicados los artículos expuestos, el hormigón armado se convierte en un material estructural en el que la economía jugó un papel fundamental para su desarrollo. No solo se buscó una mejora en la obtención de las materias primas y su utilización, sino que esta necesidad de abaratar los costes del producto provocó un desarrollo también de la industria y de los procesos de elaboración del producto, invirtiendo tiempo y esfuerzo en intentar mejorar la cadena de obtención del hormigón armado (García, 1927, 307).

El Capitán de Ingenieros Antonio García Vallejo, en un artículo publicado en 1927, denominado *La fabricación continua del hormigón*; explica que uno de los objetivos esenciales del momento es la necesidad de obtener un rendimiento alto a través de la utilización de maquinaria de producción de dimensiones reducidas, que funcione con el número mínimo de obreros, abaratando el coste humano. Y con la que se pudiera obtener una mezcla homogénea mediante un instrumento apropiado independientemente de los elementos utilizados en la composición del hormigón, ya sea por su clase, naturaleza o tamaño (García, 1927, 307).

Uno de los procesos de elaboración más modernos de la época y que tuvo gran repercusión, al cumplir todas las condiciones anteriormente expuestas y destacando por la automaticidad en su funcionamiento, fue la *hormigonera continua Pelerín*, de origen francés. Lo que destacaba de este nuevo aparato era la división e independización de la dosificación, la obtención de la mezcla y el trabajo del obrero, el cual se limita a la reparación y vigilancia del correcto funcionamiento, manteniendo siempre una cadena continua de producción con una velocidad constante (García, 1927, 308).

Según García, el funcionamiento de la máquina se basaba en su división en dos partes. Una primera parte donde se encontraba el distribuidor-dosificador de áridos, dónde se realiza la dosificación y la mezcla a través de una serie de cámaras en cuyo interior se guardan diferentes tamaños de gravas y arenas. A través de una cinta continua y de las cavidades interiores de las cámaras se permite el paso de los

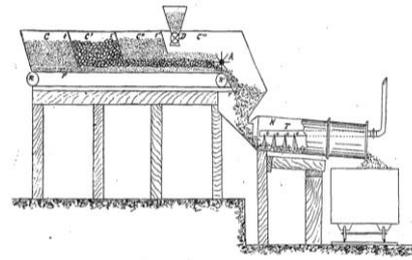


Imagen 25 Hormigonera continua
Pelerín (García, 1927)

materiales. La segunda parte de la maquina era donde se producía la mezcla de los áridos con el cemento aportado mediante un distribuidor en la parte final del proceso.

Debido a la inclinación y niveles de la máquina, el hormigón elaborado se deposita en vagonetas o aparatos de transporte de una manera continua para su utilización. Mediante este sistema de dosificación de los materiales, la mezcla podía ser graduada de antemano, bien por la cantidad de cemento utilizado como aglomerante, bien modificando las cavidades de las cámaras para cambiar la composición de las arenas y gravas y, como consecuencia, la cuantía de las mismas en la mezcla final (García, 1927, 310).

Este proceso de elaboración no será la única innovación para la fabricación del cemento utilizado en los hormigones. Durante el desarrollo de los distintos sistemas para la obtención de dicho cemento, surge un debate sobre qué tipo de hornos resulta más adecuado para consolidación del material, creando una gran confusión entre los fabricantes e ingenieros cementistas. Este debate fue propiciado por la reutilización de los hornos fijos en desuso debido a la implantación creciente de los hornos giratorios (González, 1921, 417).

Según el artículo *La fabricación de cemento* de Félix González, publicado en 1921 en la revista número XI, el auge de los hornos giratorios vino acompañado de las mejoras en su rendimiento a través de la introducción de aparatos externos que mejoraban la cadena de producción. No solo el molido y tamizado de las materias primeras, sino también el cálculo de las mezclas con gran precisión en laboratorios de las fábricas, la pulverización del carbón, la circulación racional de fases para el aprovechamiento del calor y correctores de temperatura.

Es entonces cuando el horno fijo o vertical queda en el olvido, debido a que ninguna de las nuevas tecnologías fue aplicada a este, posiblemente por el pensamiento de ingenieros de que la modernidad en las fábricas se basaba en la aplicación de las últimas novedades, mientras en las fábricas antiguas se mantenía la maquinaria convencional.

González expone en su texto que después de una serie de pruebas y estudios para equiparar el horno fijo al giratorio,

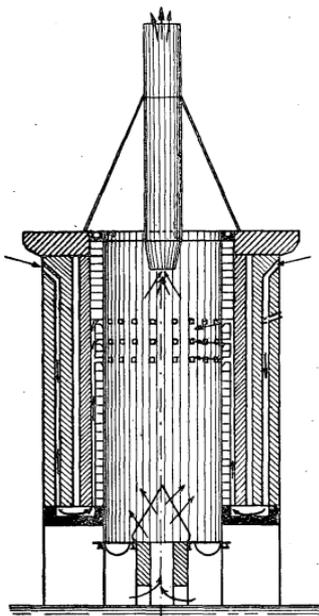


Fig. 1.—Tipo de horno vertical moderno.

Imagen 26 Horno fijo o vertical
(González, 1921)

surgen una serie de modificaciones en los hornos que encaminan hacia la utilización de hornos fijos o verticales. Las modificaciones que resucitaron al horno vertical se basaron en los siguientes principios: el funcionamiento continuo, carga y descargas automáticas, enfriamiento de las paredes para mejor conservación de las camisas, inyección de aire caliente procedente de la operación anterior y, finalmente, la existencia de medios para variar la marcha del horno dentro de amplios límites (González, 1921, 419).

Pero no serán todos estos avances la principal ventaja de los hornos verticales frente a los hornos giratorios. En este caso volvía a ser la economía en el proceso de producción, suponiendo un gasto menor de carbón por tonelada de cemento y obteniendo así mejores valores en la producción del hormigón, mientras que los hornos giratorios mantenían la ventaja de realizar hormigones más homogéneos (González, 1921, 420).

Este tipo de avances que se van produciendo para la mejora en el desarrollo del hormigón armado no serán los únicos. Aparte de los avances producidos en la industria, como se ha remarcado anteriormente, también hay un proceso de mejora del propio material a través de la investigación del mismo y de la adición de nuevos elementos para su mejora.

En 1923, en la sección de Crónica Científica de la revista número III, se explica el inicio de estudios sobre la calidad de asiento de la masa de hormigón y se propone supuestamente el método más sencillo y práctico para determinar la cantidad de agua que debe incorporarse al hormigón, algo muy importante debido al conocimiento de la influencia de su proporción en la mezcla con respecto la resistencia final del hormigón.

Este método es un predecesor del método actual, conocido como Cono de Abrams. Consiste en la utilización de un aparato formado por un molde de chapa metálica, no oxidable, con la forma de un tronco de cono, cuya base superior tiene diez centímetros, mientras que la inferior veinte centímetros y cuya altura es de treinta centímetros (Memorial de Ingenieros, 1923, 135).

Dentro de este molde se vertían tres o cuatro capas del hormigón a analizar, apisonando bien cada una de ellas con la

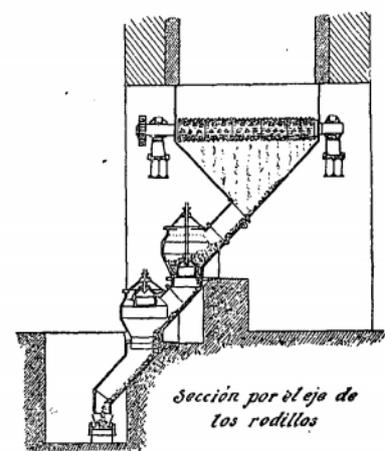


Fig. 8.

Imagen 27 Horno fijo o vertical (González, 1921)

ayuda de una varilla redonda con punta roma. Una vez retirado el molde, con un movimiento vertical directo, se dejaba que el propio hormigón se extendiera libremente sobre la superficie. El asiento de la altura de la masa será la medida de la consistencia de la mezcla (Memorial de Ingenieros, 1923, 135).

No solo se estudia el propio material sino la adición de nuevos elementos, como la introducción de residuos de carbón en el hormigón armado. Será esta vez en 1928, también en el apartado de Crónica Científica de la revista número XI, donde se exponen una serie de estudios realizados por investigadores ingleses, que trabajaban en el empleo del hormigón armado para las construcciones y edificaciones, donde sustituyó la grava del conglomerado por residuos de carbón, teniendo en cuenta la influencia en el mismo y sobre todo en las barras de acero de las armaduras.

Las investigaciones desembocaron en tres principios fundamentales para la utilización de este nuevo aditivo. Primero, se mostraba como el hormigón elaborado con residuos de carbón estaba expuesto a dilataciones durante el fraguado o después, si entraba en contacto con humedad. Segundo, el producto fabricado con tales residuos obtenía en su masa una gran permeabilidad, pero también permitía el acceso de aire y la humedad hasta las barras, aumentando el riesgo de corrosión. Y, finalmente, la presencia de compuestos de azufre podía dar lugar a reacciones que tendrían como resultado la corrosión de las armaduras (Memorial de Ingenieros, 1928, 411).

A falta de los resultados de las investigaciones finales, el propio artículo de Crónica Científica, aclara que tales inclusiones no deben de ser perjudiciales para su uso en hormigones armados debido a que tales residuos de carbón no reaccionaban en frío con los aceros, ni aun existiendo un contacto directo entre los mismo (Memorial de Ingenieros, 1928, 411).

3. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Debido al incremento de la utilización del hormigón armado en el campo de la construcción en España, se plasmó en el año 1921 por parte del Cuerpo de Ingenieros Militares, en el Congreso Nacional de Ingeniería; la necesidad de formular una serie de instrucciones y órdenes ministeriales que fijasen una norma para el cálculo, ejecución y recepción de toda obra de hormigón armado (Serra, 1921, 180).

Sería una nueva norma propia del territorio nacional, adaptándose a las prácticas habituales de construcción, teniendo en cuenta las condiciones climatológicas y características de los cementos nacionales y todos los factores que influyen en su producción. Todo ello basado en la competencia demostrada por los constructores y en el estudio teórico del hormigón armado muy desarrollado en territorio español (Serra, 1921, 180).

El Cuerpo de Ingeniero Militares pondrá como uno de sus objetivos establecer y divulgar una serie de orientaciones generales, con el trabajo de Ingenieros de distintas ramas que ofrecerían sus conocimientos y enseñanzas en base a su experiencia personal, pudiendo contribuir así al inicio del desarrollo de la normalización en el campo de la construcción.

Para reforzar esta idea, en la revista número V de 1921, el Capitán de Ingenieros Luis Serra Bustamante publicará un artículo titulado *Accidentes en las obras de hormigón armado* donde se realiza una serie de estudios sobre las causas que motivaban siniestros en las obras, tratando el tema en términos generales y proporcionando justificación y soluciones a los inconvenientes, remarcando la posibilidad de ser evitados gracias a la introducción de normas de carácter obligatorio.

La frecuencia en la que se producían accidentes no era mayor ni muy distinta a otras construcciones ejecutadas con otros materiales. Sin embargo, debido a la importancia del hormigón armado, un accidente en este tipo de construcciones suponía un problema grande por culpa de la solidaridad de los elementos resistentes realizados con dicho material: Estos accidentes eran más frecuentes durante el proceso de construcción, provocando un gran número de víctimas.

Serra aclaraba en su texto que los exámenes de los accidentes mostraban las causas que motivaban los mismos, dependientes de diversos factores que afectaban a la resistencia y solidez del conjunto constructivo. Se examinaron entonces defectos en el cálculo y organización, defectos en la ejecución, descimbrados prematuros, mala calidad de los materiales e incluso la influencia de parámetros y agentes exteriores.

A causa de la gran complejidad del cálculo de las obras de hormigón armado que se puede producir en algunas construcciones, y su complicada ejecución, que podría provocar una gran cantidad de errores, se expuso la posibilidad del empleo de fórmulas obligatorias que fuesen sencillas (aun disminuyendo la exactitud del cálculo), con limitaciones de espesores y peraltes, con coeficientes de pocas cifras, las cuales debían ser promovidas por las instrucciones nacionales oficiales. Este nuevo factor provocaría entonces una redacción y fiscalización de proyectos mucho más sencilla y sin realizar estudios individuales de cada caso (Serra, 1921, 182).

No solo se le otorgaba la importancia a la exactitud en los cálculos, sino que había problemas incluso más importantes relacionados con la ejecución de las mismas estructuras, ya fuera por los cambios de temperatura, el fraguado del hormigón, los errores en la organización de los elementos resistentes o el pandeo de piezas de grandes longitudes.

En el artículo del Capitán se hace un análisis de los problemas en la ejecución y se aportan distintas soluciones. En muchas ocasiones, la mala ejecución venía provocada por la rapidez en la realización de las obras (un punto muy a tener en cuenta en los concursos era el plazo de ejecución presentado por los

distintos constructores) pero también surgían problemas en los malos solapes y empalmes de las armaduras de hierro, o en la confección de la masa de hormigón y su utilización en etapas tardías, cuando el fraguado del mismo ya había sido iniciado.

Defectos presentados en pilares y soportes, por falta de resistencia, eran solucionados mediante el picado del hormigón hasta dejar al descubierto las armaduras; realizando posteriormente un nuevo hormigonado o mediante la adhesión de material recreciendo la sección del soporte, consiguiendo así la resistencia necesaria.

Por el contrario, los defectos de ejecución en las vigas tenían una difícil solución. Aquellos motivos relacionados con el desplome de las caras de la viga, solo otorgaban un mal aspecto visual y no afectaban a la resistencia, pudiendo corregirse con simples enlucidos. Pero las grietas originadas por los esfuerzos cortantes tenían una más compleja recomposición, siendo las únicas soluciones la utilización de zapatas o ménsulas envolviendo la cabeza de los apoyos, disminuyendo así la luz de las vigas (Serra, 1921, 184).

En cuenta a los forjados, los pequeños agrietamientos que se producían ya sean mediante grietas paralelas a los nervios o grietas irregulares y aleatorias por la retracción del hormigón, no comprometían la resistencia y normalmente eran inapreciables debido a los enlucidos inferiores y soleras superiores (Serra, 1921, 185).

En este caso, Serra remarca que adquirirían importancia las cubiertas y azoteas debido a la penetración del agua por dichas grietas, que podría dañar la armadura interior. Es por ello que se dispone sobre la cubierta algún sistema de cubrición, siendo uno de los más adecuados la cubrición mediante teja plana o alomada, lo que aseguraba la incombustibilidad y la impermeabilidad (Serra, 1921, 185).

La mala calidad de los materiales era otro factor influyente en el correcto desarrollo de las estructuras de hormigón armado. Estos se controlaban a través de unos pliegos de condiciones que detallaban las características que debían reunir los materiales, pero algunos de los componentes como gravas y arenas dependían de la buena práctica del contratista y del

ingeniero a cargo, debido a la relatividad de sus propiedades, faltas de un control exhausto.

A todos estos factores se le sumaron las acciones de causas exteriores. La falta de una buena cimentación fue la causa de fracaso de obra más recurrente, producido por el monolitismo de la estructura y la rigidez del sistema. Es por ello patente la necesidad de establecer un reconocimiento del terreno, mediante sondeos y calicatas para poder actuar con respecto a las necesidades del propio terreno (Serra, 1921, 190).

Las acciones del viento también afectaban a la construcción de hormigón armado provocando una gran cantidad de accidentes y defectos, sobre todo cuando la estructura de hormigón aún no había recibido los entrepaños de fachada que arriostraban y protegían del exterior. Los cambios de temperatura también provocaban dilataciones y contracciones que desorganizaban el sistema, lo que aconsejaba la utilización frecuente de juntas de dilatación, el uso de armaduras secundarias o la cubrición de los elementos durante el proceso de fraguado (Serra, 1921, 190).

Es por todos estos motivos por los cuales se exponía la discusión de la urgente implantación de unas instrucciones oficiales no solo para el cálculo y ejecución de las obras de hormigón armado, sino para establecer también reglas prácticas para evitar y remediar problemas y accidentes durante los procesos constructivos.

En el texto de Serra, se aborda como deberían de ser estas nuevas instrucciones, sobre todo prácticas y eficaces, con el empleo de fórmulas sencillas, cuadros y tablas con resultados, facilitando la producción de toda la obra constructiva. Unas normas que podían ser elaboradas con las bases de Instrucciones internacionales adaptadas al territorio nacional y a través de estudios de gran importancia de referencia como *La Mecánica* del General Marvá y la bibliografía de tratados de Zafra obteniendo así unas Instrucciones completas con carácter obligatorio.

Por otro lado, se remarca la necesidad de unas reglas constructivas, como apartado dentro de la nueva Instrucción. Unas reglas básicas que garanticen una buena ejecución de las estructuras de hormigón armado, incluyendo detalles

tipológicos para resolución de construcciones sencillas, y estableciendo parámetros fijos como el uso de procedimientos y sistemas por parte de las empresas (Serra, 1921, 195).

También se plantea crear normas sobre la utilización de barras redondas para armaduras y varillas para estribos, mallas y su cantidad, los espesores mínimos, la longitud de empalme, las mediciones de gravas y arenas de la composición del hormigón, el sistema de cimbras y maderas utilizadas e incluso realizar pruebas de cargas, indicando su colocación, la cuantía del peso y duración de las pruebas (Serra, 1921, 196).

Trabajos e investigaciones marcarían las bases de esta nueva instrucción, a través de pequeñas recomendaciones, estudios y datos de los cuales se informaba sobre nuevos métodos o procesos constructivos o incluso sobre el correcto uso y trabajo de los materiales que se emplean en la construcción con hormigón armado. Por ejemplo, un famoso artículo publicado por el Departamento Británico de Investigación Científica e Industrial mostraba la necesidad de tomar una serie de precauciones a la hora de asegurar un correcto enlace entre hormigones de distintas edades. Este establecía una serie de soluciones para la buena unión del material.

El artículo inglés es recogido dentro del apartado de Crónica Científica de la revista militar de 1930, en el número XI, en el cual se ofrecen recomendaciones para los enlaces de los elementos. Cuando el hormigón nuevo debía unirse con otro de no más de cuatro horas de edad, la capa exterior de lechada del hormigón más antiguo debía eliminarse para la correcta unión de los dos hormigones. En cambio, si el hormigón de edad tardía sobrepasaba las cuatro horas, se realizaba el mismo procedimiento, pero esta vez las superficies se escarificaban con escobillas de acero y se añadía una capa de mortero de cemento del mismo tipo que el del hormigón. Finalmente, si el periodo era mayor de tres días, el proceso a seguir era el de picar la superficie, limpiarla con brocha metálica y agua, con una adhesión de una capa de cemento puro y otra de mortero de cemento (Memorial de Ingenieros, 1930, 548).

Otros artículos, incluso de una revista sudafricana, incluido también en la sección de Crónica Científica de 1921, número III, exponían cómo se introducen nuevos sistemas tipológicos de entibamiento con codales y pies derechos de hormigón armado. Con este nuevo método se permitía un asiento cuando el pie derecho sufría una sobrecarga, ya que estos estaban formados por una columna hueca de hormigón armado llena de arena u otro material compresible, y así transmitían el empuje del terreno (Memorial de Ingenieros, 1921, 108).

Entre esta búsqueda de crear una normativa y una regulación de los sistemas y procesos constructivos, aparecen sistemas patentados por las distintas constructoras y una gran cantidad de nuevos métodos y recomendaciones. Dentro del Cuerpo de Ingenieros Militares destaca el oficial del cuerpo D. Juan Noreña Echevarría y el desarrollo de su patente de sistema constructivo conocido como *Sistema Noreña*. Entre la gran cantidad de aplicaciones que se desarrollan, esta tuvo una gran aceptación para las construcciones económicas de hormigón armado.

El Capitán de Ingenieros Manuel Miquel Servert, en 1928, en la revista número X, redactará un artículo explicativo del Sistema Noreña bajo el nombre *El Sistema Noreña de hormigón armado en las construcciones económicas*. Miquel expuso que el sistema consistía en una serie de pilares en forma cruciforme y en forma de "t" forjados de una única vez y entre cuyas alas se apoyaban los encofrados del muro, también de hormigón armado. Estos últimos constituirían el cerramiento de la fachada o tabiques de distribución y servirían a la vez de apoyo de los forjados.

El resultado era un forjado reforzado y atado en todo su contorno, mejorando así la economía de los espesores de los elementos resistentes. Este sistema podía ser completado con una segunda hoja de hormigón armado paralela y ejecutada a la vez que la primera o una segunda hoja de ladrillo a panderete, con el objetivo de introducir cámaras de aire aumentando el aislamiento con el exterior (Miquel, 1928, 391).

Los encofrados utilizados en este sistema tenían diferentes formas, siendo el más habitual el de palastro formado por

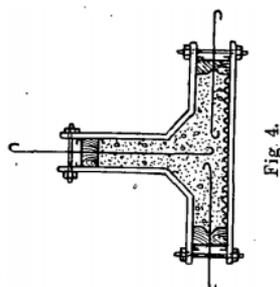


Fig. 4.

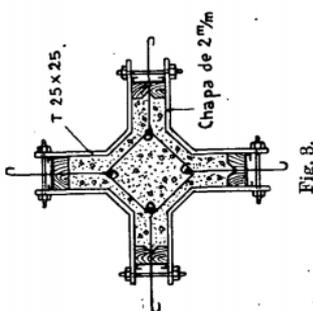


Fig. 8.

Imagen 28 Sistema Noreña para pilares (Miquel, 1928)

cuatro formeros angulares, cuya yuxtaposición daba lugar a la forma de los pilares cruciformes o en “t”. Una vez realizados los apoyos y soportes, se procedía al encerramiento de las alas de los pilares para la ejecución de los muros. Los muros estarían formados con mallas metálicas, unidas a su vez a hierros embebidos en el hormigón de los soportes y pilares (Miquel, 1928, 393).

De la sencillez del sistema destacaba su fácil aplicación y ejecución por parte de mano de obra no cualificada, utilizándose sobre todo para la ejecución de viviendas de regimiento (ejemplo: Regimiento de Ceuta) para los propios soldados, los cuales participaban en su construcción. El otro factor que destaca es el económico ante la necesidad de creación de viviendas de bajo coste, siendo un gasto inferior a 2.500 pesetas por viviendas, incluyendo obras de fontanería e instalaciones, con un margen de entre 90 a 100 pesetas por metro cuadrado (Miquel, 1928, 394).

En el territorio nacional se extendieron con mayor importancia los sistemas Monier y Hennebique, y estos no solo han sido utilizados en construcciones civiles, sino que también fueron testados y utilizados en aplicaciones militares, obteniendo un estudio detallado del mismo y sus detalles constructivos, con una distinción entre los diferentes elementos de construcción de hormigón armado.

El Teniente Ricardo Seco de la Garza publicará a lo largo del año 1900, en los números V, VI y VII, bajo el título de *Detalles prácticos de la construcción de obras de cementos u hormigón de cemento y hierro*; una serie de artículos basados en los sistemas constructivos más innovadores y sus distintas aplicaciones.

Para la construcción de pisos o forjados, que constaban de elementos iguales que los pisos ordinarios, Seco de la Garza expone cómo los ingenieros adoptaron nuevos sistemas e invenciones para mejorar la economía en la construcción. El primer sistema más común, utilizado también por Hennebique, consiste en la prefabricación de elementos de hormigón armado, mediante la utilización de moldes. Formarse partía de un molde de madera, sobre el cual se depositaba el hormigón mediante capas y las armaduras de hierro, apisonando el primero con el objetivo de obtener una

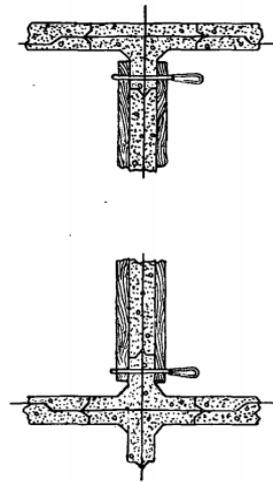


Imagen 29 Sistema Noreña para muros (Miquel, 1928)

mejor compacidad y evitar la formación de cavidades interiores, obteniendo así las piezas prefabricadas para disponer en obra (Seco de la Garza, 1900, 146).

El sistema de Hennebique constaba de dos elementos principales, las bóvedas planas o losas de hormigón armado, que actuaban como forjado, y los nervios o vigas. Las losas estaban formadas por una masa de hormigón armado de espesor variable, de entre ocho y doce centímetros, dependiendo de las cargas que debían de soportar (fig 1).

Las vigas estaban formadas por una solera superior de hormigón, compuesta por dos semi-losas adyacentes y una inferior con dos o más barras de hierro, unidas ambas mediante un prisma de hormigón y unos estribos de hierro resistentes al esfuerzo cortante. Para su construcción, se introdujo la aplicación de pies derechos, que constaban de una masa de hormigón en base formado en su interior por cuatro o más barras de hierro unidas por bridas. (fig 3.). En la figura 4 se muestra con un detalle en planta la composición de este tipo de forjados, y en las diferentes figuras los distintos elementos que se utilizaban en el proceso constructivo (Seco de la Garza, 1900, 147).

El sistema Hennebique fue muy utilizado en la época, pero resaltaba por un inconveniente. Afectaba a la economía de la obra debido a la gran cantidad de madera que se exigía en los encofrados que, por lo general, no era aprovechable en posteriores construcciones debido a la personalización de las estructuras de hormigón armado. Es por ello que surgen también nuevas disposiciones constructivas que mejoran este sistema, entre las que destacan al Andamio del ingeniero francés Mr. Martínez (fig 23 y 24) (Seco de la Garza, 1900, 174).

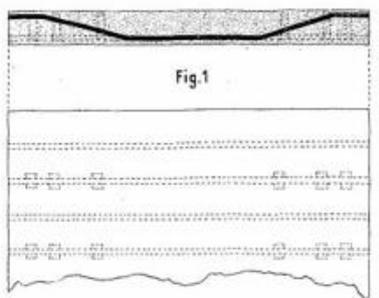


Imagen 30 Losa de hormigón armado Hennebique (Seco de la Garza, 1900)

Mediante este nuevo sistema se construye el forjado por medio del andamio, adaptándose por disposiciones especiales a las distintas luces de los mismos. El andamio consistía en dos planchas metálicas, dispuesta de canto y articuladas por sus extremos y libres en el otro (Seco de la Garza, 1900, 174).

Seco de la Garza, por otro lado, explica en el final de sus artículos de la revista militar, que el segundo sistema o proceso constructivo más común del momento se basaba en

la construcción de piezas de manera aislada. Este sistema consistía en construir separadamente cada uno de los distintos elementos que formaban parte de los forjados, cabios, vigas principales y recuadros de forjados, con el objetivo posterior de montarlos uniéndolos con mortero rico en cemento.

Las principales ventajas que presentaba este nuevo sistema era la economía en la utilización de la madera, puesto que un solo molde servía para la elaboración de una gran cantidad de piezas del mismo tipo y, por otro lado, permitía probar las distintas resistencias de cada pieza de una manera aislada para comprobar su correcto funcionamiento (Seco de la Garza, 1900, 175).

También presentaba unos puntos negativos relacionados con la falta de seguridad en los solapes y uniones, y la necesidad de grandes maquinarias elevadoras para el transporte de cada una de las piezas debido al elevado peso; sin embargo, eran inconvenientes mínimos, ya que también se producían en la realización de obras de construcción ordinarias.

Para la ejecución de tabiques se plantaba la posibilidad de emplear uno o dos encofrados. En la primera opción, más habitual, el mortero de cemento se arrojaba con la paleta con fuerza sobre la pared del encofrado, desplazando el esqueleto de hierro para una correcta penetración del compuesto, mientras que con la utilización de dos encofrados, cada uno a un lado del esqueleto de hierro, se introducía el mortero entre los dos encofrados evitando el desplazamiento de la propia armadura interior (Seco de la Garza, 1900, 175).

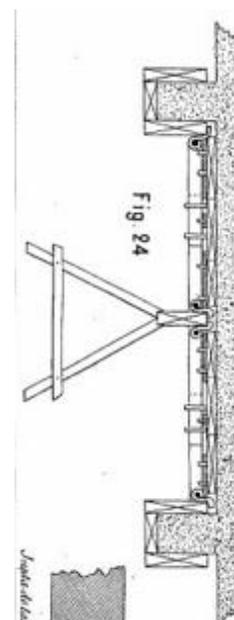


Imagen 31 Andamio Mr Martínez (Seco de la Garza, 1900)

4. ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS DE HORMIGÓN ARMADO

4.1 CIMENTACIONES

Durante mucho tiempo los edificios y construcciones, ya fueran de carácter público o privado, alcanzaban alturas moderadas variando entre 3 y 5 pisos, apoyadas sobre cimentaciones realizadas con cálculos sencillos obteniendo presiones unitarias del terreno, suficientes para el coeficiente de trabajo admisible de los terrenos. Por el contrario, y debido a la evolución en el desarrollo de las estructuras de los edificios, desde finales del siglo XIX se ha producido un crecimiento notable de la altura de los mismos.

Este aumento del tamaño de los edificios vino influenciado en parte por la aparición y desarrollo de sistemas constructivos, ya sea utilizando entramados metálicos o mediante hormigón armado; pero, por otro lado, se comenzó a observar en el estudio de las cimentaciones una concentración de cargas en los apoyos limitados de las estructuras en contacto con el terreno, surgiendo la necesidad de realizar estudios sobre la determinación de las cargas y el punto de aplicación de la resultante de las mismas en los cimientos para su cálculo y dimensionado.

En el número II de la revista de 1936, el Teniente Coronel de Ingenieros don Arístides Fernández Matews publicó un artículo titulado "*Cimientos de hormigón armado para apoyos aislados*", en el que defiende la utilización de un entonces novedoso sistema constructivo, como serán las cimentaciones de hormigón armado. Fernández explica y debate las grandes ventajas con respecto sistemas anteriores, tanto en la economía de las obras, reduciendo la cantidad de material necesario para su elaboración o la profundidad de

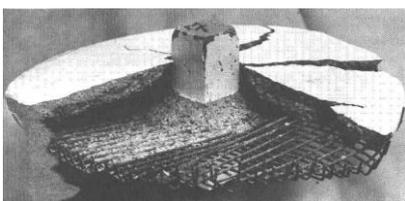


Imagen 31 Cimentación aislada
(CEHOPU, 1910)

las excavaciones, como también limitando el volumen y como consecuencia de ello el peso de las cimentaciones.

Comparará la utilización de cimentaciones de hormigón armado con respecto a otros sistemas de cimentaciones coetáneas, tales como los emparrillados de viguetas de acero. Mientras que en estas últimas la resistencia del cimiento dependerá de los esfuerzos transversales que sean capaces de soportar las viguetas que forman el cimiento, y el hormigón actúa como protector del acero y repartidor de las presiones sobre el subimiento; en los cimientos de hormigón armado, ambos materiales trabajan de una manera característica y natural con sus propias propiedades, siendo esta la mejor opción, ya que permite así unos enlaces perfectos entre todas las partes de la misma (Fernández, 1936, 60).

Las normativas más importantes a nivel europeo, como la francesa de 1925 y la alemana de 1932, no recogerán información sobre cimentaciones de hormigón armado; mientras que las normas españolas se referencian en los tipos de cimentaciones descritos en el tratado empírico "*Manual práctico del constructor*" de 1904 de Mauricio Jalvo Millán.

Este tratado recogía una gran cantidad de sistemas patentados por su propio autor, con múltiples casos prácticos y ejemplos de ejecución de elementos de hormigón armado, basados todo ellos en sus propias experiencias. El objetivo principal de esta obra fue la de difundir la técnica del nuevo material, definiendo los elementos que se podían construir y cómo calcularlos, la cantidad de operarios, los materiales y la ejecución de los mismos (Marco, 2012, 86).

El ingeniero sanitario militar Eduardo Gallego Ramos, cofundador junto al arquitecto Luis Sanz de Terreros de *La Construcción Moderna* (Monjo, 2019) redactará en 1905 una reseña en su revista, donde aborda así la referida obra: *En resumen: el libro del Sr. Jalvo contiene numerosos y utilísimos datos prácticos, y aunque tiene algunas deficiencias, cosa irremediable tratándose de un Manual que tantas dificultades ofrece, éstas poco influyen en el mérito de la obra, que será seguramente adquirida por cuantos en España quieran conocer o aplicar el cemento armado* (Gallego, 1905, 345).

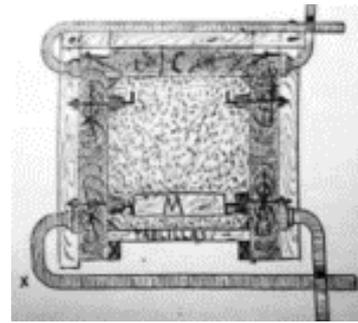


Imagen 32 Encofrado de pilar
"Manual práctico del constructor
(Jalvo, 1904)

Fernández también explicaría en un artículo, publicado en el Memorial de Ingenieros en 1932, que el objetivo principal que se perseguía en la utilización de cimentaciones de hormigón armado era la obtención de unos asientos de los distintos apoyos de las cimentaciones mínimos y uniformes entre ellos y, como consecuencia, otorgaba una gran importancia a las consideraciones sobre las cargas aplicadas a los cimientos.

Si los soportes utilizados en la estructura de hormigón armado se encontraban correctamente calculados con respecto a las cargas que deberían transmitir la cimentación, habría un correcto asiento uniforme; en caso contrario, se producirían asientos diferenciales provocando así la deformación de la estructura, desarrollándose esfuerzos anormales en todas las piezas de la misma y provocando la pérdida de verticalidad de los soportes, sometidos al fenómeno de flexión compuesta.

Las cargas permanentes aplicadas en las estructuras de hormigón no suponían un esfuerzo extra en el cálculo de las mismas, ya que estas eran consideradas como cargas que actuaban en todo momento y sus modificaciones estaban limitadas por el propio peso de los materiales de construcción, siendo consideradas más importantes las cargas accidentales o sobrecargas para el cálculo de los cimientos (Fernández, 1932, 387).

En el caso de las sobrecargas variables, muy inferiores a las cargas permanentes, no existía ningún inconveniente por parte de los diversos ingenieros en poder prescindir de este tipo de esfuerzos para el cálculo de los cimientos, debido a que los efectos provocados eran insignificantes y no contribuían en gran medida al fenómeno del asiento de los mismos. Por otro lado, los efectos de sobrecarga debidos al peso de la nieve y de la presión del viento sobre las superficies verticales e inclinadas también eran prescindibles en el cálculo, por tratarse de cargas intermitentes que no producen efectos sobre el subcimiento debido a la acción constante de las cargas permanentes (Fernández, 1932, 387).

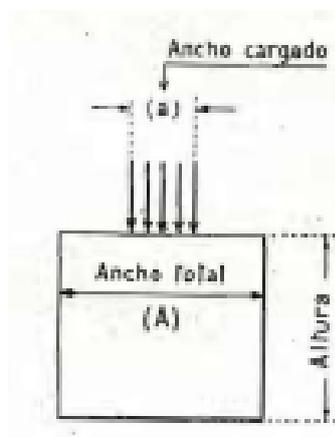


Imagen 32 Representación de cargas (Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón, 1939)

Conjuntamente se generaliza un sistema de reducción de sobrecargas en el cálculo de soportes de hormigón armado, que afectará directamente al valor de cargas transmitidas a la cimentación. Este sistema, que figuraba en las ordenanzas de

construcción de la ciudad de Nueva York, desarrollaba un cálculo para soportes basado en la baja probabilidad de que todos los pisos de un edificio estén sometidos en un mismo momento a sobrecargas máximas. En el último piso se tenía en cuenta la sobrecarga total correspondiente al mismo, mientras que, en los inferiores, en cada piso se reducía un 5 % la sobrecarga total, llegando a una disminución máxima del 50 % y obteniendo finalmente así en los apoyos inferiores las cargas transmitidas por los mismos para su cálculo de la cimentación (Fernández, 1932, 388).

En normas de referencia europeas coetáneas a la publicación de la revista militar, como eran la norma francesa de 1906 y la alemana de 1907, se establecían las distintas cargas tanto permanentes, de peso propio y sobrecargas, en función del uso que iba a soportar la estructura de hormigón armado. En la norma francesa las cargas se clasificaban dependiendo de su uso, ya fuesen puentes, forjados, cubiertas u otro tipo de construcciones; mientras que en la norma alemana trataban el valor de las cargas dependiendo de las vibraciones que podrían producirse en el edificio, las cuales estaban asociadas a distintos usos, siendo vibraciones moderadas las relacionadas con un uso residencial o comercial (Marco, 2012, 117).

Por lo que respecta a la primera norma española de 1939, no dedicará ningún apartado para el cálculo de las cargas debido a la existencia de un reglamento paralelo y no será hasta la norma de 1941 dónde se estableció un nuevo apartado dentro del *Capítulo Primero: Disposiciones Generales*, en el cual se describían las sobrecargas a considerar en función del uso y tipología del edificio, simplificando así al cálculo y la construcción (Marco, 2012, 153).

Actualmente, en la norma española del Código Técnico de la Edificación, más concretamente en el documento de seguridad estructural y acciones en la edificación (CTE-SE-AE), aplicable en la determinación de las acciones sobre los edificios para el cálculo estructural, cumpliendo los requisitos de seguridad estructural se establecen tres tipos de acciones que afectan al cálculo de las acciones.

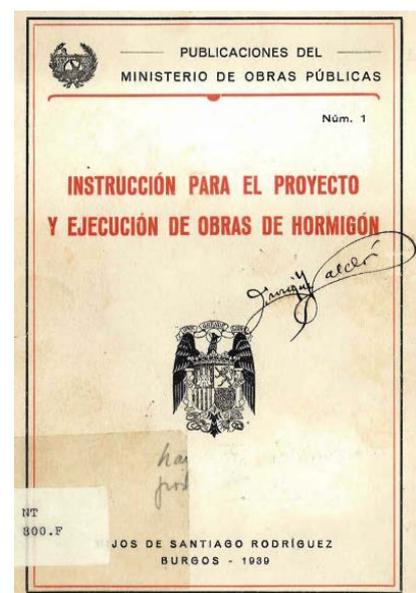


Imagen 32 Portada Norma española (*Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón*, 1939)

En el apartado número 2, *Acciones Permanentes*, se describen dichas acciones, las cuales estarán formadas por el peso propio de los elementos constructivos, el pretensado y las acciones del terreno. Las acciones variables están compuestas por la sobrecarga dependiendo el tipo de uso del edificio, así como las acciones del viento, acciones térmicas y sobrecargas de nieve; todas ellas recogidas en el apartado número 3 *Acciones Variables*. También quedan reflejadas las acciones accidentales provocadas por los sismos, incendios o impactos en el apartado 4 *Acciones Accidentales*.

En cuanto a la necesidad o no de tener en cuenta los demás tipos de sobrecargas para el cálculo de las presiones del terreno, las opiniones entre los expertos estaban enfrentadas. Unos, como el ingeniero estadounidense Schneider, preferían no considerar estas sobrecargas, exceptuando cuando se tratara de pesos importantes almacenados que casi podrían considerarse como cargas permanentes ya que, según él, si se tenían en cuenta la relaciones entre las sobrecargas y las cargas permanentes serían diferentes en los apoyos y como consecuencia provocarían asientos diferenciales (Fernández, 1932, 392).

Mientras que otros, como el físico escocés Alexander Fleming, defendían la posición de siempre sumar un tanto por ciento de la sobrecarga total a la carga permanente. Debido a la gran disparidad de criterios en relación a la obtención de las cargas actuantes sobre las estructuras de hormigón armado y el cálculo de las cimentaciones del mismo material, los ingenieros norteamericanos mencionados anteriormente desarrollaron una serie de procedimientos para la obtención de las cargas (Fernández, 1932, 392).

El primer procedimiento, planteado por el primero de los técnicos mencionados anteriormente, fue denominado como *Schneider*. Este consistía en determinar la relación existente entre la carga accidental y la permanente en los distintos apoyos que podían existir en un edificio y tomar como referencia aquel cuya relación fuera la máxima. A continuación, se calculaba la superficie de la base del cimiento de referencia, con arreglo a la resistencia del terreno, teniendo en cuenta la carga total del apoyo.

Se dividía entonces la superficie obtenida por la carga permanente, obteniendo así el coeficiente de trabajo del terreno, denominado carga unitaria reducida, cuyo valor representa solo la aplicación de las cargas permanentes. Para poder obtener las dimensiones de los distintos apoyos de la cimentación, se dividía la carga permanente aplicada en cada uno de los mismos por la carga unitaria reducida, obteniendo así el mismo coeficiente de trabajo del terreno en cada apoyo. Se lograba así, mediante este procedimiento, unas superficies de cimentaciones más grandes que las necesarias, excepto para el cimiento del apoyo tipo tomado como referencia.

Otro de los procedimientos utilizados fue el *McCullough*. Este, siendo muy parecido al anterior, se diferenciaba en la utilización de un distinto apoyo de referencia. En este caso se utilizaba el apoyo con un valor mínimo de relación de cargas. Las superficies de las cimentaciones obtenidas mediante este procedimiento eran menores que mediante el método tradicional y el procedimiento anterior, siendo esto un problema en el caso que estuvieran actuando simultáneamente en la estructura todas las sobrecargas al mismo tiempo (Fernández, 1932, 393).

En ambos métodos se prescinde de la utilización de las cargas accidentales, siendo esto un inconveniente para algunos ingenieros. Es por este motivo que Fleming desarrollará su propio sistema basado en el procedimiento *Schneider*, modificando el método para hallar la carga unitaria reducida y, como consecuencia, las dimensiones de las bases de las cimentaciones.

En este caso, al tener en cuenta las cargas accidentales, se obtiene la carga unitaria reducida dividiendo el resultado de sumar la carga permanente en el apoyo tipo con la tercera parte de su carga accidental y las áreas de las bases de los cimientos se determinan dividiendo por la carga unitaria con los resultados de sumar la carga permanente de cada apoyo. (Fernández, 1932, 394).

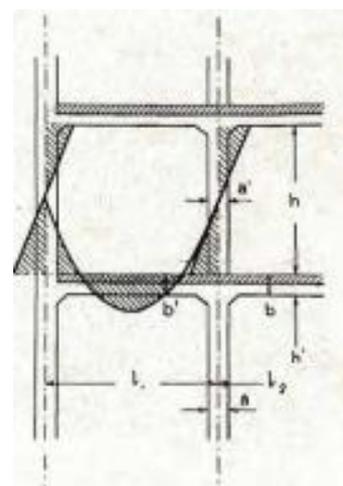


Imagen 32 Representación aplicación de cargas en pórticos (Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón, 1939)

El uso de estos nuevos procedimientos constructivos para la obtención de cimentaciones elaboradas con hormigón armado provocó el desarrollo de diversos tipos de apoyos para las diferentes necesidades constructivas del momento. Surgen así las nuevas cimentaciones tanto superficiales de hormigón armado, formadas tanto por cimientos aislados de un apoyo (zapatas aisladas) o de dos o más apoyos (zapata combinada); como por otro lado las cimentaciones profundas de hormigón armado (pilotes), ya sean prefabricados en moldes e hincados mediante procedimientos mecánicos del momento, o los que se realizan in-situ en el propio lugar de ejecución.

Estos últimos surgen cuando el nivel apto para cimentar se encuentra muy por debajo del arranque de la estructura; la excavación en este caso necesaria para realizar una cimentación directa sería de un gran elevado coste, siendo la solución más adecuada la utilización de estas cimentaciones profundas por pilotes.

La elección del tipo de cimentación a utilizar venía determinada por una serie de aspectos, como son las características del propio terreno a cimentar, las propiedades de la estructura que ha de soportar (como asientos) e incluso la presencia de edificios colindantes. Es por ello que, debido a estos variados requisitos, en algunas ocasiones se presenta la necesidad de realizar una solución de cimentaciones intermedias, sobre todo cuando se refiere a la profundidad a la que se encuentra el nivel adecuado para cimentar.

Es por ello que surgieron las cimentaciones de hormigón armado con ensanchamiento de la base. Estas cimentaciones, de grandes dimensiones, conllevaban la necesidad de ejecutar grandes excavaciones y como consecuencia de ello un gran consumo de materiales, por lo que su coste resultaba elevado. Además, una cimentación de este tipo implicaba un aumento del peso, con lo que se incrementaba la carga final transmitida al terreno.

Por su parte Arístides Fernández, como experto en cimentaciones de hormigón armado, redactaría otro artículo (número VII) en el año 1934, basado en las cimentaciones con ensanchamiento en la base. Este tipo de cimentaciones especiales eran admitidas si se cumplían alguna de las

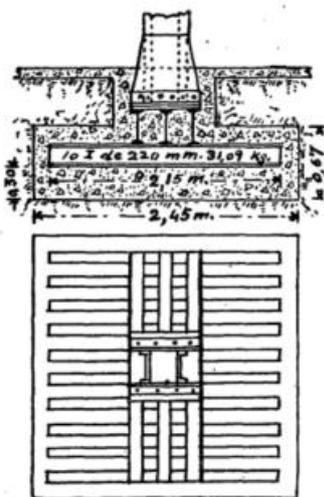


Imagen 33 Losa de hormigón armado con ensanchamiento en la base (Fernández, 1934)

condiciones que obligaban a su utilización. Condiciones recogidas por el autor debidas a su amplia experiencia profesional.

La primera era la imposibilidad de llevar la cimentación a un nivel resistente e incompresible del terreno o efectuar un pilotaje (cimentación profunda) debido a las condiciones del propio terreno. Se exponía también la necesidad de este sistema cuando la cimentación debía de tener poca altura, para que no penetrase excesivamente en un estrato de terreno firme de poca potencia y no debilitara su resistencia si estaba situado sobre otro estrato menos resistente de mucho espesor (Fernández, 1934, 290).

Una tercera condición vendrá determinada por la imposibilidad de que los pilares correspondientes a la planta de sótanos ocupen gran espacio, debido a su uso comercial. También, cuando el peso de la cimentación no debía de ser más que un porcentaje pequeño de la carga total que transmitía al subcimiento, para evitar que una gran parte de la superficie de la base estuviese dedicada a sostener el peso propio del cimiento. Y, finalmente, si la separación entre los apoyos del edificio era tal que debajo de cada uno de ellos no pudiese disponerse de la extensión de terreno necesario para la construcción de un cimiento aislado (Fernández, 1934, 290).

En cuanto a los procedimientos utilizados para conseguir el ensanchamiento de la base de los cimientos, los más comunes remitan a la utilización de un macizo de arena, con entablonados y emparrillados de madera; con emparrillados de viguetas de acero envuelto en hormigón en masa y mediante losas de hormigón armado.

La utilización de cimentaciones de hormigón armado surgió como evolución de las cimentaciones de hormigón en masa, que comenzaban a desarrollar problemas al producirse roturas en su volumen cuando el área de la base de los pilares que sustentaban era muy inferior a la propia losa, siendo esta última de un espesor demasiado reducido e incapaz de absorber los esfuerzos transversales que se producen en el cimiento (Fernández, 1936, 62).

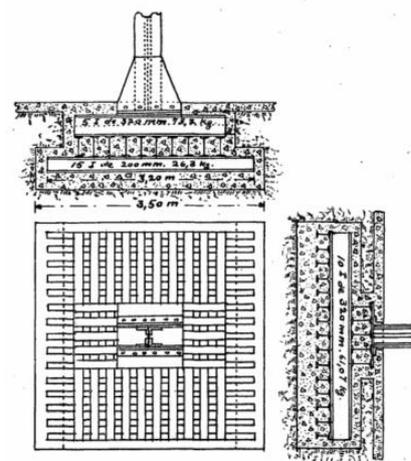


Imagen 34 Losa de hormigón armado con ensanchamiento doble en la base (Fernández, 1934)

Para evitar la rotura de las piezas, se comenzará el armado de los cimientos con la utilización de barras de acero, pudiéndose distribuir colocadas en dos y cuatro direcciones. Estas nuevas cimentaciones eran capaces de recibir uno o varios apoyos, así como soportes con cargas iguales o desiguales. Cuando se componía mediante una armadura en dos direcciones, las barras se disponían paralelamente a los distintos lados de losa de hormigón obteniendo así un emparrillado de elementos de acero perpendiculares entre sí.

En el caso de la armadura en cuatro direcciones, su colocación dependerá de la adición al sistema anterior de otras dos barras de acero dirigidas según las diagonales del volumen y cuyo ancho comprendería valores iguales a la diagonal o al diámetro de la columna que soporta el apoyo (Fernández, 1936, 63).

En el número II de la revista en 1936, Fernández publicó un artículo denominado *Cimientos de hormigón armado para apoyos aislados* en el que habla sobre procedimientos de cálculos simplificados, dónde se obtenían tanto las dimensiones de las cimentaciones como la cantidad y tipo de barras de acero que se encontraban en su interior.

Para el uso de cimientos de hormigón armado con un único apoyo, la utilización más corriente de las barras de acero era colocándolas en dos direcciones. El dimensionado de esta clase de cimiento se basaba en el procedimiento general de cálculo del esfuerzo cortante de las piezas de cimentación.

Una vez obtenidas las dimensiones de la cimentación mediante el cálculo de área a través de las distintas cargas que actúan sobre la misma, se procedía a la elección de una forma cuadrada o rectangular, dependiendo de las disposiciones constructivas, y se calculaba el espesor eficaz o altura útil de la losa en función del esfuerzo cortante. Este esfuerzo es provocado en el perímetro de la base del soporte en contacto con la cimentación, siendo producido por el efecto de la carga aplicada sobre la zapata y la contrapresión de las reacciones del terreno.

La rotura de estas cimentaciones mediante este fenómeno fue comprobada realizando ensayos, dándose a conocer el tipo de fallo que se producía. Este tenía lugar según una superficie de forma tronco-cónica, cuya base menor es la del

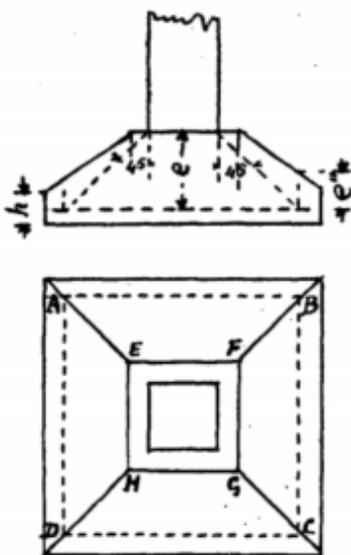


Imagen 35 Cimentación apoyo aislado (Fernández, 1936a)

pilar y cuyas generatrices están inclinadas respecto al plano de la cimentación un ángulo entre 25° y 30° (Fernández, 1936a, 64).

El actual Código Técnico de la Edificación, en su Documento Básico de Seguridad Estructural, concretamente en el apartado de Cimentaciones (DB SE-C), se introducen una serie de generalidades de cálculo para esta tipología de cimentaciones superficiales, donde se pone de manifiesto la necesidad de la comprobación de los estados últimos de las piezas (asociados al colapso total o parcial de terreno o con el fallo estructural en la cimentación) y estados límites de servicio de la misma (vinculados con determinados requisitos impuestos a las deformaciones del terreno por razones estéticas y de servicio).

Estas comprobaciones son necesarias para el dimensionamiento de las distintas piezas que formarán parte de los cimientos de las estructuras dónde se verifican parámetros como la estabilidad, la resistencia, el efecto de las acciones, la capacidad estructural de la cimentación o incluso la resistencia del terreno.

El método anteriormente referido se encontraría actualmente en el apartado de comprobación de estados límites últimos, debido que quedaría incluido en el dimensionamiento de las piezas comprobando esfuerzos y deformaciones que se producen en la misma, como son los esfuerzos cortantes y momentos flectores provocados por las cargas aplicadas de la estructura.

El cálculo actual con respecto al expuesto, que solo se basaba en el dimensionado provocado por el cortante de punzonamiento, se diferencia en gran medida porque encontramos comprobaciones de efectos a flexión, a cortante, a punzonamiento, comprobaciones de anclaje de armaduras y comprobaciones de la fisuración de las piezas. (Ver Apéndice III)

A lo largo de las ejecuciones de las estructuras de hormigón armado, se encontraban casos frecuentes donde no era posible la utilización de cimientos aislados para cada uno de los apoyos del esqueleto. Es por ello que se desarrollará el uso de cimentaciones especiales que agrupan los apoyos de dos en dos, de tres en tres, etc. Estos tipos de cimentación serán

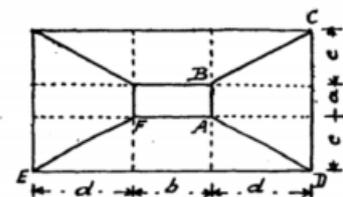


Imagen 36 División zapata para el cálculo de momentos flectores y cortantes (Fernández, 1936a)

denominados como cimientos de hormigón armado para varios apoyos o cimentaciones combinadas.

Estas eran frecuentes cuando la distancia de separación entre apoyos no era lo suficientemente grande para que las dimensiones de cada uno de los apoyos fueran las correctas para resistir las cargas, cuando dicha extensión de superficie estaba limitada por los lindes de la construcción o cuando las condiciones y necesidades de la obra aconsejaban su utilización de varios cimientos en uno único para mejorar la economía de la misma.

En la revista número V de 1936, Arístides Fernández volverá a redactar un nuevo artículo sobre cimentaciones, en este caso, para cimentaciones de hormigón armado con varios apoyos. Para el cálculo de este tipo de cimientos, se vuelven a tener en cuenta los esfuerzos cortantes y momentos flectores que las cargas actuantes provocaban sobre la cimentación. La determinación de las dimensiones en planta de la losa que formaría la zapata combinada que había de sostener los distintos apoyos se calculaba de la misma manera y procedimiento que la cimentación de un solo apoyo, siempre teniendo en cuenta las cargas actuantes y la capacidad de trabajo del propio terreno.

En el caso comparativo de cálculo, con los procedimientos actuales, según el actual Código Técnico de la Edificación, en su Documento Básico de Seguridad Estructural, concretamente en el apartado de Cimentaciones (DB SE-C), se mantiene el cálculo anterior explicado en zapatas aisladas, pero en estos casos con dos cargas transmitidas a la cimentación descentradas, pero considerando la cimentación como una única.

La colocación de las armaduras dependía del valor del momento flector. Si este era positivo, la armadura debía de colocarse en la parte inferior de la cimentación, mientras que si era negativo iría en la parte superior de la misma. De manera general, el momento flector en el centro de la losa era negativo y, como consecuencia de ello, las armaduras se colocaban en la parte superior (Fernández, 1936b, 204).

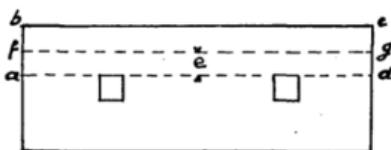


Imagen 37 Cálculo de cimentaciones combinadas (Fernández, 1936b)

Además del uso de la armadura longitudinal también se exigía la utilización de una armadura transversal, porque la propia cimentación tendría demasiada anchura para poder resistir

los esfuerzos que se desarrollasen en esa dirección. Las barras que constituían este emparrillado se colocaban en dos grupos, uno debajo de cada columna, formando así las denominadas vigas de distribución. (Ver Apéndice IV)

Como se ha expuesto anteriormente, otra de las soluciones adoptadas con el uso del hormigón armado es la de cimentaciones profundas, como eran los pilotes de hormigón armado. Surgidos de la necesidad cuando los niveles de terreno aptos para una buena cimentación se encontraban a grandes profundidades, encontramos dos tipos de pilotes más frecuentes utilizados en la ejecución de grandes construcciones: los pilotes prefabricados en moldes e hincados por los procedimientos usuales del momento y los pilotes que se construían en el propio lugar de la cimentación, realizando perforaciones en el terreno y rellenando el orificio resultante con hormigón armado.

Los pilotes prefabricados se obtenían mediante un proceso de enmoldado durante 28 días del hormigón armado, con unas formas de secciones hexagonales u octogonales, utilizando con menos frecuencia secciones redondas o cuadradas. Cuarenta días después de su fabricación estaban disponibles para su hincado en la obra, con ayuda de un martinete de vapor con maza de dos a tres toneladas de peso y con una altura de caída de un metro (Gallego, 1917, 339).

En contraposición, para los pilotes fabricados in situ, se empleaba generalmente un mandril desarmable, ligeramente cónico, cubierto con una camisa de chapa que se hincaba al mismo tiempo que el mandril, impidiendo así los desprendimientos de tierras a lo largo de la perforación. En una variante de este sistema, una vez retirado el mandril, se podría rellenar con una capa superficial de hormigón plástico la superficie de la perforación y después aplicarle un empuje con el mandril, obteniendo un bulbo de hormigón en la parte inferior del pilote y aumentando la superficie de apoyo para el mismo. Así se daba, por otra parte, mayor consistencia al terreno por el efecto de compresión que provoca el pilote (Gallego, 1917, 340).

En un artículo publicado en la revista militar en 1912, Eduardo Gallego establece una explicación sobre uno de los procedimientos constructivos más destacados en

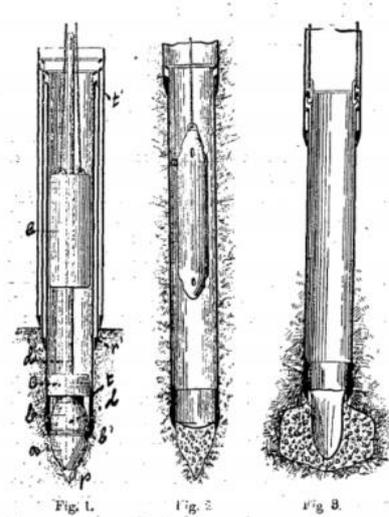


Imagen 38 Pilotes armados Frankignoul (Gallego, 1912)

cimentaciones profundas sobre malos terrenos comprimiendo mecánicamente el suelo, basado en la utilización de pilotes armado *Frankignoul*. Este sistema constructivo consistía en la introducción en el terreno compresible de un conjunto de tubos telescópicos arrastrados mediante un tapón metálico terminado en punta.

Este tapón penetra en el suelo bajo la acción de choques repetidos por parte de una maza de un martinete que provoca un empuje guiado en el descenso de la pieza a lo largo del interior de los tubos, consiguiendo así el abolsamiento de la base del pilote y la compresión lateral del suelo en toda su altura (Gallego, 1912, 221). (Ver Apéndice V)

En cuanto a la resistencia que adquirirían este tipo de cimentaciones, era muy variable y dependía de factores como el diámetro del pilote en su base, siendo esta la superficie de contacto del mismo contra el terreno del fondo y la resistencia de rozamiento del terreno que envuelve al pilote. Para el cálculo, la resistencia se obtendrá a partir de la suma de ambos factores mencionados anteriormente.

En este caso, el actual Código Técnico de la Edificación, en su Documento Básico de Seguridad Estructural, en el apartado de Cimentaciones (DB SE-C) también establece una serie de requisitos para su utilización y ejecución. El documento define como cimentaciones profundas aquellas cuyo extremo inferior se encuentra a una profundidad superior a 8 veces su diámetro o ancho, clasificándolos en pilotes aislados, grupos de pilotes, zonas pilotadas y micropilotes.

En cuanto a su cálculo propiamente dicho, vendrá relacionado con la carga de hundimiento, que se encuentra dividida en una resistencia por punta y otra resistencia por fuste producida por el pilote. Estos dos tipos de cargas corresponderán a las resistencias mencionadas en el artículo de Fernández, ya que se establece una relación en el cálculo, donde en ambos casos se calcula la resistencia en punta de los pilotes y su superficie de contacto; y por otro lado la resistencia de rozamiento de la longitud vertical del pilote con el terreno. (Ver Apéndice V)



Imagen 38 Pilotes armados Frankignoul (Gallego, 1912)

4.2 PILARES Y SOPORTES

La utilización de pilares de hormigón armado surgirá como elemento integrante de las estructuras de este material, siendo nexo de unión de las distintas partes de la misma: son aconsejables para su utilización y unión con las cimentaciones de hormigón armado por su creación de nudos rígidos que transmiten las cargas de una manera continua, y también lo serán como continuación de los forjados del esqueleto estructural.

Unos de los aspectos más preocupantes dentro del uso de este material para la creación de estos soportes vienen relacionados con la preservación de los mismos y su conservación, teniendo como objetivo principal la protección de corrosión de las armaduras de acero del interior de los soportes y limitar los posibles efectos de la introducción del agua en la porosidad de la masa sólida de hormigón, que provocaría defectos en la estructura.

En un artículo de la revista número 3 de 1934, dentro apartado de Crónicas Científicas, se exponen soluciones para mejorar la preservación de los pilares mediante la impregnación de asfalto empleando procedimientos de vacío, cuando los pilares de hormigón estaban en contacto con terrenos o ambientes desintegrantes. También se procedía a la adhesión de losas o placas que recubrían la superficie del soporte o este mismo era impregnado con tratamientos superficiales de cemento o con preparados con emulsión bituminosa, siempre con el objetivo de contribuir a la impermeabilidad al agua del mismo.

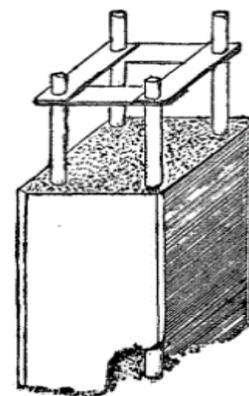


Imagen 39 Pilares de hormigón armado (Gallego, 1912)



Imagen 40 Sección transversal de pilares zunchados (Gallego, 1917)

En cuanto al tema de los pilares de hormigón armado, fue tratado por el General de Brigada de Ingenieros Eduardo Gallego Ramos, en un artículo publicado en el número 6 de la revista militar, en 1917. En este explica cómo los avances en estas piezas fueron limitados dentro del hormigón armado, centrándose en el cálculo de las mismas para la mejora de las condiciones, tanto estéticas por sus dimensiones, como por sus características portantes y la reducción de material en obra por razones económicas.

Gallego muestra la voluntad de introducir la novedad de los pilares zunchados, pero primero nos recuerda mediante una comparativa de cálculo y de características las dos tipologías de pilares, es decir, los nuevos pilares zunchados y los pilares de hormigón armado ordinarios. (Ver Apéndice VI)

En su texto, Gallego introduce esta nueva tipología de pilares con la búsqueda de la reducción del gasto en acero para su construcción. Son los conocidos como pilares de hormigón zunchado, que nacieron de la unificación de los estribos mediante unas ligaduras, aumentando así la resistencia al aplastamiento y el límite de elasticidad del hormigón y, como consecuencia, reduciendo la sección de los pilares.

La resistencia a rotura por aplastamiento que presentaba un pilar de hormigón zunchado era la suma de tres aspectos provocados por el uso de este sistema. Se apreciaba un aumento del 50% de la resistencia propia del hormigón, un aumento de la resistencia de las barras longitudinales que formaban la armadura principal y la reducción en el uso del acero, debido a que para las mismas prestaciones de resistencia se necesitaba un volumen 2,5 veces mayor que el volumen utilizado en estos sistemas.

Gallego recuerda en su artículo que la mayoría de aplicaciones de estos zunchos estaban limitadas a la utilización de alambres de acero de cuatro milímetros o una cabilla de sección circular de 5 a 8 milímetros, colocándose separados entre sí con las distancias marcadas en el cálculo de los mismos. Incluso podían ser sustituidos por una espiral helicoidal de acero envolviendo las armaduras longitudinales del prisma.

El hormigón zunchado podía tolerar acortamientos de entre 1 a 3 milímetros por metro, lo que se sumaría al efecto de las armaduras longitudinales, que siempre debían de ser como mínimo seis barras. Los zunchos impedían el hinchamiento transversal del hormigón, disminuyendo así la tendencia a la flexión lateral de los pilares (Gallego, 1934, 75).

En su texto, Gallego remite a los estudios de la norma ministerial francesa, donde se exponía el cálculo de la nueva tipología de pilares zunchados, en la cual se establecía una serie de recomendaciones. (Ver Apéndice VI)

Actualmente la normativa vigente conforme a la Instrucción EHE-08 desarrolla un cálculo aplicado a todos aquellos pilares o soportes de hormigón armado que cumplen una serie de consideraciones. Estas especificaban que el soporte se encuentra en estado de equilibrado, ya sea empotrado en su apoyo inferior, biempotrado o biarticulado. No se permiten cargas aplicadas sobre el fuste del soporte, excepto su propio peso. Tampoco se permite la aparición de fisuras en el soporte.

Además, el cálculo a flexión y cortante de secciones circulares se realiza considerando una sección cuadrada equivalente de igual área. Los soportes ejecutados en obra deberán tener su dimensión mínima mayor o igual a 25 cm. La disposición de las armaduras se ajustará a lo prescrito en el Artículo 69º de la misma norma, para las armaduras pasivas y la armadura principal estará formada, al menos, por cuatro barras, en el caso de secciones rectangulares y por seis barras en el caso de secciones circulares, siendo la separación entre dos consecutivas de 35 cm como máximo. El diámetro de la barra comprimida más delgada no será inferior a 12 mm.

Estos soportes se calcularán, frente a solicitaciones normales, mediante el método establecido en el Artículo 42º o las fórmulas de aplicación del Anejo nº7 (ambos incluidos en el EHE-08), mediante valores de cálculo de las resistencias de los materiales y de los valores mayorados de las acciones combinadas que afectan al soporte. Mediante el artículo 42 se comprobará el Estado Límite de Inestabilidad de la pieza; mientras que, si existiese esfuerzo cortante, se calculará la pieza mediante la aplicación del artículo 44º.

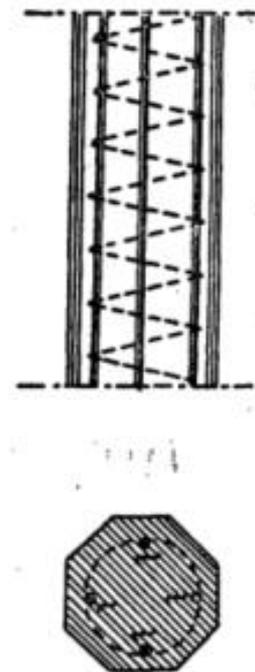


Imagen 41 Pilar Zunchado (Gallego, 1912)

4.3 VIGAS

Las vigas de hormigón armado, encargadas de la transmisión de las cargas de los forjados a los soportes o pilares de los esqueletos estructurales, fueron uno de los elementos más complejos en su construcción, mayoritariamente basada en procedimientos de tanteos, experiencias, reglas y formulaciones muy aproximadas debido a la complejidad del cálculo. La composición natural de estas vigas de hormigón armado era una masa sólida de hormigón acompañada de una armadura de barras de acero colocada en la cara inferior, o una armadura simétrica, con barras tanto en la parte inferior como la superior de las vigas armadas.

El cálculo de las vigas de hormigón armado generó un gran problema para los ingenieros y arquitectos de la época, debido a la complejidad de la indeterminación de los problemas y la difícil estructura de las fórmulas teóricas, por lo que se vieron obligados a la utilización de procedimientos de tanteos para poder dimensionar las vigas necesarias para sus estructuras (Alcayde, 1919, 515).

Estas vigas debían satisfacer una serie de condiciones mecánicas y económicas, a través de hipótesis injustificadas y una simplificación de las fórmulas, siendo el procedimiento más común el uso de tratados donde se proponía el cálculo de unas secciones arbitrarias de las vigas con las que se comprobaban los coeficientes de trabajo del hormigón y del hierro, hasta que los mismos se encontraban dentro de los límites admitidos para dichos materiales, modificando las dimensiones de la viga tantas veces como fuera necesario para el cumplimiento de los límites (Alcayde, 1919, 515).

Una de las hipótesis más utilizadas y que tenían mayor rigor científico era la que recurría al problema de la flexión simple para lograr el cálculo de las vigas de hormigón armado. Esta formulación, basada análogamente en la compresión y tracción de las secciones, admitía como hipótesis de partida la solidaridad entre el metal y el hormigón, la conservación de las secciones planas transversales y la homogeneidad del material, siendo considerada la pieza de hormigón armado como un elemento de cálculo homogéneo de hormigón y de acero, sumando el área de los mismos a la misma distancia del eje neutro que pasa por el centro de gravedad de la nueva sección (Casado, 1916, 149).

Dicha hipótesis, establecida como cálculo reglamentario en Francia y otros países, fue adoptada por el Cuerpo de Ingenieros en España como procedimiento válido para obtener las secciones de vigas de hormigón armado. Mediante este método se podían utilizar los valores de los momentos de flexión, esfuerzos cortantes, reacciones, etc., deducidos de piezas homogéneas. Conocido también el buen comportamiento del acero frente a los esfuerzos de tracción y compresión; y el mal comportamiento del hormigón frente a tracciones, esfuerzos cortantes y desgarramiento. La hipótesis elimina en el cálculo la resistencia del hormigón en las secciones donde existe cualquier esfuerzo de tracción, quedando estos soportados únicamente por las armaduras de acero del interior de la viga (Casado, 1916, 150).

El propio Ingeniero Juan Casado, en un artículo publicado en 1916, en el número IV de la revista, planteará las hipótesis anteriormente explicadas además de introducir un nuevo método de cálculo innovador basado en un procedimiento gráfico, respaldado por una gran cantidad de fórmulas explicativas, siempre que las vigas se encuentren afectadas bajo el fenómeno de la flexión simple.

El ingeniero civil alemán August Ritter, en 1899, y el también alemán Emil Morsch, en 1922, coincidieron en la misma idea sobre el comportamiento de las vigas de hormigón armado. Estos explicaron el comportamiento frente a cortante suponiendo la existencia de bielas de compresión dentro de la masa de hormigón, con inclinaciones de 45° .

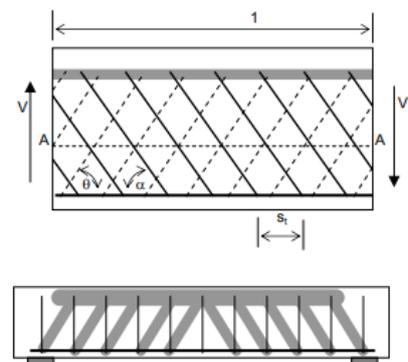


Imagen 42 Analogía de la celosía de Ritter (Hernández y Gil, 2007)

Este comportamiento interno de la viga se comparaba con el trabajo de las celosías metálicas, en la que los elementos a compresión, como son el cordón superior y diagonales, estaban constituidos por el hormigón en masa de la viga; mientras que los elementos traccionados serían la armadura longitudinal inferior de la viga actuando como tirante y la armadura transversal como montante (Hernández y Gil, 2007, 231).

Según explica el Teniente Coronel Nicomedes Alcayde en su artículo *Cálculo de vigas de cemento armado*, publicado en 1918, otro análisis de cálculo interesante resultaba de la aplicación de métodos de tanteo más complejos, basados en la realización de un rectángulo de compresión de la sección transversal, tomado como base de los cálculos el momento máximo de flexión. Este rectángulo se consideraba relleno de hormigón y una cantidad mínima de acero, mientras que para el rectángulo formado por el área de tracción no habría más hormigón que el estrictamente necesario para el correcto enlace de las armaduras de acero de la viga. (Alcayde, 1919, 516).

El Comandante de Ingenieros Agustín Arnaiz, en un artículo del número I de 1930 de la revista militar, denominado *Empotramientos de vigas de hormigón armado*, indica que todas las hipótesis y cálculos tomadas anteriormente para el cálculo de vigas de hormigón armado se basaban en la aceptación del funcionamiento de los nudos de las estructuras de hormigón armado como semiempotramientos de las vigas sobre los soportes, sin realizar ningún tipo de justificación al respecto, aceptando así el criterio y la garantía de los ingenieros y arquitectos.

Es entonces cuando surgieron algunas voces, como la del comandante, en contra de esta posición y defendiendo que era otro tipo de encuentro el que se podría producir entre los distintos elementos constructivos, desarrollando así el concepto de las vigas de hormigón armado de empotramiento completo, teoría que también resulta de aplicación para vigas de otros materiales como madera o metálicas. (Ver Apéndice VII)

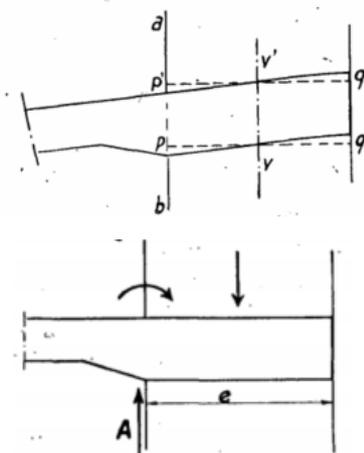


Imagen 43 Representación viga empotrada y deformada (Arnaiz, 1930)

Como hemos explicado anteriormente, la disposición de las armaduras dentro de la masa de hormigón en las vigas también creaba disparidad de opiniones entre ingenieros y arquitectos. Generalmente, las vigas se construían de manera asimétrica, disponiendo solo las armaduras de acero en las zonas dónde se producían los esfuerzos de tracción, más concretamente en la cara inferior de estas, debido al buen comportamiento del metal sobre esos esfuerzos y la pésima actuación del hormigón.

En un artículo de 1903, en la revista número X, el Teniendo Ingeniero Alfredo Amigó postula en su texto que este tipo de vigas tenía una serie de inconvenientes notables, entre los que destacaba la gran cantidad de masa de hormigón que se localizaba en la parte superior a la fibra neutra, que no podía comprimirse con facilidad y necesitaba grandes tiempos de fraguado. Por otro lado, también se recalca la necesidad de moldes de encofrado muy resistentes para impedir la creación de curvaturas en las caras laterales de las vigas, conllevando ambas cuestiones un mayor coste de construcción (Amigó, 1903a, 362).

Es por ello que Amigó sugiere en su texto la utilización de vigas simétricas de hormigón armado, compuestas por dos armaduras metálicas de iguales dimensiones y secciones, una dispuesta en la parte superior y otra en la inferior.

Después de estudios y análisis de cálculo de las dos opciones de colocación de armaduras, buscando cuál sería la disposición más conveniente para obtener el máximo momento de inercia, se obtuvo como resultado que la repartición de las armaduras en las vigas simétricas respecto al plano horizontal era la más eficaz, ya que estas obtenían el máximo momento de inercia y, como consecuencia, la máxima resistencia. Se alcanzaba un valor mínimo de momento de inercia cuando el mismo número de barras eran colocadas en un mismo plano, como sucedía con las vigas asimétricas (Amigó, 1903a, 336).

El paso siguiente en el cálculo de vigas de hormigón armado viene perfectamente expuesto en un artículo bastante anterior, publicado por el mismo Alfredo Amigó en 1903, en la revista número XII, denominado como *Regla de Cálculo para pisos y vigas simétricas de cemento armado*.

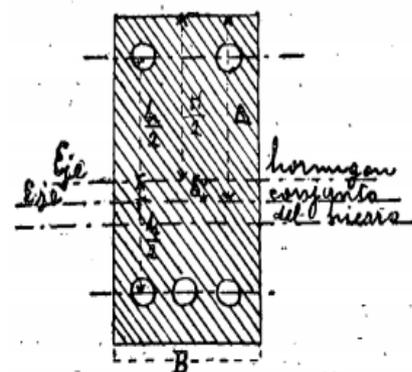


Fig. 3.

Imagen 44 Viga simétrica (Amigó, 1903a)

En este muestra una simplificación de la teoría de cálculo que resuelve cualquier problema de construcción de las diversas tipologías de vigas simétricas basado en unas pocas formulas, dónde se busca la obtención de los momentos de inercia de la pieza y las secciones de las distintas armaduras. (Ver Apéndice VII)

Este cálculo simplificado de la teoría para la obtención de las dimensiones de las piezas de vigas de hormigón armado fue representado y recopilado gráficamente en una regla de cálculo que resolvía los problemas de dimensionado de una manera rápida y eficaz sin la necesidad de aplicación de fórmulas, solo mediante la unión de puntos dentro de la misma regla (Amigó, 1903b, 357).

Amigó recoge en el mismo artículo anteriormente nombrado, predecesor de las hipótesis explicadas anteriormente, todas las principales novedades y ventajas de la utilización de esta nueva regla, que se resumen en tres aspectos importantes.

La regla era capaz de reunir todos los casos de problemas de vigas de hormigón armado, permitía interpolar los datos de partida, lo que aportaba sencillez y claridad en el cálculo de las vigas y, finalmente, al tratarse morfológicamente de una regla de mano, se convirtió en un elemento muy útil y manejable para la ejecución práctica de los cálculos. (Amigó, 1903b, 362).

Como se observa en la imagen 45, la regla es hueca en su parte interior, donde aloja otra regla de dimensiones más reducidas que puede extraerse completamente de la primera. Esta regla interior tiene como objetivo colocar en cada una de sus caras la explicación impresa del correcto funcionamiento de cada una de las caras de la regla mayor y, por otro lado, adaptar las caras de la regla para poder resolver los distintos problemas, valiéndose de los bordes de la regla interior para realizar los segmentos de tres puntos necesarios para completar el procedimiento (Amigó, 1903b, 362).

La regla exterior consta de tres caras, como si de un escalímetro actual se tratara, en cada una de las cuales se reproduce un cálculo para la obtención de las vigas de hormigón armado. (Ver Apéndice VIII)

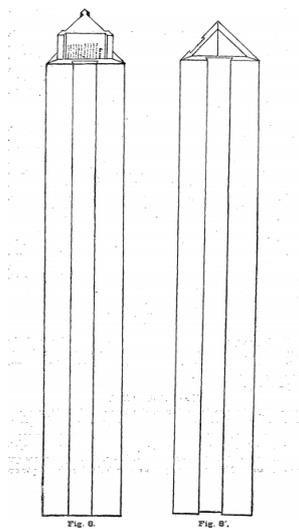


Imagen 45 Regla de cálculo
(Amigó, 1903b)

La primera cara, figura 5 de la imagen 46, consta de tres columnas para la obtención del número de barras o diámetro necesario para un momento flector conocido a través de las fórmulas anteriormente explicadas. La columna de la izquierda propone una escala de los momentos de flexión, y en las siguientes se incluye el número de barras necesarias o el diámetro de las mismas. Una vez fijado el valor del momento y uno de los otros dos valores correspondientes a las armaduras, se obtiene el contrario a través de la unión de los puntos, donde el resultado será el corte de la línea con la columna correspondiente (Amigó, 1903b, 363).

La segunda cara, que representa la figura 6 de la imagen 46, consta de una parte fija dividida en cuatro columnas. La primera columna, situada a la izquierda, muestra los pesos de la viga. En este caso mostraba el peso propio de la viga a dimensionar y el peso accidental de las sobrecargas por metro lineal de viga, expresados en kilogramos. Las dos columnas centrales mostraban los valores de N (número total de barras) correspondiendo cada una de ellas con el caso de vigas empotradas o vigas apoyadas. Entre estas dos se disponía una reglilla móvil, en la cual se marcaban los valores del diámetro de las barras de acero en milímetros, desplazando el origen 10 de la reglilla a la posición del valor N conocido. La cuarta columna y la más situada a la derecha, resolvía en metros las luces de las vigas que podían soportar para las disposiciones anteriores elegidas (Amigó, 1903b, 363).

Por el contrario, la tercera cara de la regla representada en la figura 7 de la imagen 46, muestra el cálculo de los forjados de hormigón armado con dos armaduras metálicas dispuestas del mismo modo que en las vigas simétricas. Para la aplicación de la regla se consideraban los forjados como vigas cuyas luces eran la distancia entre los ejes de las vigas que sustentaban el forjado que se calculaba y anchura igual a las luces de dichas vigas, considerando también el forjado como una barra continua con un enlace de empotramientos con las vigas donde se apoya (Amigó, 1903b, 362).

Esta cara estaba compuesta como la cara anterior, mediante una parte fija y otra móvil. La parte móvil quedaba formada por otra reglilla que desplazaba los valores de la separación de las armaduras h en milímetros. La parte fija, por el contrario, se dividía en tres columnas en las que se expresaba

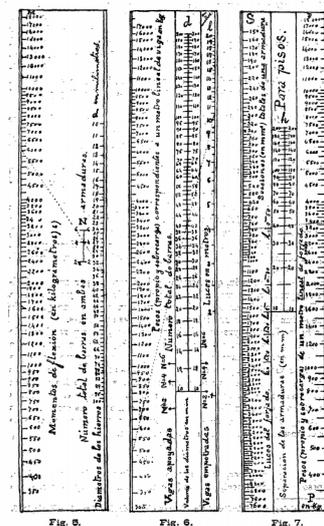


Imagen 46 Regla de cálculo (Amigó, 1903b)

el peso propio y sobrecarga, las luces de los forjados y las secciones totales de una armadura respectivamente (Amigó, 1903b, 362).

Esta regla surgió como solución a una problemática en el cálculo de las piezas de hormigón armado. Cálculos y dimensionados demasiados complejos para la resolución manual, los cuáles se volvieron inviables en la ejecución de grandes obras de hormigón armado. Incluso en la actualidad, con una teoría completamente desarrollada sobre el comportamiento del hormigón armado, muchas veces resulta complejo el cálculo de los elementos, delegándolo a procesos informáticos. Es por este motivo que tuvo una gran importancia la experimentación del material para el perfecto conocimiento del comportamiento del mismo.

4.4 FORJADOS

Los forjados serán uno de los elementos más importantes en las estructuras de hormigón armado, como la pieza resistente superficial que enlaza las diferentes partes de la estructura. Además, han sido objeto de un desarrollo constructivo importante, a través de una gran cantidad de procedimientos y materiales usados a lo largo del tiempo.

La concepción básica de la composición de un forjado ha sido la utilización de vigas o bóvedas sobre muros de carga, calculados mediante métodos que se basaban en la experimentación de la prueba y el error. El material por excelencia en la fabricación de los forjados era la madera, pero con la aparición de la industria y los nuevos materiales comenzaron a coexistir con nuevas tipologías de forjados mediante entramados de acero, de hormigón armado o mixtos (Vicente, 2009, 17)

Dentro de sus funciones como elementos resistentes, no solo cargan con las acciones gravitatorias debidas al propio peso, las cargas permanentes y sobrecargas, que inciden sobre ellos y que transmiten a los elementos sustentantes (muros, vigas, pilares); sino que también poseen la capacidad de recoger y distribuir entre los pilares las fuerzas que actúan sobre el edificio en la dirección paralela al plano del forjado, además de arriostrar y solidarizar los distintos pórticos y reducir la longitud de pandeo de los pilares.

Por otro lado, también se les atribuye una función separadora, debido a que proporcionan un aislamiento tanto acústico como térmico e impiden la propagación del fuego a lo largo de la estructura.

El uso del hormigón armado en la construcción de forjados seguirá dos caminos diferenciados, marcados por la dirección

de trabajo de los mismos, es decir, la dirección que seguirán los nervios del mismo y cómo reacciona la estructura. Entre estos destacarán los forjados unidireccionales y los sistemas bidireccionales o multidireccionales.

La sencillez del sistema de forjados unidireccionales provocó su popularización por todo el territorio nacional en la primera mitad del siglo XX, debido a la similitud con los sistemas tradicionales de madera, que se basaban también en la utilización de varias vigas (viguetas) sobre una jácena, y esta última apoyada sobre pilares. Seguidamente se realizaba un hormigonado superficial obteniendo así el conjunto del forjado (Vicente, 2009, 26).

Los forjados realizados en este material partían de una base de vigas de hormigón armado apoyadas o empotradas sobre los soportes, conformando todo ello el esqueleto estructural. Sobre estas vigas principales se apoyaban vigas prefabricadas de hormigón armado o armaduras para la elaboración de las vigas in situ, resistentes y de menores dimensiones, mediante la utilización de aligeramientos cerámicos de entrevigado y con relleno de cascotes o de algún tipo de hormigón pobre.

El estudio de este elemento en las estructuras de hormigón armado, así como la reutilización de patentes por parte de los constructores, desarrolló una infinidad de soluciones para estos sistemas, que evolucionaban dependiendo de las necesidades del momento o del uso.

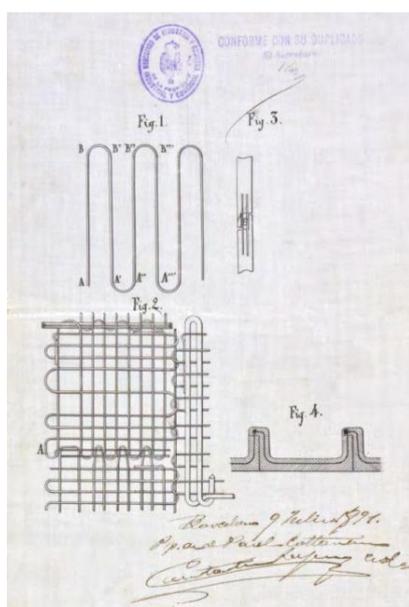


Imagen 47 Patente español 12301 (Cottancin, 1891)

Nuevas propuestas eran presentados continuamente a las sociedades de ingenieros civiles de cada país; concretamente en nuestra publicación, en un artículo del apartado de la Crónica Científica, elaborado por la Redacción de la revista, se habla de Paul Cottancin, quien desarrolló un nuevo sistema de forjado de hormigón con entramado o armazón metálico, defendiendo sus innumerables condiciones para un gran número de usos, sustituyendo con economía y ventaja a los competidores de la época (Crónica Científica, 1889, 116).

La figura del ingeniero francés Paul Cottancin, está muy ligada a los pioneros del empleo del hormigón armado en obras de gran referencia en la época. Su nueva propuesta se remonta a 1889, teniendo una gran difusión y aplicación. Llegaría a España en 1891, registrada bajo el nombre *Objetos de materia plástica, con armazón metálica, compuesta de tejidos*

de alambre y otros. Esta patente surge de la influencia de los sistemas empleados en los Estados Unidos de entramados metálicos, donde se había llegado a realizar forjados de muy poco espesor empleando hierros entrelazados como armadura a modo de malla (Domouso de Alba, 2015, 177).

El sistema de Cottancin consistía precisamente en eso, en revestir con una capa de hormigón, de muy pocos centímetros de espesor, por ambas caras, unos entramados de celosía de hierro, formados por varillas ligadas con alambre en el cruce de las mismas. A efectos resistentes, el compuesto de hormigón quedaba virtualmente dividido en pequeños cuadrados de cinco a diez centímetros, sin perjuicio de presentar una gran solidez y cohesión en toda la masa, en la que casi se imposibilita la aparición de grietas y fisuras.

La reducida conductibilidad de la masa de hormigón protegía los elementos de hierro de los cambios bruscos de temperatura, de modo que no sufrían dilataciones ni contracciones, que habrían debilitado la unión sólida del hormigón con los metales. Este sistema de forjados podía tener aplicación en una gran cantidad de casos, tanto para muros como para pisos, cubiertas, azoteas, depósitos o canalizaciones (Revista Militar, 1889, 116).

Por otro lado, otros estudios de arquitectos e ingenieros continúan desarrollando sistemas y mejorando las prestaciones del material, o algunos puntos en concreto del mismo. Será el caso del arquitecto alemán Gruner, quien propuso un nuevo sistema de forjados que facilitaba su proceso constructivo y aumentaba la adherencia entre el hormigón y las armaduras de acero.

En el número VIII de la revista militar en 1905, Carlos Barutell expone el uso de este nuevo sistema mediante un análisis del funcionamiento y una serie de comprobaciones de cálculo sobre ejemplos cotidianos de forjados.

La adherencia entre los materiales era un factor muy importante en los forjados, porque se trataba de elementos que estaban destinados a sufrir gran cantidad de vibraciones y cargas en movimiento. Sin embargo, la vibración en las uniones entre materiales era contrarrestada por la adherencia. Las soluciones coetáneas se basaban en un emparrillado metálico con varillas o hierros redondos

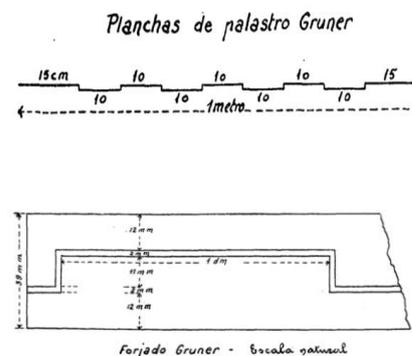


Imagen 48 Sistema Gruner (Barutell, 1905)

entrecruzados con uniones de alambre en las intersecciones, siendo este un trabajo muy laborioso y lento lo que producida un aumento en el coste general de la construcción.

Es entonces que Gruner propone la utilización de una armadura compuesta con planchas onduladas de palastro de acero de dos milímetros de espesor, bien continuas o perforadas. Contarían con un metro cuadrado de superficie y en sus bordes, cada 15 centímetros, se dispondrían unos orificios roscados para efectuar la unión de las planchas entre sí o con los hierros de la viga, mediante pequeños tornillos (Barutell, 1905, 247).

Este sistema producía un forjado considerado como losa continua de hormigón, en cuyo interior se disponían las planchas continuas y onduladas en vez del emparrillado habitual de armaduras de acero. Mediante la utilización de este método se obtuvieron mayores resistencias frente a cargas ordinarias, un mejor manejo y fácil colocación en obra, lo que provocó una reducción en las jornadas de trabajo y tiempo de construcción debido a la sencillez del sistema, abaratando los costes finales y aumentado la adherencia con respecto al resto de sistemas constructivos de forjados de hormigón armado.

El arquitecto proponía también su uso en la formación de forjados, como sistema de adorno, como un cielo raso inferior, imitando la forma de un artesonado, cuyos casetones estarían constituidos por dobles viguetas ligeras con forjado intermedio (Barutell, 1905, 251).

Esta variación de forjados tiene una correlación muy importante con los sistemas actuales de forjado de chapa colaborante. Estos también están formados mediante un perfil de chapa grecada de acero sobre la cual se vierte el hormigón, creando así una serie de nervios que se transformarán en la principal resistencia del forjado. A su vez también se disponen mallazos de acero para evitar fisuraciones y para mejorar la distribución de las cargas puntuales sobre el forjado.

El desarrollo de las tipologías de los forjados provocó también la utilización de estos métodos en otros campos fuera de la construcción, con distintas aplicaciones hasta incluso militares. Un caso interesante es el del uso de losas

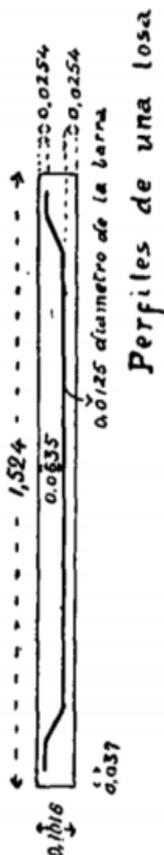


Imagen 49 Losa prefabricada de hormigón armado (Revista Militar, 1920)

prefabricadas de hormigón armado para la creación de pistas militares, asegurando el paso de los vehículos pesados por los tramos del camino donde surgían dificultades, aumentando así la velocidad de los transportes. Esta tipología, utilizada también en estructuras constructivas de hormigón armado, estaba compuestas por losas y traviesas. Las losas, de forma trapezoidal, con una longitud media de un metro y medio, se realizaban mediante moldes y en el interior de ellas se colocaban una serie de barras de acero, en la parte inferior, que se doblaban y se elevaban en los extremos (Revista Militar, 1920, 419).

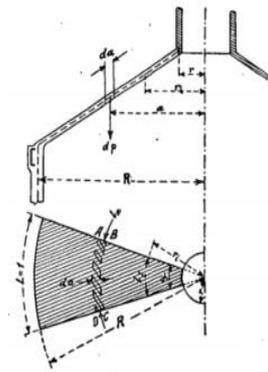


Fig. 5.

Por otro lado, dentro de los forjados, debemos incluir las cubiertas de los edificios en correspondencia con las distintas tipologías de coronación de los mismos. En cuanto a la relación con el material estudiado, para el hormigón armado se destaca también el desarrollo y el cálculo de bóvedas cónicas y esféricas para distintos usos.

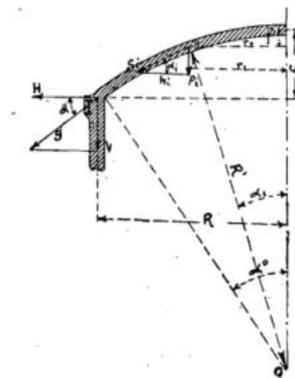


Imagen 50 Cálculo de bóvedas cónicas y esféricas (Gallego, 1919)

Según Enrique Gallego, a lo largo de un artículo publicado en 1919 sobre tipologías y cálculo de bóvedas cónicas y esféricas de hormigón armado, explica que estos forjados se podían dimensionar a través de cálculos ya conocidos de los entramados horizontales, ya que respondían a las mismas leyes de sustentación. Cualquier viga, losa o arco, tiene que transmitir su carga a otros elementos verticales que actúan como soportes intermedios para la transmisión de la presión al terreno.

Cuando los esfuerzos que pueden llegar a transmitirse lo hacen en una dirección muy próxima a la horizontal, el equilibrio de la estructura se obtendrá gracias a la simetría de los esfuerzos sobre el elemento de cubrición, lo que provoca la anulación de las componentes horizontales. Es en esta tipología donde aparecen las bóvedas cónicas y circulares.

Para el dimensionado de estos elementos de hormigón armado se debía conocer primero las presiones actuantes sobre los diferentes anillos en los que se divide la estructura. Tomada una bóveda cuyo alzado y planta se muestran en la figura, se estudiaba un sector limitado por un metro lineal, siendo L la longitud del arco correspondiente al máximo radio R igual a un metro. Una vez obtenidas las cargas sobre dicho punto, se podía obtener la cantidad de armaduras necesarias para su ejecución comparando con el coeficiente del material del acero (Gallego, 1919, 183).

CONCLUSIONES

La revista Memorial de Ingenieros del Ejército, cumplirá un papel clave en la difusión, debate y conocimiento no solo del hormigón armado sino de una gran cantidad de campos científicos y tecnológicos a lo largo de sus extensas publicaciones. En el caso del hormigón armado, se observa un reflejo de la realidad de la evolución del material, a través de las nuevas innovaciones provenientes del exterior y como ingenieros militares redactan artículos y crónicas reflejando las novedades sobre el material y las correlaciones con estudios y teorías de ingenieros externos al cuerpo que han sido considerados como los pioneros del hormigón armado.

La revista no servirá únicamente como un método de difusión dentro del Cuerpo de Ingenieros del Ejército; sino que también tuvo un gran reconocimiento por parte del sector científico y de la sociedad por su labor dando a conocer todas las nuevas innovaciones. Esto se ve reflejado en la autofinanciación de la revista basada en las suscripciones de los lectores, tanto militares como civiles, los cuáles mantenían la difusión de los artículos.

La razón de ser del Memorial continúa siendo la que pretendiera su fundador en 1846, en el caso del hormigón armado exponiendo las nuevas ideas y los estudios relacionados del mismo, con la intención de su divulgación y comprensión, exponiendo sus ventajas e inconvenientes, su funcionamiento respaldado por estudios científicos y sus campos de aplicación, o las mejoras en la producción de este nuevo material.

APÉNDICE

APÉNDICE I

En el artículo denominado *Hormigón armado, Aplicación de la teoría de la elasticidad*, publicado en 1935, en el número III de la revista militar; el Capitán de Ingenieros José García Fernández desarrollará una síntesis de la teoría de la elasticidad aplicada al hormigón armado con el objetivo de proponer una interpretación más sencilla de las leyes de la elasticidad y realizar una serie de estudios de aplicación mediante métodos de simplificación de fórmulas de la teoría.

García explica en su texto que para que poder aplicar las leyes de la elasticidad de Hooke a secciones de hormigón armado, se debía establecer una nueva relación entre los coeficientes de elasticidad del hormigón y el acero, para obtener así una homogeneización del hormigón. La circular francesa establecía para este valor una relación con un valor de 10; mientras que la normativa alemana de 15. Mediante esta traslación de valor se podría establecer entonces una relación lineal entre tensiones aplicadas en los elementos de hormigón armado y las deformaciones producidas en el mismo.

Esta relación será explicada por García a través de una gráfica comparativa, en la cual se observa el distinto comportamiento del acero con respecto al hormigón, evidenciando el mal funcionamiento del hormigón con esfuerzos de tracción generados por la aplicación de cargas. También se afirma la existencia de un periodo elástico del material, que en esfuerzos de tracción este periodo termina cuando se produce un alargamiento unitario, floreciendo en su volumen fisuras; mientras que, para esfuerzos de compresión, el periodo elástico es mucho más amplio, debido al buen comportamiento, hasta momentos muy próximos a la ruptura del material (García, 1935, 461).

García explica en su texto las deformaciones unitarias que se producen tanto en el hormigón como en las armaduras de hierro de su interior, y la incapacidad del hormigón de cumplir con las leyes de la elasticidad de Hooke. Es en este momento en el que, para la simplificación de cálculo, se aceptaba su utilización. Pero para trasladar el comportamiento del acero al hormigón se necesitaba de la aplicación de una nueva relación entre los coeficientes de elasticidad del hormigón y el acero (García, 1935, 456).

Las normas europeas establecían esta relación para la homogeneización del hormigón mediante la multiplicación del área de acero por un coeficiente de equivalencia, formado por el cociente entre el módulo de elasticidad del acero y el del hormigón. El ingeniero español aclara que para la circular francesa se imponía la utilización de un coeficiente de elasticidad de $200 \text{ Tm}\cdot\text{cm}^2$ obteniendo así un coeficiente de equivalencia con un valor de 10. En cambio, la normativa alemana establecía este valor en 15, utilizando como coeficiente de elasticidad del hormigón $140 \text{ Tm}\cdot\text{cm}^2$ (García, 1935, 459).

Mediante esta traslación de valores se logra aplicar la teoría de la elasticidad de Hooke, estableciendo así una relación lineal entre tensiones aplicadas a los elementos de hormigón armados y las deformaciones producidas en el mismo. Se tienen en cuenta también la adherencia del hormigón y el acero, la homogeneización de la pieza y la no consideración de la resistencia a tracción del hormigón (Marco, 2012, 121).

Por otro lado, García expone en su artículo una nueva hipótesis de relación de dependencia de las fatigas entre el hormigón y las armaduras, fatigas que serán diferentes entre ambos materiales debido a las cargas totales que actúan sobre ellos y a los coeficientes de la ley de la elasticidad aplicada. Estas relaciones son establecidas a través de la gráfica. (Figura 1.)

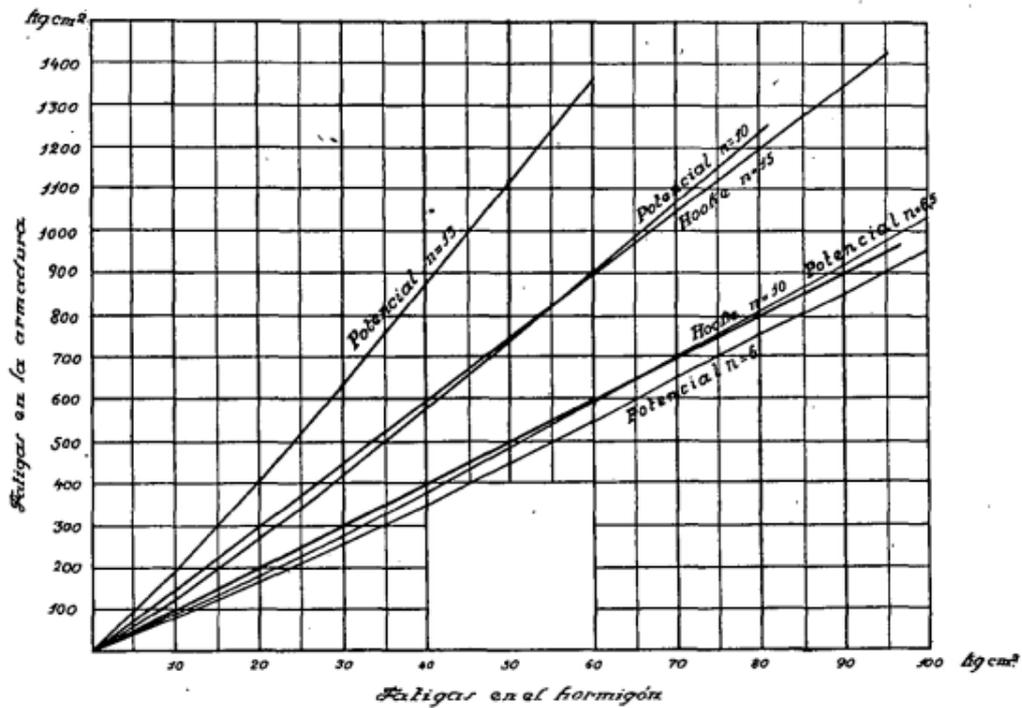


Figura 1 Gráfico Fatigas-Deformaciones.
(García, 1935, 460)

El gráfico representa el escaso rendimiento del metal dada la limitación de fatiga que impone el hormigón, siendo necesario no confiar en la colaboración entre ambos materiales debido al mal funcionamiento del hormigón con esta clase de esfuerzos. Es por este motivo por el cual no se considera la resistencia a tracción del hormigón para los esfuerzos transmitidos por cargas verticales.

Por otro lado, García aclara que gracias a este estudio de la aplicación de las leyes de la elasticidad se afirmó la existencia de un periodo elástico de transición sufrido por el hormigón armado, el cual mostraría una serie de fases antes de su ruptura. En esfuerzos de tracción este periodo termina cuando se produce un alargamiento unitario, floreciendo en su volumen fisuras que provocarán más tarde la ruptura de la masa sólida y el fin de trabajo de la estructura. Por otro lado, para esfuerzos de compresión, el periodo elástico es mucho más amplio, debido al buen comportamiento del material con respecto a esta clase de esfuerzos, pudiéndose considerar que se mantiene hasta momentos muy próximos a la ruptura del material (García, 1935, 461).

Como en el caso anterior, no solo se hace un estudio sobre vigas de hormigón armado, sino que también se estudia y se recopila la información sobre la realización de pilares y soportes de hormigón armado. Comúnmente se había establecido la utilización de cementos Portland con resistencia de 200 a 250 kilogramos por metro cúbico de hormigón, aumentando la dosis si las piezas hubiesen de tener una altura que excediese de la norma, todo ello recordando mínimamente como debería ser la colocación de los hierros y enlaces de los mismos.

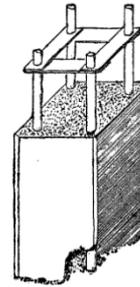
Este apartado de soportes de hormigón también será descrito por Tejón Marín en otro artículo de la revista número XI del mismo año. El mismo establece como recomendación que cuando la relación entre l (longitud de la sección) y b (lado mayor de la sección) exceda de 20, debería aumentar de la proporción de cemento a 400 kilogramos por metro cúbico de hormigón y tener un mayor control en la realización de las piezas para asegurar su correcto funcionamiento y relación entre el hormigón y las armaduras de acero (Tejón, 1902b, 321).

Establece entonces un cálculo sencillo para la obtención de pilares de hormigón armado, fijando los coeficientes de resistencias en 25 kilogramos por centímetro cuadrado de hormigón y 10 kilogramos por milímetro cuadrado para el hierro o acero de la armadura, usándose en la siguiente formulación.

$$P = \omega' R' + \omega'' R''$$

siendo

- ω' = sección del hierro en milímetros cuadrados
- ω'' = sección de hormigón en centímetros cuadrados
- R' = 10
- R'' = 25.



A través de la utilización de la anterior formulación se realizan una serie de tablas (figura 4), similares a las anteriormente mostradas para el cálculo de vigas, pero en este caso recoge el estudio de ejecución de soportes de hormigón, pudiendo ser utilizadas con seguridad, proporcionando así un ahorro del tiempo de cálculo y de trabajo. En estas tablas se puede observar las cargas resistentes de los pilares, el número de barras de hierro en su interior formando la armadura, el peso en kilogramos por metro lineal de hierro y del conjunto con hormigón, las dimensiones del pilar en centímetro y el precio por metro lineal aproximado en pesetas del coste de construcción (Tejón, 1902b, 322).

CARGAS en kilogramos	NÚMERO de barras de hierro dúctil	PESO en kilogramos del metro lineal de hierro	SECCIÓN del pilar en centímetros	CUBO de hormigón	PESO por metro lineal en kilogramos	PRECIO por metro lineal en pesetas
1	2	3	4	5	6	7
18.200	4 de 20 ^{mm}	13,827	15x15	0,023	57,5	16,10
18.300	4 de 18	11,198	18x18	0,033	82,5	14,50
19.500	4 de 12	4,972	20x30	0,060	150	10,95
20.100	4 de 12	4,972	25x25	0,063	157,5	11,25
20.200	4 de 18	11,198	20x20	0,040	100	15,20
20.600	4 de 20	13,827	18x18	0,033	82,5	17,10
20.800	4 de 22	16,731	15x15	0,023	57,5	19,00
21.100	4 de 14	6,776	20x30	0,060	150	12,75
21.700	4 de 14	6,776	25x25	0,063	157,5	13,05
22.000	4 de 15	7,777	20x30	0,060	150	13,75
22.600	4 de 20	13,827	20x20	0,040	100	17,80
22.700	4 de 15	7,777	25x25	0,063	157,5	14,05
23.000	4 de 16	8,884	20x30	0,060	150	14,90
23.200	4 de 12	4,972	25x30	0,075	187,5	12,45
23.300	4 de 22	16,731	18x18	0,033	82,5	20,00
23.700	4 de 16	8,884	25x25	0,063	157,5	15,15
24.900	4 de 14	6,776	25x30	0,075	187,5	14,25
25.100	4 de 18	11,198	20x30	0,060	150	17,20
25.200	4 de 22	16,731	20x20	0,040	100	20,75
25.800	4 de 18	11,198	25x25	0,063	157,5	17,50
25.850	4 de 15	7,777	25x30	0,075	187,5	15,25
26.200	4 de 24	19,910	18x18	0,033	82,5	23,20
26.700	4 de 16	8,884	25x30	0,075	187,5	16,30
27.000	4 de 12	4,972	30x30	0,090	225	13,95
27.500	4 de 20	13,827	20x30	0,060	150	19,80
27.750	4 de 25	21,593	18x18	0,033	82,5	24,90
28.100	4 de 24	19,910	20x20	0,040	100	23,90
28.200	4 de 20	13,827	25x25	0,063	157,5	20,10
28.600	4 de 14	6,776	30x30	0,090	225	15,75
28.900	4 de 18	11,198	25x30	0,075	187,5	18,70
29.300	4 de 26	23,364	18x18	0,033	82,5	26,65
29.500	4 de 15	7,777	30x30	0,090	225	16,75
29.600	4 de 25	21,593	20x20	0,040	100	25,60
30.200	4 de 22	16,731	30x30	0,090	225	25,75
30.600	4 de 16	8,884	30x30	0,090	225	17,90
30.800	4 de 22	16,731	25x25	0,063	157,5	23,00
31.300	4 de 26	23,364	20x20	0,040	100	27,35
31.950	4 de 20	13,827	25x30	0,075	187,5	21,30
32.500	4 de 18	11,198	30x30	0,090	225	20,20
32.700	4 de 28	27,093	18x18	0,033	82,5	30,40
33.100	4 de 24	19,910	20x30	0,060	150	25,90
33.700	4 de 24	19,910	25x25	0,063	157,5	26,20
33.900	4 de 22	16,731	25x30	0,075	187,5	24,20

CARGAS en kilogramos	NÚMERO de barras de hierro dúctil	PESO en kilogramos del metro lineal de hierro	SECCIÓN del pilar en centímetros	CUBO de hormigón	PESO por metro lineal en kilogramos	PRECIO por metro lineal en pesetas
1	2	3	4	5	6	7
54.100	4 de 35 ^{mm}	42,328	25x25	0,063	157,5	48,60
54.600	4 de 32	35,387	30x30	0,090	225	44,40
55.000	4 de 34	39,952	25x30	0,075	187,5	47,45
55.200	4 de 22	16,731	40x40	0,160	400	32,75
55.300	4 de 28	27,093	35x35	0,123	307,5	39,40
55.700	4 de 36	44,792	20x30	0,060	150	50,80
56.300	4 de 36	44,792	25x25	0,063	157,5	51,10
57.200	4 de 35	42,328	35x30	0,075	187,5	49,90
58.100	4 de 24	19,910	40x40	0,160	400	35,90
58.800	4 de 34	39,952	30x30	0,090	225	45,95
58.900	4 de 30	31,097	35x35	0,123	307,5	43,40
59.400	4 de 36	44,792	25x30	0,075	187,5	52,30
59.600	4 de 25	21,593	40x40	0,160	400	37,60
60.300	4 de 38	49,896	20x30	0,060	150	55,90
60.800	4 de 35	42,328	30x30	0,090	225	51,30
60.900	4 de 38	49,896	25x25	0,063	157,5	56,20
61.200	4 de 26	23,364	40x40	0,160	400	39,35
62.700	4 de 32	35,387	35x35	0,123	307,5	47,65
63.200	4 de 36	44,792	30x30	0,090	225	53,80
64.100	4 de 38	49,896	25x30	0,075	187,5	57,40
64.600	4 de 28	27,093	40x40	0,160	400	43,10
65.900	4 de 34	39,952	35x35	0,123	307,5	52,25
67.800	4 de 38	49,896	30x30	0,090	225	58,90
68.200	4 de 30	31,097	40x40	0,160	400	47,10
69.000	4 de 40	55,286	25x30	0,075	187,5	62,75
69.100	4 de 35	42,328	35x35	0,123	307,5	54,60
69.500	6 de 25	32,884	40x40	0,160	400	48,40
71.300	4 de 36	44,792	35x35	0,123	307,5	57,10
71.800	6 de 26	35,046	40x40	0,160	400	51,05
72.100	4 de 32	35,387	40x40	0,160	400	51,40
72.700	4 de 40	55,286	30x30	0,090	225	64,30
74.200	4 de 42	60,962	25x30	0,075	187,5	68,45
75.900	4 de 38	49,896	35x35	0,123	307,5	62,20
76.300	4 de 34	39,952	40x40	0,160	400	55,95
77.900	6 de 28	40,634	40x40	0,160	400	56,60
77.900	4 de 42	60,962	30x30	0,090	225	69,95
78.500	4 de 35	42,328	40x40	0,160	400	58,30
79.300	8 de 25	43,186	40x40	0,160	400	59,15
80.700	4 de 36	44,792	40x40	0,160	400	60,80
80.900	4 de 40	55,286	35x35	0,123	307,5	67,55
82.400	6 de 30	46,640	40x40	0,160	400	62,65
82.500	8 de 26	46,728	40x40	0,160	400	62,70
83.300	4 de 44	66,902	30x30	0,090	225	75,90

Figura 4 Tablas cálculo de soportes. (Tejón, 1902b, 322)

APÉNDICE III

En el número II de la revista en 1936, Fernández publicó un artículo denominado *Cimientos de hormigón armado para apoyos aislados* en el que habla sobre procedimientos de cálculos simplificados, dónde se obtenían tanto las dimensiones de las cimentaciones como la cantidad y tipo de barras de acero que se encontraban en su interior.

Para el uso de cimientos de hormigón armado con un único apoyo, la utilización más corriente de las barras de acero era colocándolas en dos direcciones. El dimensionado de esta clase de cimiento se basaba en el procedimiento general de cálculo del esfuerzo cortante de las piezas de cimentación.

Una vez obtenidas las dimensiones de la cimentación mediante el cálculo de área a través de las distintas cargas que actúan sobre la misma, se procedía a la elección de una forma cuadrada o rectangular, dependiendo de las disposiciones constructivas, y se calculaba el espesor eficaz o altura útil de la losa en función del esfuerzo cortante. Este esfuerzo es provocado en el perímetro de la base del soporte en contacto con la cimentación, siendo producido por el efecto de la carga aplicada sobre la zapata y la contrapresión de las reacciones del terreno.

La rotura de estas cimentaciones mediante este fenómeno fue comprobada realizando ensayos, dándose a conocer el tipo de fallo que se producía. Este tenía lugar según una superficie de forma tronco-cónica, cuya base menor es la del pilar y cuyas generatrices están inclinadas respecto al plano de la cimentación un ángulo entre 25° y 30° (Fernández, 1936a, 64).

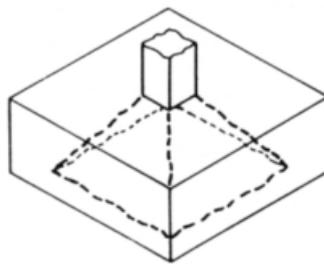


Figura 5 Rotura de zapata. (Fernández, 1926a, 64)

El actual Código Técnico de la Edificación, en su Documento Básico de Seguridad Estructural, concretamente en el apartado de Cimentaciones (DB SE-C), se introduce una serie de generalidades de cálculo para esta tipologías de cimentaciones superficiales, donde se pone de manifiesto la necesidad de la comprobación de los estados últimos de las piezas (asociados al colapso total o parcial de terreno o con el fallo estructural en la cimentación) y estados límites de servicio de la misma (vinculados con determinados requisitos impuestos a las deformaciones del terreno por razones estéticas y de servicio).

Estas comprobaciones son necesarias para el dimensionamiento de las distintas piezas que formarán parte de los cimientos de las estructuras dónde se verifican parámetros como la estabilidad, la resistencia, el efecto de las acciones, la capacidad estructural de la cimentación o incluso la resistencia del terreno.

El método anteriormente referido se encontraría actualmente en el apartado de comprobación de estados límites últimos, debido que quedaría incluido en el dimensionamiento de las piezas comprobando esfuerzos y deformaciones que se producen en la misma, como son los esfuerzos cortantes y momentos flectores provocados por las cargas aplicadas de la estructura.

El cálculo actual con respecto al expuesto, que solo se basaba en el dimensionado provocado por el cortante de punzonamiento, se diferencia en gran medida porque encontramos comprobaciones de efectos a flexión, a cortante, a punzonamiento, comprobaciones de anclaje de armaduras y comprobaciones de la fisuración de las piezas.

Según explica Fernández la fuerza cortante de punzonamiento se obtenía a través del cociente entre la presión unitaria neta (P) producida por la carga aplicada en el propio cimiento y la diferencia entre el área A de la base del cimiento y por el área A' de la base de la columna obteniendo la siguiente ecuación:

$$C_p = p \cdot (A - A')$$

Una vez obtenido el dato de la fuerza cortante de punzonamiento C_p , se procedía a la obtención del espesor eficaz e con el uso de la siguiente igualdad, en la cual se comparaba el coeficiente de trabajo del terreno a cimentar con los datos obtenidos anteriormente del apoyo aislado.

$$R_p = \frac{c_p}{mc} \quad \text{de donde} \quad e = \frac{c_p}{m R_p}$$

Siendo m el perímetro de la base de la columna y R_p el coeficiente de trabajo, que no debía ser superior al 6% del coeficiente de trabajo del hormigón por compresión. Para hormigones de 300 kilogramos por centímetro cuadrado, el valor de R_p debía ser menor que $10,2 \text{ kg/cm}^2$, y, generalmente, se tomaba como referencia $8,5 \text{ kg/cm}^2$; para hormigón de 400 kilogramos, debía ser inferior a $12,6 \text{ kg/cm}^2$ y, generalmente, se adoptaba el valor de 11 kg/cm^2 .

Con este espesor eficaz hallado se procedía a la adición de ocho centímetros para la obtención así del espesor total, con el cual se podría determinar el volumen de la cimentación y como consecuencia el peso propio de la misma. Se comprobaba entonces si este nuevo peso se diferenciaba mucho en valor con respecto el supuesto para determinar el área inicial y modificar entonces los cálculos si fuera necesario (Fernández, 1936a, 64).

Según la norma para el dimensionado a cortante, que es el que se expone en las publicaciones de la revista, actualmente se define una sección de referencia S_2 , perpendicular a la base del cimiento, situada a una distancia igual al canto útil de la cimentación medida desde la cara del soporte.

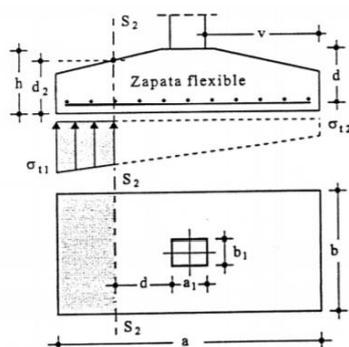


Figura 6 Dimensionado a cortante de una zapata. (CTE DB SE-C, 2006)

En la sección S_2 se verifica que el cortante de la sollicitación de las cargas mayorado V_d sea inferior o igual al cortante de agotamiento de la pieza predimensionada a través de la siguiente expresión:

$$V_d \leq V_{cu} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \delta (100 \rho_1 f_{cv})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_o d \leq \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \delta^{\frac{3}{2}} \sqrt{f_{cv}} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_o d$$

Siendo:

F_{ck} Resistencia característica a compresión del hormigón (Mpa).

δ Coeficiente que tiene en cuenta el rozamiento entra labios de fisuras.

$$\delta = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ donde } d \text{ es el canto útil en mm.}$$

ρ_1 Cuantía geométrica de armadura longitudinal de tracción.

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_o d} \leq 0,02$$

b Ancho de la sección.

Comparativamente con el cálculo a través del cortante de punzonamiento, actualmente se refuerza la idea anterior de que cuando se produce el agotamiento por punzonamiento de las piezas, en la zapata se produce una rotura según una superficie tronco-cónica. Para la comprobación de este Estado Limite Último se adopta un

modelo de cálculo empírico donde se determinan las tensiones tangenciales de una sección de referencia. Se propone la necesidad de armadura de punzonamiento, debiéndose verificar la tensión tangencial de cálculo en el perímetro crítico de la sección es inferior a la tensión máxima resistente del hormigón.

La superficie crítica de punzonamiento de cálculo está situada a dos cantos útiles de las caras del pilar y es perpendicular a la base de la zapata. El área de dicha superficie se obtiene multiplicando el perímetro crítico por el canto útil de la zapata

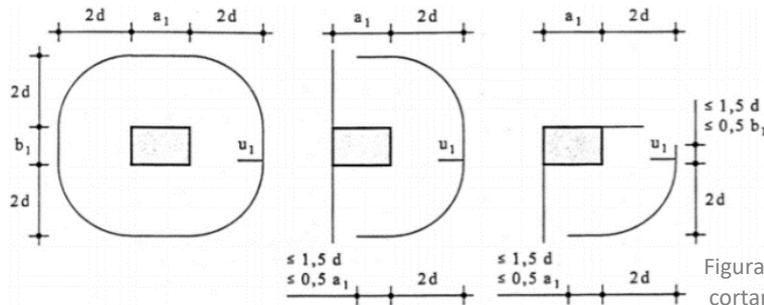


Figura 7 Dimensionado a cortante de una zapata. (CTE DB SE-C, 2006)

Para el cálculo de las armaduras, más concretamente la sección de las mismas y el trabajo por compresión del hormigón; Fernández sigue explicando se necesitaba determinar el momento flector y el esfuerzo cortante máximos que se desarrollaban en el cimiento. Para ello se descomponía la base del cimiento en cuatro trapecios, los cuáles se consideraban como voladizos sometidos a la carga P actuante en el apoyo por unidad de superficie.

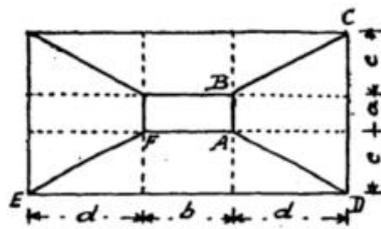


Figura 8 División zapata para el cálculo de momentos flectores y cortantes (Fernández, 1936a)

Para una planta de losa cuadrada, los dos momentos flectores máximos compartían valor debido a sus mismas dimensiones siendo este momento igual a:

$$M = \frac{p}{2} \left(a + \frac{4}{3} c \right) c^2$$

Y también obteniendo los dos esfuerzos cortantes iguales a:

$$C = p \cdot (a + c) \cdot c$$

En cambio, para el cálculo de una losa de planta rectangular, los momentos flectores máximos dependían de las dimensiones del trapecio calculado, siendo:

$$\text{para el trapecio ABCD, } M_1 = \frac{p}{2} \left(a + \frac{4}{3} c \right) d^2;$$

$$\text{para el trapecio ADEF, } M_2 = \frac{p}{2} \left(a + \frac{4}{3} c \right) d^2;$$

Y también obteniendo los dos esfuerzos cortantes diferenciados de:

$$\text{para el trapecio ABCD, } C_1 = p \cdot (a + c) \cdot d;$$

$$\text{para el trapecio ADEF, } C_2 = p \cdot (b + d) \cdot c;$$

Si el ancho de la losa no era mayor que el ancho de la base del pilar más el doble del espesor eficaz, se consideraba que todo ancho era útil para combatir los efectos del momento flector; pero si el ancho era mayor que esa cantidad, el ancho eficaz se considera que era igual al ancho de la base del pilar más el doble del espesor eficaz, más la mitad de lo que resta del ancho total de la losa (Fernández, 1936a, 65).

Si llamamos a el ancho eficaz de la losa, c el ancho de la base del pilar, s el saliente o voladizo de la losa con respecto al pilar, y e el espesor eficaz, tendremos.

$$a = c + s + e$$

Obteniéndose así el coeficiente de trabajo del hormigón por compresión de la cimentación mediante el resultado de los valores anteriores:

$$R_h = \frac{6 M}{a e^2}$$

A continuación, se podía realizar el cálculo de la sección total de armadura de acero necesaria para formar el cimientado y el número de barras adecuado para el correcto funcionamiento de la misma a través de las siguientes expresiones, que relacionan el momento flector y cortante anteriormente calculado (Fernández, 1936, 66).

El área de las secciones de armadura se obtenía a través de la expresión, siendo R_a el coeficiente de trabajo por extensión del acero:

$$a_a = \frac{M}{R_a e}$$

El número de barras se determinaba con el uso de la siguiente fórmula, donde C es el esfuerzo máximo cortante, z el brazo del par interior, O el perímetro de la sección de la barra y R_{ad} el coeficiente de trabajo por adherencia.

$$n' = \frac{C}{R_{ad} e z o}$$

Siendo los coeficientes de trabajo por adherencia máximos que debían adoptarse para diferentes armaduras y hormigones de 250, 300 y 400 kilogramos por centímetro cuadrado

CLASE DE ARMADURA	Proporción de cemento en kilogramos por metro cúbico de hormigón.		
	250 kg./cm. ²	300 kg./cm. ²	400 kg./cm. ²
Barras lisas sin anclar en una dirección	5,60	6,80	8,40
Barras lisas sin anclar en dos direcciones...	4,20	5,10	6,30
Barras lisas sin anclar en cuatro direcciones.	3,08	3,74	4,62
Barras lisas ancladas en una dirección	8,40	10,20	12,60
Barras lisas ancladas en dos direcciones	6,30	7,65	9,45
Barras lisas ancladas en cuatro direcciones.	4,62	5,61	6,93
Barras deformadas sin anclar en una dirección.	7,00	8,50	10,50
Barras deformadas sin anclar en dos direcciones	5,25	6,38	7,88
Barras deformadas sin anclar en cuatro direcciones	3,85	4,68	5,78
Barras deformadas ancladas en una dirección.	13,50	12,75	15,75
Barras deformadas ancladas en dos direcciones	7,88	9,57	11,82
Barras deformadas ancladas en cuatro direcciones	5,78	7,02	8,67

Figura 9 Clase de armaduras (Fernández, 1936a)

APÉNDICE IV

En la revista número V de 1936, Arístides Fernández volverá a redactar un nuevo artículo sobre cimentaciones, en este caso, para cimentaciones de hormigón armado con varios apoyos. Para el cálculo de este tipo de cimientos, se vuelven a tener en cuenta los esfuerzos cortantes y momentos flectores que las cargas actuantes provocaban sobre la cimentación. La determinación de las dimensiones en planta de la losa que formaría la zapata combinada que había de sostener los distintos apoyos se calculaba de la misma manera y procedimiento que la cimentación de un solo apoyo, siempre teniendo en cuenta las cargas actuantes y la capacidad de trabajo del propio terreno.

En el caso comparativo de cálculo, con los procedimientos actuales, según el actual Código Técnico de la Edificación, en su Documento Básico de Seguridad Estructural, concretamente en el apartado de Cimentaciones (DB SE-C), se mantiene el cálculo anterior explicado en zapatas aisladas, pero en estos casos con dos cargas transmitidas a la cimentación descentradas, pero considerando la cimentación como una única.

Fernández establece en su artículo que, en el caso más frecuente, dónde las dimensiones de la sección de los soportes o columnas no son demasiado grandes, se suponían las cargas completamente concentradas en los ejes de los soportes, obteniendo a continuación de una manera muy sencilla tanto el esfuerzo cortante como los momentos flectores.

El esfuerzo cortante era calculado en dos puntos distantes, un primer cálculo para la parte correspondiente al voladizo de la cimentación y un segundo esfuerzo correspondiente al tramo central de la misma. En el primer caso la expresión corresponde a:

$$C' = p \cdot d'$$

siendo p la presión unitaria neta sobre el terreno y d' la distancia desde su eje; mientras que para el segundo punto central se obtendrá mediante la diferencia entre el esfuerzo cortante anterior y la carga total aplicada sobre la cimentación.

$$C'' = C' - P$$

Por lo que respecta al cálculo de los momentos flectores, se continúa con el mismo procedimiento anterior de realizar el análisis en dos puntos de la cimentación. En el primer caso, un momento flector M' correspondiente a los voladizos:

$$M' = \frac{P d'^2}{l};$$

y M'' para el centro de la losa:

$$M'' = \frac{P (d'^2 - d)}{4}$$

A continuación, se calculaba el espesor eficaz de la cimentación. En este caso se remite al mismo procedimiento explicado anteriormente en el cálculo de cimentaciones de apoyos aislados, dónde se actuaba en correspondencia al esfuerzo cortante de punzonamiento, el área de la base de la columna y el perímetro de esta. Por otro lado, surgió una condición en relación al espesor eficaz, que deberían cumplir este tipo de cimentaciones. En este caso se exponía la necesidad de que el espesor eficaz debía ser lo suficientemente grande para resistir el esfuerzo de compresión producido por el fenómeno de la flexión, tomándose como referencia de espesor:

$$e = \sqrt{\frac{6 M}{m R_h}};$$

El valor final de espesor eficaz sería el mayor de ambos valores obtenidos anteriormente, y al cual debía añadirse entre ocho y diez centímetros para la protección de las armaduras interiores, obteniendo así el espesor final de la cimentación. Determinadas de este modo las dimensiones de la losa, el último elemento a calcular son las secciones de la armadura longitudinal, de la misma manera que se actúa anteriormente, un tipo de sección en la parte central de la cimentación y otra en los tramos de voladizo:

$$\text{para sección central, } A'' = \frac{M''}{z e R_a};$$

$$\text{para sección voladizo, } A' = \frac{M'}{z e R_a};$$

La colocación de las armaduras dependía del valor del momento flector. Si este era positivo, la armadura debía de colocarse en la parte inferior de la cimentación, mientras que si era negativo iría en la parte superior de la misma. De manera general, el momento flector en el centro de la losa era negativo y, como consecuencia de ello, las armaduras se colocaban en la parte superior (Fernández, 1936b, 204).

Además del uso de la armadura longitudinal también se exigía la utilización de una armadura transversal, porque la propia cimentación tendría demasiada anchura para poder resistir los esfuerzos que se desarrollasen en esa dirección. Las barras que constituían este emparrillado se colocaban en dos grupos, uno debajo de cada columna, formando así las denominadas vigas de distribución.

El ancho de cada una de estas vigas solía hacerse igual al ancho de la base de la columna más el doble del espesor eficaz, pero no debía ser nunca mayor que la menor dimensión horizontal de la losa. En la parte central de la cimentación también se optaba por la colocación de alguna serie de barras transversales, que podían ser de igual o menor sección que las que formaban las vigas de distribución, actuando estas como unas varillas de reparto y de refuerzo al conjunto (Fernández, 1936b, 205).

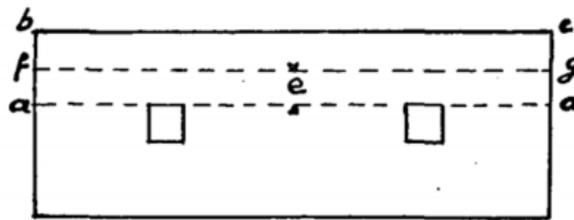


Figura 10 Cálculo de cimentaciones combinadas (Fernández, 1936b)

Por otro lado, soportes para los cuales había que realizar una cimentación única podrían estar sometidos a cargas desiguales transmitidas por los distintos apoyos. En estos casos, la determinación de la dimensión en planta de la cimentación, los esfuerzos cortantes y momentos flectores se realizaría de la misma manera que para la situación de cargas iguales. En cambio, en cálculo del espesor eficaz de la losa se hace determinando el espesor que debería tener cada una de las columnas y el necesario en la sección donde se reproduce el momento flector, tomando el valor más elevado de los tres (Fernández, 1936b, 209).

En cuanto a las vigas de distribución de refuerzo, en vez de considerar la losa dividida en dos partes iguales, como se hacía cuando los dos apoyos estaban sometidos a la misma carga, se divide la misma en dos partes proporcionales a las mismas, tomando como línea divisoria el punto donde se sitúa la resultante de las cargas aplicadas (Fernández, 1936b, 209).

APÉNDICE V

En el artículo publicado en la revista militar en 1912, Eduardo Gallego establece una explicación sobre uno de los procedimientos constructivos más destacados en cimentaciones profundas sobre malos terrenos comprimiendo mecánicamente el suelo, basado en la utilización de pilotes armado *Frankignoul*. Este sistema constructivo consistía en la introducción en el terreno compresible de un conjunto de tubos telescópicos arrastrados mediante un tapón metálico terminado en punta.

Este tapón penetra en el suelo bajo la acción de choques repetidos por parte de una maza de un martinete que provoca un empuje guiado en el descenso de la pieza a lo largo del interior de los tubos, consiguiendo así el abolsamiento de la base del pilote y la compresión lateral del suelo en toda su altura (Gallego, 1912, 221).

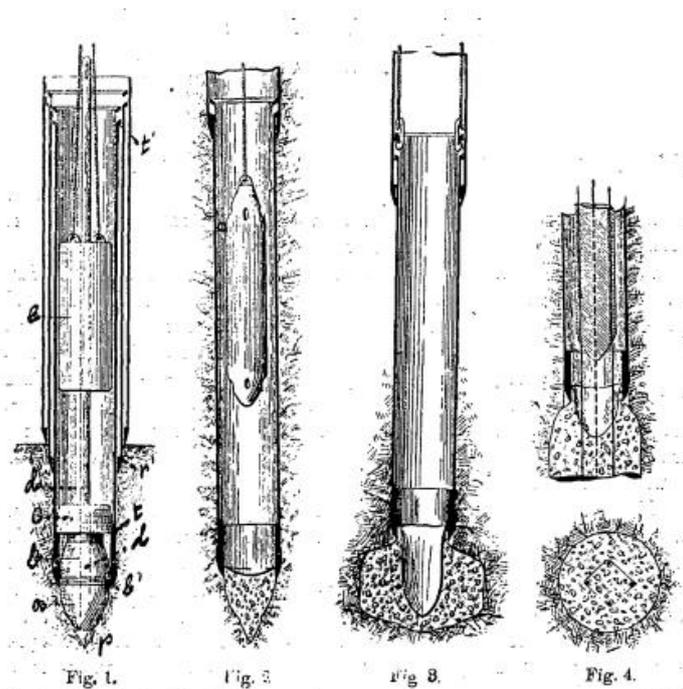


Figura 11 Pilotes armados
Frankignoul (Gallego,
1912)

El tapón perforador estaba formado por tres partes (fig 1); la parte inferior *A* hecha de fundición y en la cual se sitúa una punta de acero cromado (*p*) encargada de penetrar y efectuar la perforación en el terreno; la parte central *B* separada de la anterior por una serie de discos (*b'*) de cuero que rozaban fuertemente contra las paredes del tubo más abajo; y la sección superior *C* destinada a recibir los golpes por parte de la maza guiada mediante una varilla de acero *D* de unos cinco metros de altura

El entubamiento para formar el encofrado del pilote estaba constituido por una serie de tubos concéntricos, cada uno de tres metros de longitud, que resbalaban uno sobre el otro, arrastrándose sucesivamente durante el golpe del martinete que se aplicaba en la sección *C* y permitía así la penetración a lo largo de toda la profundidad de la cimentación. Una vez finalizado el entubamiento se retiraba el martinete y la varilla guía *D* para comprobar la solidez de la perforación y su correcta realización.

A continuación, se procedía al relleno de la cimentación. Para ello se introducía un vertido de hormigón que era comprimido mediante un pisón de forma característica, de unos 1,5 metros de altura, con una terminación en punta cónica con el objetivo de penetrar en el hormigón y provocar un ensanchamiento en la base del pilote. (fig.2 y fig.3)

Ese mismo pisón, que servía como apisonado del hormigón, contenía en su perímetro 4 perforaciones longitudinales de 30 milímetros de diámetro en las cuales se adosaban varillas de acero, actuando como guías, cuyo extremo era introducido en el hormigón del fondo del pozo formando así la armadura general de la estructura del pilote de hormigón armado.

Estas armaduras formadas por barras longitudinales de acero eran arriostradas cada 50 centímetros por otras barras transversales, introducidas por la parte superior a medida que el apisonado iba avanzando. Conforme se iba rellenando el pozo, se iba elevando el entubado gracias al torno del propio martinete y de cadenas de atado conectadas al reborde superior de los tubos para su correcta extracción. Al acabar de sacar el último tubo, se aplicaban entre 40 y 50 golpes de pisón, mediante caída libre, para el consolidamiento final del pilote cimentado. A diferencia de otros procedimientos constructivos, mediante este sistema de revestimiento entubado se obtenía un pilote uniforme y controlado con un ensanchamiento lateral muy limitado en el cuerpo del mismo. En el caso de la aplicación de cargas elevadas sobre la cimentación, se podrían establecer una serie de anillos de hormigón apisonado cada tres o cuatro metros, con el objetivo de ensanchar el pilote y evitar así la flexión lateral del conjunto (Gallego, 1912, 222-223).

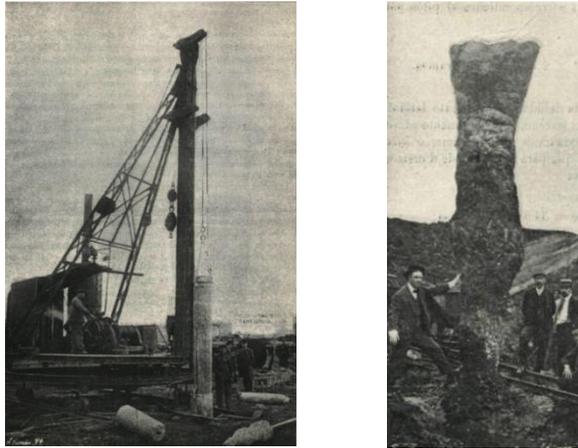


Figura 11 Pilotes armados Frankignoul (Gallego, 1912)

En cuanto a la resistencia que adquirirían este tipo de cimentaciones, era muy variable y dependía de factores como el diámetro del pilote en su base, siendo esta la superficie de contacto del mismo contra el terreno del fondo y la resistencia de rozamiento del terreno que envuelve al pilote. Para el cálculo, la resistencia se obtendrá a partir de la suma de ambos factores mencionados anteriormente.

$$R_T = R_1 + R_2$$

Para el cálculo se establece una serie de consideraciones básicas, necesarias para la obtención de la cimentación. En este tipo de apoyos también se verificará que no se supere ningún estado límite, utilizando datos de partida para su cálculo como las solicitaciones del edificio, las carga y empujes del terreno transmitidos, los comportamientos mecánicos del terreno y los parámetros de comportamiento de los materiales utilizados en la cimentación.

En cuanto a su cálculo propiamente dicho, vendrá relacionado con la carga de hundimiento, que se encuentra dividida en una resistencia por punta y otra resistencia por fuste producida por el pilote. Estos dos tipos de cargas corresponderán a las resistencias mencionadas en el artículo de Fernández, ya que se establece una relación en el cálculo, donde en ambos casos se calcula la resistencia en punta de los pilotes y su superficie de contacto; y por otro lado la resistencia de rozamiento de la longitud vertical del pilote con el terreno.

$$R_{ck} = R_{pk} + R_{fk}$$

R_{ck} la resistencia frente a la carga vertical que produce hundimiento;

R_{pk} la parte de la resistencia que se supone soportada por la punta;

R_{fk} la parte de la resistencia que se supone soportada por el contacto del terreno en el fuste

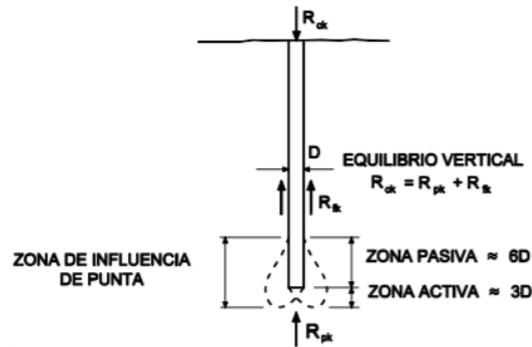


Figura 12 Dimensionado de pilotes. (CTE DB SE-C, 2006)

Para la obtención de la resistencia de la base del pilote, Fernández explica que su valor se obtendrá con el producto del área del pilote y la resistencia asignada al terreno sobre el cual descansa la pieza, siendo su valor habitual de dos kilogramos por centímetro cuadrado

$$R_1 = \pi \cdot r^2 \cdot 2 \text{ kg}$$

Para el valor de la resistencia obtenida del rozamiento con el terreno, se aceptaba como valor de factor de adherencia del terreno 3000 kilogramos por metro cuadrado de superficie. Este valor se multiplicaba por la longitud del pilote y la superficie en contacto con el terreno que, en este caso, estaba representada por el perímetro de la sección.

$$R_2 = \pi \cdot D \cdot l \cdot 0,3 \text{ kg}$$

Para el DBSE – C, la estimación de ambos valores componentes de la resistencia se supone que son proporcionales a las áreas de contacto respectivas de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$R_{pk} = q_p + A_p;$$

$$R_{fk} = \int_0^L \tau_f p_f dz;$$

Siendo:

q_p la resistencia unitaria por punta.

A_p el área de la punta.

τ_f la resistencia unitaria por el fuste.

L longitud del pilote dentro del terreno.

p_f el perímetro de la sección transversal del pilote.

z la profundidad contada desde la parte superior del pilote en contacto con el terreno.

APÉNDICE VI

En cuanto al tema de los pilares de hormigón armado, fue tratado por el General de Brigada de Ingenieros Eduardo Gallego Ramos, en un artículo publicado en el número 6 de la revista militar, en 1917. En este explica cómo los avances en estas piezas fueron limitados dentro del hormigón armado, centrándose en el cálculo de las mismas para la mejora de las condiciones, tanto estéticas por sus dimensiones, como por sus características portantes y la reducción de material en obra por razones económicas.

Gallego muestra la voluntad de introducir la novedad de los pilares zunchados, pero primero nos recuerda mediante una comparativa de cálculo y de características las dos tipologías de pilares, es decir, los nuevos pilares zunchados y los pilares de hormigón armado ordinarios.

Según Gallego, el cálculo general de pilares de hormigón armado se realizaba con la siguiente formula

$$P = R_h \cdot S_h + R_m S_m$$

Siendo:

P	carga actuante en el pilar.
R_h	coeficiente de trabajo del hormigón a compresión.
R_m	coeficiente de trabajo del metal a compresión.
S_h	sección de hormigón.
S_m	sección de metal

Esta fórmula presentada sufría una modificación de cálculo a través de la relación entre los coeficientes de la elasticidad del metal y del hormigón. De esta manera se obtiene una constante m de la relación, cuyo valor habitual era tomado entre 10 y 15, siendo el segundo el más aconsejado por la norma francesa para este tipo de construcciones, para que la cantidad de acero por metro lineal empleado no tome valores demasiado elevados y no aumente así el coste de su producción.

$$m = \frac{E_m}{E_h} = \frac{R_m}{R_h}$$

Aplicando dicha relación y fijando el coeficiente de trabajo dependiendo de la clase de hormigón, la expresión queda reducida de la siguiente manera

$$P = R_h (S_h + m S_m)$$

De la cual se deduce S_m , la sección del metal necesario para el dimensionado del pilar, dependiendo de las cargas aplicadas.

$$S_m = \frac{P - R_h \cdot S_h}{R_h \cdot m}$$

Una vez obtenido el valor general de la cantidad de acero necesaria, esta se divide por la sección de una única barra de acero, seleccionada a través del cociente entre la dimensión del pilar y m ; con el objetivo de obtener cuántas de ellas serían necesarias para el armado del pilar.

Finalmente se realizaba un cálculo sencillo sobre los estribos necesarios en el soporte para poder contrarrestar el pandeo de las secciones comprimidas y absorber los distintos esfuerzos transversales al pilar. Estos eran de diámetro reducido y estaban colocados a una distancia de separación máxima entre ellos de la dimensión del pilar (Gallego, 1934, 80).

La resistencia a rotura por aplastamiento que presentaba un pilar de hormigón zunchado era la suma de tres aspectos provocados por el uso de este sistema. Se apreciaba un aumento del 50% de la resistencia propia del hormigón, un aumento de la resistencia de las barras longitudinales que formaban la armadura principal y la

reducción en el uso del acero, debido a que para las mismas prestaciones de resistencia se necesitaba un volumen 2,5 veces mayor que el volumen utilizado en estos sistemas.

El aumento de resistencia estaba contabilizado como un coeficiente representado por

$$1 + m' \frac{V_s}{V_h};$$

donde:

V_s	volumen de los zunchos por unidad de longitud
V_h	volumen del hormigón por unidad de longitud
m'	coeficiente dependiendo del tipo de armaduras utilizadas (8, 16, 32)

En su texto, Gallego remite a los estudios de la norma ministerial francesa, donde se exponía el cálculo de la nueva tipología de pilares zunchados, en la cual se establecía una serie de recomendaciones. Este exponía que la máxima carga que podía soportar un pilar zunchado no debía exceder nunca del valor de

$$P = R_h (1 + 15n + 32n') = R \cdot 0,28 (1 + 15n + 32n');$$

donde:

P	carga de trabajo del pilar zunchado.
R_h	coeficiente de trabajo del hormigón,
n	dosis de metal empleado en armaduras longitudinales
n'	dosis de metal empleado en armaduras transversales o zunchos.

Según las recomendaciones de la norma, para el coeficiente de trabajo del hormigón R_h debía tomarse como valor el 28 % de la carga de rotura, y para cualquier resultado de máxima carga P , esta siempre debería ser inferior al 60% de la carga de rotura R .

Una vez calculada la carga total capaz de ser soportada por el pilar, se procedía a la obtención de la carga que deberían soportar las armaduras de acero mediante la diferencia del total admisible y la carga que podría soportar el pilar no armado, obtenido de la siguiente manera:

$$P' = R_h \cdot S_h$$

Y, por tanto, la carga correspondiente a la armadura sería:

$$P'' = P - P' = P - R_h \cdot S_h = R S - R_h \cdot S_h$$

La cuantía de acero m total utilizada por las armaduras se repartía en un tercio para las armaduras longitudinales n y los dos tercios restantes para los zunchos n' . Para la obtención del volumen de acero de cada una de estas armaduras respectivamente se realizaba la operación de la siguiente formulación:

$$P = R_h (1 + 15n + 32n') = R \cdot 0,28 (1 + 15n + 32n');$$

$$V_m = V' + V'';$$

Siendo:

Para volumen de armaduras longitudinales: $V' = \frac{1}{3} V_m = n = \frac{1}{3} (n + n');$

Para volumen de armaduras transversales: $V'' = \frac{2}{3} V_m = n' = \frac{2}{3} (n + n');$

Conocidos el diámetro del zuncho, que es igual a la menor dimensión del pilar disminuida en 3 mm, cantidad mínima que debe recubrirse con hormigón para que el acero quede protegido; el número N de zunchos en cada sección transversal y la distancia h de separación de los zunchos; se obtenía del volumen V' de las armaduras transversales o zunchos por metro lineal:

$$N \cdot d \cdot 3,14 \cdot \frac{100}{h} \cdot V ;$$

Expresión que debía ser igual al valor antes obtenido en el cálculo del volumen, y así se obtendría la distancia h de separación de los zunchos.

$$N \cdot d \cdot 3,14 \cdot \frac{100}{h} \cdot V = \frac{2}{3} (n + n')$$

APÉNDICE VII

Es entonces cuando surgieron algunas voces, como la del comandante, en contra de esta posición y defendiendo que era otro tipo de encuentro el que se podría producir entre los distintos elementos constructivos, desarrollando así el concepto de las vigas de hormigón armado de empotramiento completo, teoría que también resulta de aplicación para vigas de otros materiales como madera o metálicas.

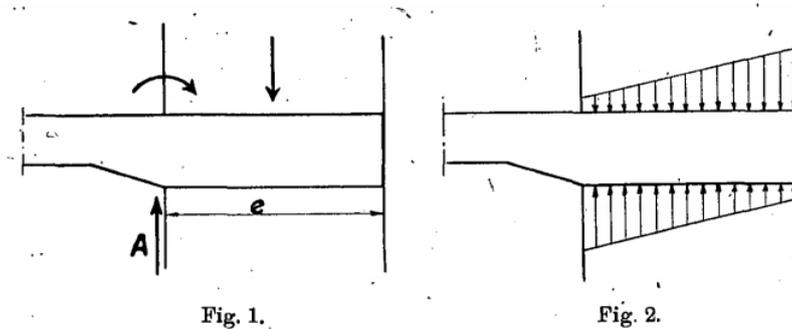


Figura 13
Representación viga
empotrada (Arnaiz,
1930)

En la figura 1, se muestra el empotramiento de una viga de hormigón sobre un apoyo cuyas dimensiones son equivalentes a la longitud de entrega de la viga. La parte inferior de la entrega de la viga se encuentra solicitada de la misma manera que el cimienta de un pilar por culpa de cargas excéntricas, en este caso provocadas por la concurrencia del momento flector de empotramiento y del esfuerzo normal provocado por las acciones y reacciones generales de la estructura (Arnaiz, 1930, 19).

Esta relación entre el momento flector y el esfuerzo normal provoca la excentricidad, y dependiendo de si su valor es menor, igual o mayor a la distancia entre el centro de gravedad y el extremo del núcleo central, la repartición de presión será la indicada a través de las figuras 2, 3 y 4, respectivamente.

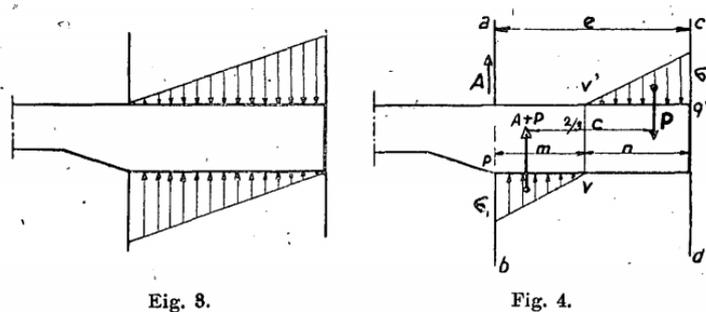


Figura 14
Representación
viga empotrada

Por otro lado, Arnáiz aclara en su texto que, en la sección ab del soporte, aparece un momento flector en el empotramiento igual a M , y una reacción vertical A , cuyo valor es el esfuerzo cortante. Todo ello, sumado a las cargas de acciones exteriores que solicitan a la pieza y las reacciones, provoca que la viga de hormigón armado sufra la deformación expresada en la figura 5. La distribución de presiones de la misma deformada sería la representativa de la figura 4 mostrada anteriormente, formada mediante una ley triangular de presiones máximas en las aristas más fatigadas y que, en cualquier caso, nunca serían mayores al límite admisible por parte del soporte (Arnaiz, 1930, 21).

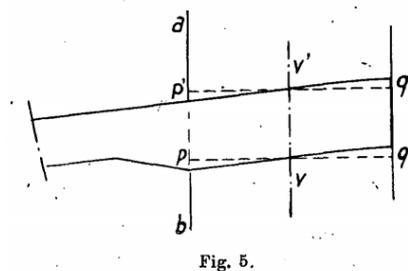


Figura 15 Deformada viga
empotrada (Arnaiz, 1930)

El paso siguiente en el cálculo de vigas de hormigón armado viene perfectamente expuesto en un artículo bastante anterior, publicado por el mismo Alfredo Amigó en 1903, en la revista número XII, denominado como *Regla de Cálculo para pisos y vigas simétricas de cemento armado*. En este muestra una simplificación de la teoría de cálculo que resuelve cualquier problema de construcción de las diversas tipologías de vigas simétricas basado en unas pocas formulas, dónde se busca la obtención de los momentos de inercia de la pieza y las secciones de las distintas armaduras:

$$M = R S h \quad (A) \quad S = \frac{p l^2}{108 \cdot 10^6 h} \quad (\text{vigas empotradas}) \quad S = \frac{p l^2}{72 \cdot 10^6 h} \quad (\text{vigas apoyadas})$$

Siendo:

M	Momento de flexión.
R	Coeficiente de trabajo del hierro.
S	Sección de una armadura.
N	Número de barras de ambas armaduras.
d	Diámetro de los hierros en metros.
p	Peso del metro lineal en kilogramos.
l	Luz en metros
h	Separación entre ejes de armaduras en metros

De las cuáles, a través de la fórmula de la sección de una armadura, despejando se podía obtener el valor del número de barras necesarias para cumplir con la sección requerida dependiendo del tipo de barra utilizada o, por el contrario, obtener la sección mínima de las mismas para un número determinado de barras fijado previamente por necesidades constructivas (Amigó, 1903, 357).

$$S = \frac{N}{2} \pi \frac{d^2}{4};$$

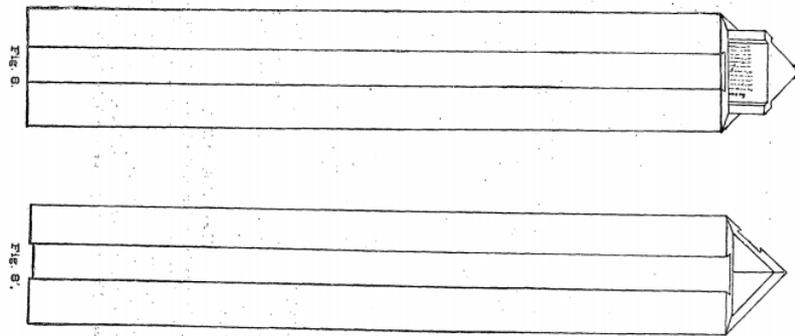


Figura 16 Regla de cálculo (Amigó, 1903b)

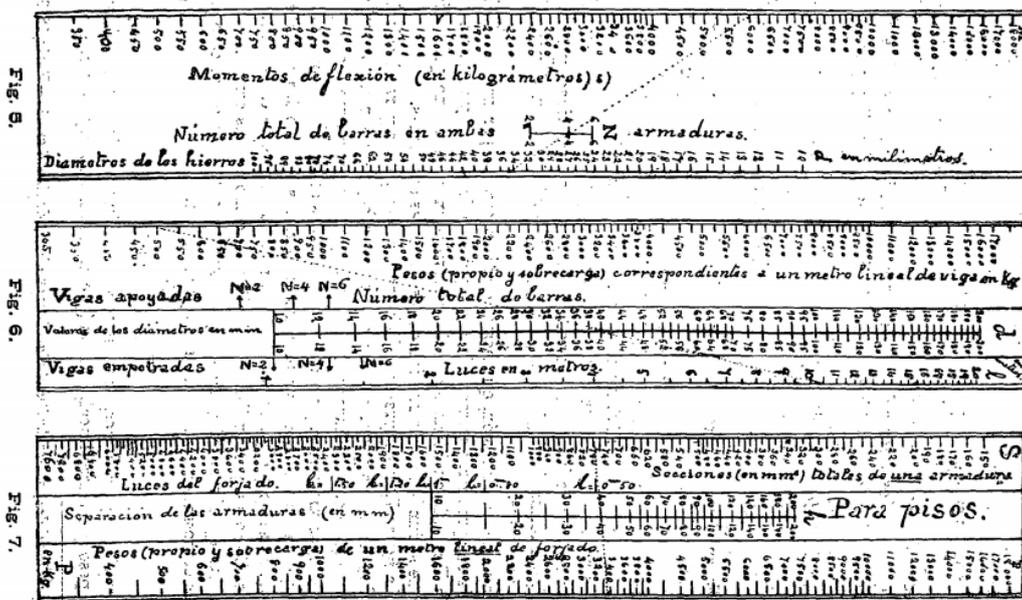


Figura 17 Regla de cálculo (Amigó, 1903b)

BIBLIOGRAFÍA

Alcayde Carvajal, N. (1918). Cálculo de vigas de cemento armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 5, 515.

Alcayde Carvajal, N. (1919). Nomogramas para el cálculo de vigas de cemento armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 5, 422-431.

Alcayde Carvajal, N. (1922). Las semejanzas mecánicas en las vigas de cemento armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 8, 544-570.

Alonso Pereira, J. (2013). Los orígenes del hormigón armado en la arquitectura española. Revista Labor y Engenho, Vol 7, 2.

Amigó, A. (1903a). Regla de cálculo para pisos y vigas simétricas de cemento armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 11, 331-336.

Amigó, A. (1903b). Regla de cálculo para pisos y vigas simétricas de cemento armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 12, 357-368.

Arnáiz Arranz, A. (1930). Empotramiento de vigas de hormigón armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 1, 19-29.

Barutell, C. (1905). Pisos de cemento armado. Palastro ondulado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 8, 247.

Casado, J. (1916a). Procedimiento Gráfico para el cálculo de vigas de hormigón armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 4, 149-166.

Casado, J. (1916b). Procedimiento Gráfico para el cálculo de vigas de hormigón armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 5, 173-186.

De la Llave, J. (Coord.) (1989). Índice analítico de las memorias, artículos y noticias (1921-1988). Memorial de Ingenieros del Ejército.

Domouso de Alba, F. (2015). La introducción del hormigón armado en España: razón constructiva de su evolución (Tesis Doctoral). Recuperado de <http://oa.upm.es/>

Fernández Matews, A. (1932). Consideraciones sobre las cargas aplicadas a los cimientos. Memorial de Ingenieros del Ejército, 10, 383-394.

Fernández Matews, A. (1934). Cimentaciones con emparrillado de viguetas para dos o más apoyos. Memorial de Ingenieros del Ejército, 11, 469-490.

Fernández Matews, A. (1934). Cimentaciones con ensanchamiento en la base. Memorial de Ingenieros del Ejército, 7, 289-305.

Fernández Matews, A. (1936). Cimentaciones de hormigón armado para apoyos aislados. Memorial de Ingenieros del Ejército, 2, 60-75.

Fernández Matews, A. (1936). Cimentaciones de hormigón armado para varios apoyos. Memorial de Ingenieros del Ejército, 5, 203-211.

Gallego Ramos, E. (1917). Pilares de hormigón sunchado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 6, 75.

Gallego Velasco, M. (1923). Hormigones de rápido endurecimiento. Memorial de Ingenieros del Ejército, 9, 395-403.

Gallego, E. (1904). Algunas observaciones sobre el Manuel práctico del Constructor. La Construcción Moderna, 19, 343.

Gallego, E. (1912). Los pilones armados Frankignoul para cimentaciones. Memorial de Ingenieros del Ejército, 5, 221-227.

Gallego, E. (1917). Pilotes armados para cimentaciones. Memorial de Ingenieros del Ejército, 6, 339.

Gallego, E. (1919). Bóvedas cónicas y esféricas de cemento armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 5, 182.

García Fernández, J. (1935). Aplicación de la teoría de la elasticidad, formulas generales. Memorial de Ingenieros del Ejército, 12, 456-475.

García Fernández, J. (1936). Aplicación de la teoría de la elasticidad, casos y fases de la flexión. Memorial de Ingenieros del Ejército, 3, 101-124.

García Vallejo, A. (1927). La fábrica continua del hormigón. Memorial de Ingenieros del Ejército, 9, 307-312.

González Gutiérrez, F. (1921). La fabricación de cemento. Memorial de Ingenieros del Ejército, 11, 417-422.

Hernández Montes, E. y Gil Martín, L.M. (2007). Hormigón armado y pretensado. Granada: Grupo de investigación TEP-190 Ingeniería e infraestructuras.

Jiménez Montero, A. (1924). Comprobación de resistencia en las obras de hormigón armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 5, 190-204

Llave y Sierra, J. (Coord.) (1925). Índice analítico de las memorias, artículos y noticias (1846-1920). Memorial de Ingenieros del Ejército.

Marco Serrano, E. (2012). 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). Recuperado de <https://riunet.upv.es/>

Martín de la Escalera, F. (1923). Adaptabilidad del hormigón armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 12, 451-459

Martín Nieva, H. (octubre, 2000). La introducción del hormigón armado en España: las primeras patentes registradas en este país. Trabajo

presentado en el III Congreso Nacional de Historia de la Construcción, Sevilla.

Memorial de Ingenieros del Ejército (1889). Crónica Científica Nuevo forjado de cemento con entramado o armazón metálica, de Mr. Cottancin. Memorial de Ingenieros del Ejército, 3, 116.

Memorial de Ingenieros del Ejército (1920). Crónica Científica: Losas de cemento armado para pistas militares. Memorial de Ingenieros del Ejército, 5, 420.

Memorial de Ingenieros del Ejército (1921). Crónica Científica: Entibamiento con codales y pies derechos de hormigón armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 3, 108.

Memorial de Ingenieros del Ejército (1923). Crónica Científica: Cantidad de agua que debe incorporarse al hormigón. Memorial de Ingenieros del Ejército, 3, 135-136.

Memorial de Ingenieros del Ejército (1923). Crónica Científica: Datos útiles acerca del empleo del hormigón armado en las construcciones. Memorial de Ingenieros del Ejército, 3, 135-136.

Memorial de Ingenieros del Ejército (1928). Crónica Científica: Los residuos de carbón en el hormigón armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 11, 448.

Memorial de Ingenieros del Ejército (1930). Crónica Científica: El enlace de un hormigón viejo con otro nuevo. Memorial de Ingenieros del Ejército, 11, 549-549.

Memorial de Ingenieros del Ejército (1934). Crónica Científica: Preservación de pilares de hormigón. Memorial de Ingenieros del Ejército, 3, 134.

Ministerio de Cultura y Deporte (2012). Estudio de la Red de Telegrafía Óptica en España. Recuperado de <http://www.culturaydeporte.gob.es/planes-nacionales/planes-nacionales/patrimonio-industrial/actuaciones/red-telegrafia-optica.html>

Miquel Servert, M. (1928). El sistema Noreña de hormigón armado en las construcciones económicas. Memorial de Ingenieros del Ejército, 10, 391-398.

Olivé Roig, S. (1990). Historia de la telegrafía óptica en España. Madrid: Ministerio de transporte, turismo y comunicaciones.

Pardo Pimentel, J. (1878). Hincas de pilotes. Memorial de Ingenieros del Ejército, 4, 71.

Rolandi Pera, E. (1932). Cálculo gráfico de las vigas de hormigón armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 9, 537-605.

Santacara, C. (2015). La primera guerra carlista vista por los británicos 1833-1840. Madrid: Muchnik Editores, S.A.

Sebastián Maestre, J.A. (2015). Arte, Ciencia e Industria en la arquitectura madrileña, 1870-1936 (hierro, acero y hormigón armado)

como agentes renovadores) Tomo I (Tesis Doctoral). Recuperado de <https://repositorio.uam.es/>

Seco de la Garza, R. (1900a). Detalles prácticos de la construcción de obras de cemento u hormigón de cemento y hierro. Memorial de Ingenieros del Ejército, 5, 145-148.

Seco de la Garza, R. (1900b). Detalles prácticos de la construcción de obras de cemento u hormigón de cemento y hierro. Memorial de Ingenieros del Ejército, 6, 172-177.

Seco de la Garza, R. (1900c). Detalles prácticos de la construcción de obras de cemento u hormigón de cemento y hierro. Memorial de Ingenieros del Ejército, 7, 204-209.

Seco de la Garza, R. (1904). Cálculo rápido de piezas de cemento armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 4, 19 40 65 97.

Sequera Martínez, L. (2011). Una retrospectiva al Memorial del Arma de Ingenieros (1846-1936) (extracto I). Memorial de Ingenieros del Ejército, 91-102.

Sequera Martínez, L. (2012). Una retrospectiva al Memorial del Arma de Ingenieros (1846-1936) (extracto I y II). Memorial de Ingenieros del Ejército, 63-83.

Sierra Bustamante, L. (1921). Accidentes en las obras de hormigón armado. Memorial de Ingenieros del Ejército, 5, 180-197.

Tejón Marín, J. (1902a). El cemento armado. Tablas prácticas. Memorial de Ingenieros del Ejército, 6, 168-172.

Tejón Marín, J. (1902b). El cemento armado. Tablas prácticas. Memorial de Ingenieros del Ejército, 11, 321-327.

Temes Cordovez, R. (octubre, 2009). La introducción del hormigón armado y su uso como sistema estructural de la vivienda en España. El caso concreto de la ciudad de Valencia. Trabajo presentado en el VI Congreso Nacional de Historia de la Construcción, Valencia.

Vicente Navarro, J. (2009). La evolución de los forjados de edificación hacia unas técnicas más competitivas económicamente (Tesis Doctoral). Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/tesis>