

TENSIONES ADMISIBLES EN FABRICAS DE LADRILLO

Javier Lahuerta, Arquitecto

En ocasiones he sido consultado sobre las tensiones admisibles que deberían adoptarse en el cálculo de las dimensiones de determinados elementos resistentes proyectados con fábrica de ladrillo, y tengo que reconocer que nunca fué fácil dar una respuesta adecuada. Por un lado faltaban casi siempre valores reales de la resistencia de los ladrillos y del mortero a emplear; pero incluso en los casos en que se pudo disponer de los resultados de ensayos realizados para determinar estos valores, quedó en pie todavía el problema de deducir de ellos la resistencia de la propia fábrica, y poder fijar así el valor pedido de la tensión admisible en la misma.

Como resultado de lo estudiado en las citadas ocasiones, presento esta propuesta de tensiones admisibles, y deseo que sobre ella se hagan observaciones y críticas por todo aquel que posea datos que puedan estar en disconformidad con lo consignado aquí. Téngase presente que muchos de los valores de este estudio se han tenido que obtener por interpolación entre los recogidos de las publicaciones consultadas, por otra parte no

demasiado concordantes entre sí, y que en lo referente a disminuciones de resistencia por esbeltez, los datos son aún más escasos; por ello esta propuesta se hace con las necesarias reservas.

La resistencia de una fábrica de ladrillo, lo mismo que la resistencia de cualquier otro material, no puede determinarse con garantía más que realizando ensayos en los que el comportamiento del material sea análogo al de la realidad. En el caso de fábricas de ladrillo, la existencia de juntas y el tamaño de las piezas exige ensayar elementos de fábrica de considerable volumen para conseguir lo antedicho, dando lugar a ensayos complicados y costosos, que solamente en caso de obras especialísimas, o como temas de investigación, pueden ser realizados.

Por algunos investigadores se han realizado estos ensayos de resistencia a compresión y flexión (tracción) de muros, pilares u otros elementos de fábrica de ladrillo (figuras 1, 2 y 3), habiendo determinado a la vez las re-

Fig. 1

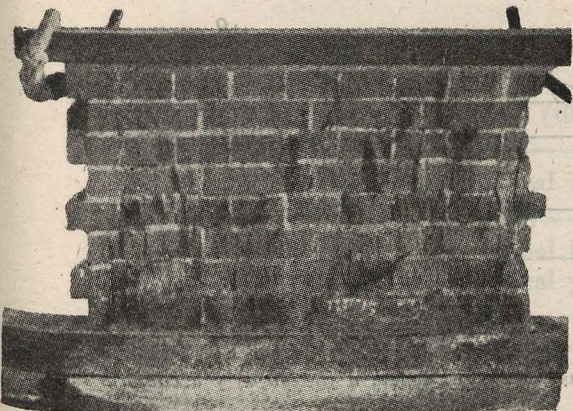


Fig. 2

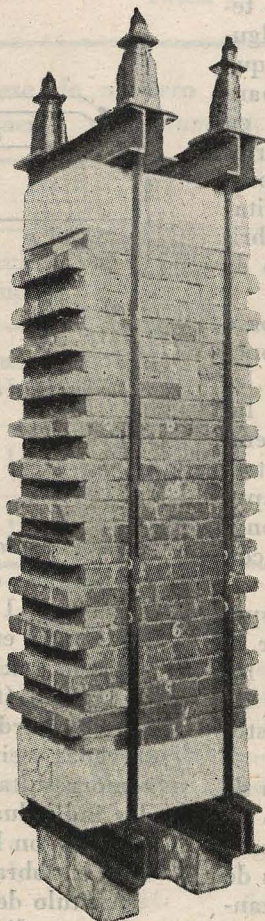
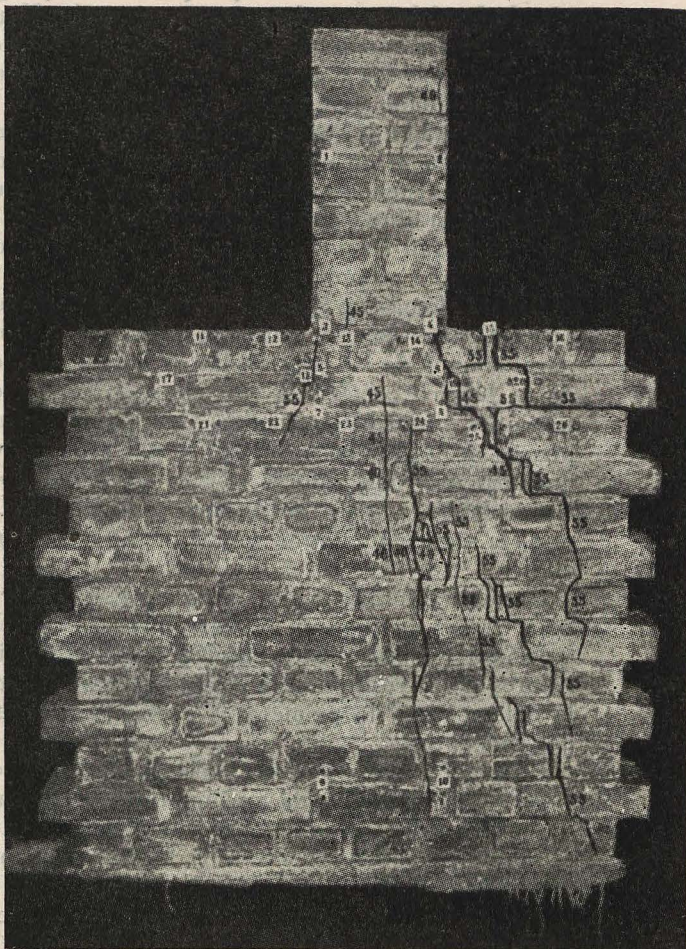


Fig. 3



1.—Probeta de fábrica de ladrillo después de realizado el ensayo de resistencia a compresión con carga en toda su superficie.

2.—Probeta de fábrica de ladrillo durante el ensayo de carga, continuada de compresión.

3.—Probeta de fábrica de ladrillo después de realizado el ensayo de resistencia a compresión con carga en el pilar.

(Según Graf y Weisse.)

sistencias del ladrillo y del mortero empleados en su ejecución. De los resultados obtenidos se desprende que en la resistencia a compresión de una fábrica tienen principal influencia la resistencia a compresión del ladrillo y la del mortero, así como las dimensiones del elemento ensayado y la disposición de la carga (en todo el muro o sólo en parte); y en menor grado, la calidad de la ejecución, el espesor de las juntas, las dimensiones del ladrillo y el aparejo. En la resistencia a flexión (tracción) influye decisivamente la adherencia entre ladrillo y mortero, que a veces es menor que la resistencia a flexión (tracción) del ladrillo y del mortero; y en menor grado también las demás condiciones anteriores.

Determinados investigadores han deducido en algunos casos fórmulas o tabulaciones para poder calcular la resistencia a compresión de un muro o pilar de fábrica en función de la resistencia del ladrillo y de la del mortero empleados, y alguna de ellas ha sido el punto de partida para fijar las tensiones admisibles de compresión para fábricas de ladrillo de las Normas de ciertos países, en función de las resistencias también normalizadas de las diferentes clases de ladrillos, y de las de los tipos de mortero ordinariamente empleados. Asimismo han deducido reglas para fijar las tensiones admisibles de tracción en régimen de flexión y flexión compuesta (tensiones que en muchos casos no es tolerada su existencia).

El que proyecta donde existen tales Normas escoge la clase de ladrillo que juzgue más conveniente, cuyas características mecánicas define y garantiza la Normalización, define el tipo de mortero que va a emplear, y en la tabla de su correspondiente Norma encuentra la tensión admisible que le servirá para calcular sus muros, pilares o arcos.

Entre nosotros, tal Normalización por desgracia no existe todavía (aunque ya se esté preparando), y por consiguiente en fase de proyecto tenemos que fijar la resistencia del ladrillo que servirá de punto de partida al cálculo, bien realizando un ensayo del ladrillo fabricado por quien vaya a efectuar el suministro, o bien según nuestro propio criterio. Es evidente que si en el curso de la obra queremos tener seguridad de que el ladrillo tiene la resistencia exigida, no habrá más remedio que determinarla mediante ensayos periódicos, ya que no teniendo los fabricantes hoy día que cumplir Norma alguna respecto a resistencia, puede su ladrillo tener la que quieran, a no ser que se les exija específicamente para un determinado suministro, lo que por otra parte en el actual estado de cosas quizá no fuera fácil conseguirlo.

Consecuencia de esto es que hay que partir en proyecto de resistencias del ladrillo muy bajas para evitar tropiezos en obra, aún con la evidencia de que las fábricas trabajarán a tensiones menores de lo que dentro de una prudente economía debieran hacerlo.

Como además no se encuentran en los prontuarios o publicaciones de uso ordinario fórmulas o tabulaciones para deducir de las resistencias de ladrillo y mortero las de la fábrica construida con ellos, se suelen elegir las tensiones admisibles tomando valores más o menos empíricos de formularios, la mayor parte de las veces traducidos, que dan valores por consiguiente no siempre concordantes con los de nuestros materiales. La economía (la seguridad alguna vez también) suele padecer con ello.

Es pues interesante, en tanto no exista Norma española, tratar de fijar un criterio que permita decidir la tensión admisible conveniente. Y como se partirá de los valores de la resistencia a compresión del ladrillo y de la del mortero, lo primero es precisar claramente estos dos conceptos.

Resistencia a compresión (más exactamente *tensión de rotura a compresión*) de un material, es el resultado de un ensayo de rotura a compresión. Este resultado, como es sabido, depende mucho de la forma y dimensiones de la probeta empleada y del modo de realizarlo. Por tanto, se trata de un dato que tiene una significación comparativa, nunca absoluta; es decir, solamente se podrá

formar juicio sobre la calidad de partidas diferentes de un material cuando se tengan los datos de ensayos realizados en condiciones idénticas.

En nuestro estudio, **resistencia a compresión del ladrillo** ($rot C^{\sigma}_L$) será el resultado del ensayo realizado sobre diez probetas, cada probeta formada por las dos mitades de un ladrillo serrado en el centro de su dimensión mayor, unidas con capa de 2-4 mm de pasta de cemento portland, y con las caras de presión preparadas con capa también de 2-4 mm de pasta de cemento, formando una probeta aproximadamente cúbica (fig. 4), aceptando como resultado el menor de los dos valores siguientes: la media aritmética de los diez resultados individuales, o el resultado individual mínimo dividido por 0,85. En el caso de ladrillos perforados o huecos se tomará como resultado la tensión aparente, o sea la carga de rotura dividida por la sección total ($A = bd$) sin descontar los huecos.

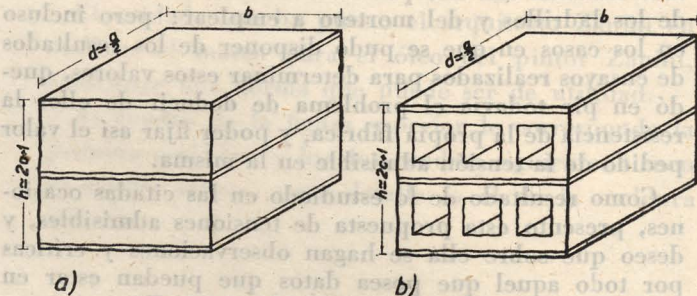


Fig. 4

Probetas para el ensayo de resistencia a compresión del ladrillo macizo a) y del hueco b).

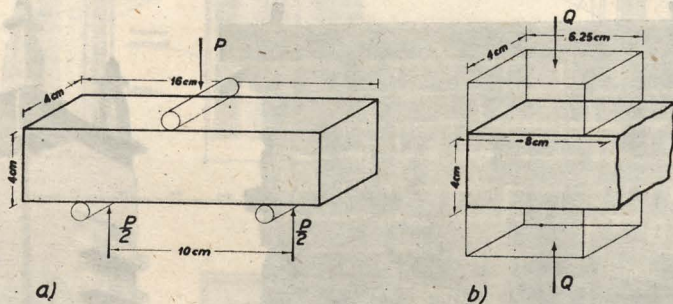


Fig. 5

Probetas para los ensayos de resistencia a flexión a) y a compresión b) del mortero.

Resistencia a compresión del mortero ($rot C^{\sigma}_M$) será el resultado del ensayo realizado sobre tres probetas cúbicas de 7,1 cm de lado (o sobre las medias probetas resultantes en el ensayo de flexión de probetas prismáticas de $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$, con área de carga de 25 cm^2 de sección (fig. 5), que está comprobado que sus valores concuerdan sensiblemente con los anteriores), conservadas veintiocho días en aire húmedo, aceptando como resultado la media aritmética de los tres resultados individuales. Es importante que el mortero esté fabricado con la misma cantidad de agua con que se amasará en obra.

A título de orientación, en la Tabla I consignamos los valores ordinarios de resistencia de los ladrillos españoles:

TABLA I

Clase de ladrillo	Resistencia <i>rot</i> c^{σ}_L Kg /cm ²
Adobes inferiores.	20
Adobes superiores. Ladrillos huecos inferiores.	30
Ladrillos huecos ordinarios.	50
Ladrillos huecos ordinarios. Ladrillos macizos inferiores.	70
Ladrillos huecos ordinarios. Ladrillos macizos ordinarios. Ladrillos silicocalcáreos inferiores.	100
Ladrillos huecos superiores. Ladrillos macizos ordinarios. Ladrillos silicocalcáreos superiores.	150
Ladrillos macizos superiores.	200
Ladrillos macizos superiores. Ladrillos especiales.	300

Sobre morteros es más difícil dar valores, pues su resistencia depende no sólo de la relación *aglomerante : arena*, sino de muchas otras condiciones : cantidad

de agua de amasado, calidad del cemento y de la arena, etc.; sin embargo, y también a título de mera información, consignamos en la Tabla II valores frecuentes :

TABLA II

Clase de mortero (dosificación en volumen)	Resistencia <i>rot</i> c^{σ}_M Kg /cm ²
Mortero de cal 1:3	5
Mortero de cal hidráulica 1:3 Mortero de cal y cemento 1:1:10	20
Mortero de cal y cemento 1:1:6 Mortero de cemento 1:6	50
Mortero de cemento 1:4	100
Mortero de cemento 1:3	150

Para determinar la resistencia de una fábrica en función de estos valores no disponemos de resultados de ensayos españoles, habiendo realizado este estudio a la vista de los resultados obtenidos por Kreuger (1), Breyer y Krefeld (2), Graf (3) (4), Krüger (5), Herrmann (6), Graf y Weisse (7).

Como indicamos arriba, influyen decisivamente en la resistencia de la fábrica, además de los valores anteriores, las dimensiones del elemento resistente muro o pilar, o más exactamente la *esbeltez* del mismo, esbeltez que es proporcional a su altura e inversamente proporcional a su mínima anchura, disminuyendo la resisten-

cia al aumentar la esbeltez por el efecto de pandeo (flexión lateral) que se produce.

Como los arriostramientos laterales reducen notablemente el pandeo, hay que tenerlos en cuenta al fijar la esbeltez η , que se calculará con la fórmula

$$\eta = \beta \frac{h}{d}$$

siendo h la altura, d la mínima anchura del elemento y β un coeficiente de esbeltez cuyos valores se dan en la Tabla III, según los tipos de arriostramiento (véase fig. 6):

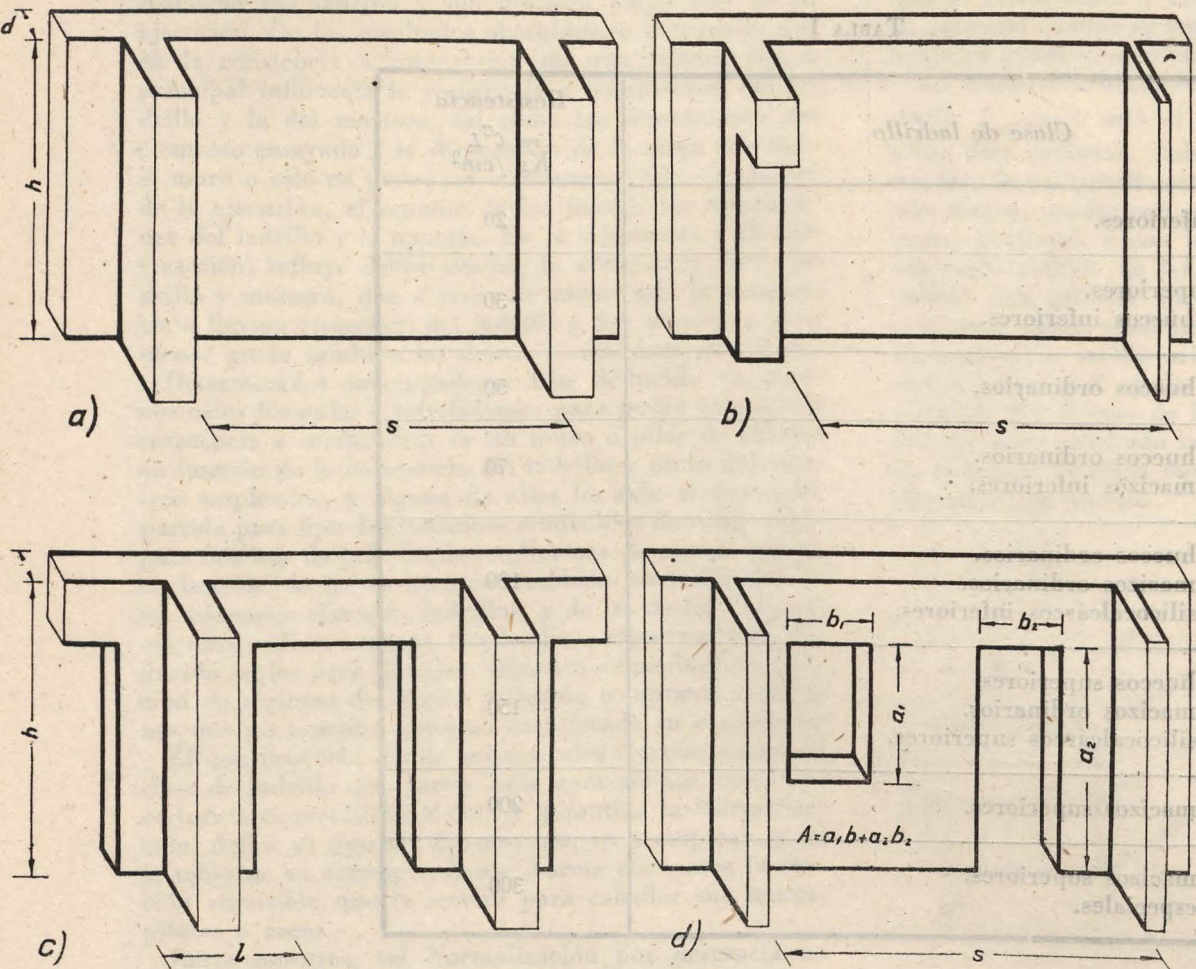


Fig. 6

- a) Muro con arriostramientos fuertes.
- b) Muro con arriostramientos ligeros.
- c) Muro con huecos, con todos sus machos arriostrados.
- d) Muro con huecos, con machos no arriostrados.

TABLA III

Clase del elemento resistente	Coefficiente de esbeltez β
a. Muro sin huecos, con arriostramientos fuertes, a distancias $s \leq h$.	0,3
b. Muro con huecos, con machos de longitud l ($3d \leq l \leq \frac{h}{2}$), cada uno con arriostramiento fuerte.	
c. Muro sin huecos, con arriostramientos fuertes, a distancias $h < s \leq 3h$, o ligeros a distancias $s \leq h$.	0,5
d. Muro con huecos, con superficie abierta A no mayor del 20%, con arriostramientos fuertes a distancias $s \leq 2h$.	
e. Muro sin huecos, con arriostramientos fuertes a distancias $3h \leq s \leq 5h$, o ligeros a distancias $h < s \leq 3h$.	0,7
f. Muro con huecos, con superficie abierta A no mayor del 20% con arriostramientos fuertes a distancias $2h < s \leq 3h$, o ligeros a distancias $s \leq 2h$.	
g. Pilares con cabeza arriostrada.	1
h. Muros sin huecos, con arriostramientos menores que en e.	
i. Muros con huecos, con arriostramientos menores que en f.	2
j. Pilares y muros con cabeza libre.	

Si se trata de pilares de sección diferente a la rectangular, se tomará como mínima anchura d para calcular el valor $d = 3,46i$, siendo i el radio de giro mínimo de la sección del pilar.
Un muro o pilar se denominará *sin esbeltez* cuando $\eta \leq 4$. Las tensiones admisibles de compresión

($adm C^{\sigma}_F$) que proponemos en fábricas sin esbeltez, con ejecución y traba normal, se han calculado dividiendo la resistencia probable, obtenida como se dijo antes, por un coeficiente de seguridad de valor aproximado 4. En la Tabla IV se consignan los valores propuestos:

TABLA IV

Tensión admisible a compresión $adm C^{\sigma}_F$ en fábricas sin esbeltez en Kg/cm ²								
Resistencia del mortero $rot C^{\sigma}_M$ Kg/cm ²	Resistencia del ladrillo $rot C^{\sigma}_L$ en Kg/cm ²							
	20	30	50	70	100	150	200	300
5	3	4	5	6	7	8	10	12
20	—	4	6	7	8	10	12	15
50	—	—	6	8	10	15	20	25
100	—	—	—	—	15	20	30	40
150	—	—	—	—	—	30	40	50

Cuando el elemento tenga una esbeltez $\eta > 4$, se reduce la resistencia por efecto del pandeo, debiendo adoptarse en el cálculo una tensión admisible a pandeo

($adm P^{\sigma}_F$), cuyos valores, en función de la correspondiente tensión admisible a compresión, y de la esbeltez, se dan en la Tabla V:

TABLA V

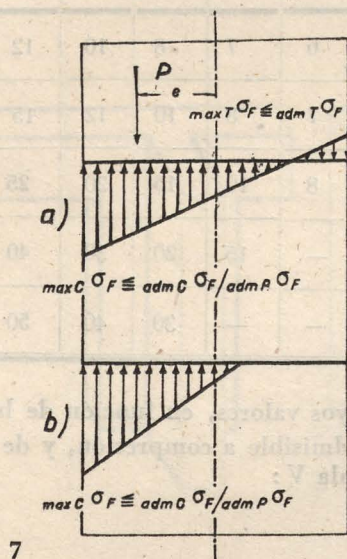
Tensión admisible a compresión $adm C^{\sigma}_L$ Kg/cm ²	Tensión admisible a pandeo $adm P^{\sigma}_F$ cuando la esbeltez η vale					
	5	6	8	10	12	15
3	1	—	—	—	—	—
4	2	—	—	—	—	—
5	3	1	—	—	—	—
6	4	2	—	—	—	—
7	5	3	1	—	—	—
8	6	4	2	—	—	—
10	8	6	3	1	—	—
12	10	8	5	3	1	—
15	12	10	7	5	2	—
20	15	12	10	7	3	1
25	20	15	12	8	5	2
30	25	20	15	10	7	3
40	30	25	20	15	10	5
50	40	30	25	20	12	7

Como tensiones admisibles de tracción ($adm T_F$) en régimen de flexión o flexión compuesta, podrán to-

marse las que se dan en la Tabla VI en relación con las correspondientes $adm C_F$

TABLA VI

Tensión admisible a compresión $adm C_F$ Kg/cm ²	3	4	5	6	7	8	10	12	15	20	25	30	40	50
Tensión admisible a tracción $adm T_F$ Kg/cm ²	0				1				2		3		4	5



Formas de calcular admisibles en fábricas sometidas a flexión, compuesta: a), considerando la resistencia a tracción de la fábrica; b), eliminando dicha resistencia.

En los casos en que $adm T_F = 0$, o en los que el cálculo dé tensiones de tracción mayores que $adm T_F$, podrán todavía proyectarse elementos de fábrica que trabajen a flexión compuesta, admitiendo la conocida hipótesis de que se producen fisuras que llegan hasta la línea neutra, y trabajando el material solamente a compresión con ley triangular de tensiones (fig. 7), siempre que la máxima tensión de compresión que se produzca no sea mayor que la correspondiente $adm C_F$ o $adm P_F$ según los casos, y que la seguridad al vuelco no sea menor de 1,5.

BIBLIOGRAFIA:

- (1) KREUGER: *Tonindustrie Bauzeitung*. - 1946. - página 615.
- (2) BREYER Y KREFELD: *Concrete* (Detroit). - 1923. - págs. 167-195.
- (3) GRAF: *Beton und Eisen*. - 1924. - págs. 52-65.
- (4) GRAF: *Bautechnik*. - 1926. - pág. 229.
- (5) KRÜGER: *Mitteilungen Deutsche Material Prüfungs Amt*. - 1934. - pág. 261.
- (6) HERRMANN: *Deutsche Bauzeitung*. - 1939. - página 827.
- (7) GRAF y WEISSE: *Fortschritte u. Forschungen im Bauwesen*. - B.I. - 1942. - pág. 12.

DIVERSOS CASOS DE APEOS EN LOS EDIFICIOS

Mariano Rodríguez-Avial Azcúnaga
José Busó Martínez. — Arquitectos

Se conoce con el nombre de apeo al conjunto de entramados de madera necesarios, bien para detener la prosecución de una ruina en una construcción, bien como construcción auxiliar para el recalce de edificios, o bien para poder proceder a la sustitución de elementos resistentes.

De aquí se deduce que la clase de apeos es muy diversa, hasta el punto de que cada caso concreto tiene varias soluciones, entre las cuales el Arquitecto-Director de la obra debe elegir aquella que sea más económica y menos complicada de ejecución. En casi todas las ocasiones, sobre todo tratándose de edificios amenazando ruina, esta resolución ha de tomarse inmediatamente, no habiendo lugar a un estudio previo de Gabinete para elegir cuál de aquellas soluciones es la más aceptable, y por tanto se ha de resolver con arreglo al criterio del director facultativo, que es precisamente una de las causas que denotan la calidad del técnico.

Los apeos se dividen en apeos verticales y apeos oblicuos o apuntalamientos; en el presente artículo nos proponemos describir algunos de los más corrientes, y concretamente el realizado bajo nuestra dirección facultativa en la obra de reforma y ampliación de la casa situada en Madrid, calle de Peligros, 8.

El caso más frecuente que se presenta en las obras de reforma, es el de la sustitución, en planta baja, de un macho de fábrica o de un soporte por una estructura horizontal a base de elementos metálicos.

Para ello hay que prever el momento en que se procede a la sustitución, disponiendo una estructura auxiliar que realice el trabajo que hasta ese momento efectuaba el elemento resistente. Lo más corriente es colgar el muro, para recibir las cargas de los pisos superiores a donde se ha de realizar la sustitución, por medio de un apeo de asnilla y un apuntalamiento (fig. 1): La asnilla se coloca atravesando el muro por unos mechinales y