

el **CALCULO** de placas de anclaje de soportes metálicos

MIGUEL SOTO PARDO, Dr. Ingeniero del I. C. A. I.

491-1

Introducción

El presente estudio intenta aportar algo al cálculo de placas de anclaje, colaborando en el enfoque de un fenómeno, en general, mal conocido. Consciente de la exigua extensión de este trabajo, impuesta por la falta de tiempo, invito a quien se sienta interesado a continuarlo, completarlo y, sobre todo, enmendarlo en lo que proceda, pues necesariamente he de suponer que una opinión que no se adapta al sentir general es fácil que presente algún fallo; lo contrario sería pueril.

Todo el artículo se puede resumir en las siguientes conclusiones:

1 El cálculo clásico de placas de anclaje debería ser revisado, pues entraña un concepto inexacto de la forma real de trabajo y posibilidades del hormigón del macizo. El proyectista debe saber, al menos, que con tal método le separan de la rotura coeficientes de seguridad del orden de 10, convencimiento que le será muy útil para, entre otras cosas, disipar intranquilidades cuando, por error, hayan sido suprimidos los cartabones de base o se hayan colocado tarde, con la estructura ya cargada.

2 El nuevo criterio de cálculo aparece en el artículo 54 de la IEH-68, que autoriza a elevar las presiones aún manteniéndolas todavía dentro de límites bastante conservadores. Dado que la IEH-68 es hoy la norma oficial de cálculo, recomiendo se respete rigurosamente, sin que el contenido de este trabajo sirva de invitación a nadie para superar los límites de cálculo autorizados.

Mi objetivo, quiero insistir en ello, no es ofrecer una fórmula de ahorro, sino aclarar un concepto.

3 Una columna metálica soldada directamente sobre una placa sin cartelas está siempre fuera de la Norma IEH-68, para esbelteces usuales. Sin embargo, tal montaje puede considerarse bastante tolerable en el caso de columnas compuestas por perfiles separados (Π , \square , \square) y menos tolerable en el caso de perfiles simples o unidos (\square , I), como se desprende de las tablas 1, 2 y 3 (ver el valor de γ_b), calculadas al final.

4 Como norma práctica puede, en general, calcularse con 120 kp/cm^2 y acciones mayores, para el caso de cargas centradas, ya que todo este estudio presupone la inexistencia de momentos de flexión en el pilar.

Las placas de anclaje de pilares metálicos, elemento a través del cual transmiten éstos su carga al macizo de cimentación, se calculan asignando al hormigón una resistencia a compresión muy baja en relación con su auténtica capacidad de carga.

Es clásico observar en los tratados de construcción la cifra de 40 kp/cm^2 como carga de reparto en la superficie de contacto placa-hormigón, llegándose a lo sumo a valores de 60 ó 70 kp/cm^2 ; cualquiera de éstos que elijamos, con criterio más o menos conservador, partirá siempre de un concepto inexacto, ya que el hormigón que comprimimos trabaja en forma muy distinta al de, por ejemplo, un pilar, no pudiendo despreciarse el volumen que rodea al núcleo cargado, volumen que está muy lejos de ser inoperante.

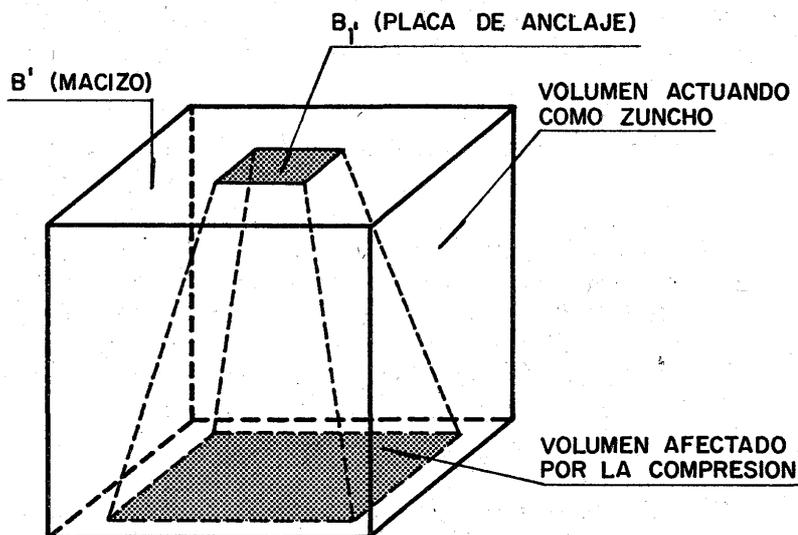


Fig. 1. Macizo con cargas concentradas. Separación ideal de zonas según su trabajo.

El hormigón que recibe la carga de una placa de anclaje es una porción de macizo rodeada por un volumen bastante mayor (fig. 1) que impide la expansión lateral (definida por el coeficiente de Poisson) de la parte comprimida.

Este zuncho de hormigón eleva notablemente la resistencia en la zona comprimida, llegándose a valores de 10 veces el característico de rotura de un hormigón con expansión lateral libre.

Es preciso agotar la resistencia del zuncho para llegar a la rotura del macizo (fig. 2), agrietándose éste por los esfuerzos de tracción que se originan en el seno del mismo.

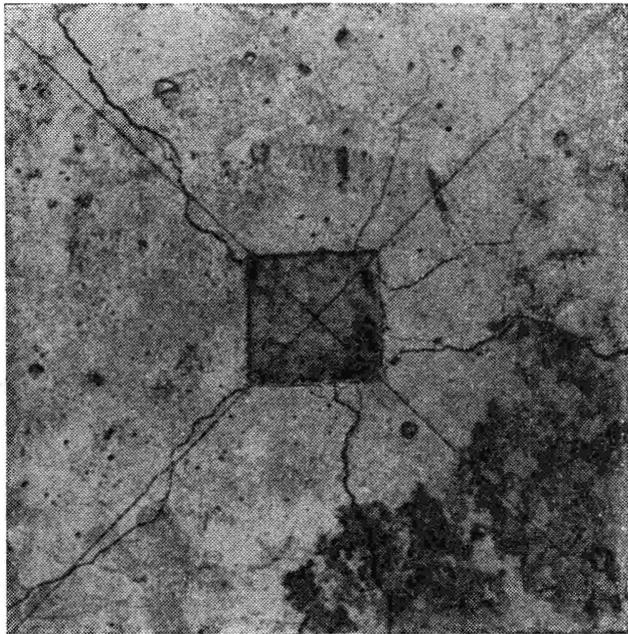


Fig. 2. Rotura de un macizo de hormigón en masa por carga concentrada.

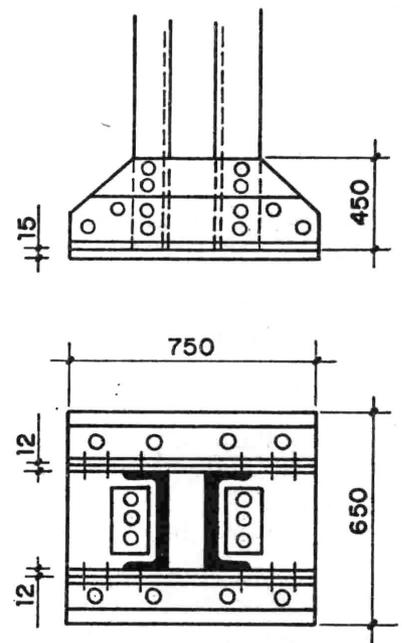


Fig. 3. Base de columna para 128 Mp, con $\sigma_b^{**}=32 \text{ kp/cm}^2$; peso de la base, 158 kp.

La Instrucción Española para el Proyecto de Obras de Hormigón, de 1968 (IEH-68), recoge este criterio en su artículo 54 al admitir una resistencia de cálculo del hormigón β veces mayor de la ordinaria de acuerdo con la expresión:

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{B'}{B'_1}} \geq \gamma_b ;$$

en la que:

B' = superficie de la cara superior del macizo.

B'_1 = superficie de reparto de la carga (placa de anclaje).

γ_b = coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

Según esta fórmula, la resistencia de contacto puede alcanzar el valor de la característica para un B'_1 , tal que:

$$\frac{B'}{B'_1} \geq \gamma_b^3 ;$$

no admitiéndose valores superiores aunque B'_1 siga disminuyendo.

Veremos más adelante que los límites de la Instrucción son muy prudentes, quedando ampliamente del lado de la seguridad, por lo que no resulta en absoluto arriesgado calcular con dicha fórmula que nos permite llegar tranquilamente a valores de 180 kp/cm^2 , cifra que disiente notablemente de los 60 kp/cm^2 (o su equivalente de 40 kp/cm^2 para acciones sin mayorar) que casi todo el mundo observa fielmente como norma en el cálculo de placas de anclaje.

Así, por ejemplo, una columna de 3 m, compuesta por dos U de 30, capaz para 128 Mp de carga centrada requiere, según el cálculo tradicional, una base de $750 \times 650 \times 15$, debidamente acartelada como se aprecia en la figura 3.

Hay que reconocer que el cambio de la norma de cálculo no conducirá a ahorro considerable, como vamos a ver. Supongamos un edificio de 10 plantas y en el mismo un soporte con una superficie gravitante de 20 m^2 , lo que hace un total de carga de cálculo en la base del orden de los 100 Mp. La placa de anclaje será:

$$a) \text{ Para } \sigma_b'^* = 40 \text{ kp/cm}^2, S = \frac{100.000}{40} = 2.500 \text{ cm}^2 (50 \times 50);$$

$$b) \text{ Para } \sigma_b'^* = 150 \text{ kp/cm}^2, S = \frac{150.000}{150} = 1.000 \text{ cm}^2 (31 \times 31);$$

(aquí se aplica el esfuerzo mayorado).

Si la primera pesa, debidamente acartelada, 70 kp, la segunda no pasará de 25 kp; hemos ahorrado, pues, 45 kp, lo cual, teniendo en cuenta que la parte de estructura ligada al pilar considerado pesará unos 6 Mp, supone la insignificante cantidad de un 0,75 %.

Aquí radica, en mi opinión, la razón de que nadie se haya preocupado de cambiar de criterio de cálculo. No existe motor económico.

Hay otro aspecto en la cuestión, para mí más importante, que se refiere a la institución de unos criterios y a su posterior inobservancia sin que el proyectista conozca de ordinario la razón en que basa su falta de rigor.

Calculada una placa de anclaje con arreglo al tradicional valor de 40 kp/cm^2 (ejemplo anterior) llega el calculista a la dimensión de $50 \times 50 \text{ cm}^2$ y, muy generalmente, no añade sino un dato más en el proyecto: el espesor de la chapa. Resulta así que el constructor se limita a colocar un simple palastro con cuatro garras, pero sin el debido armado rigidizador (figura 4), dispositivo esencial para que la totalidad de la placa transmita compresión al macizo; fácil es ver que sin el referido armado gran parte de la placa es inoperante, trabajando sólo la zona más próxima al soporte.

Puede también suceder que el proyectista, fiel observante de las buenas normas de construcción, recomiende el empleo de cartabones, pero luego transija con facilidad ante el hecho consumado de que en el montaje no se han colocado estas piezas.

Personalmente tuve que hacerme esta pregunta en un caso concreto. ¿Por qué casi nadie da importancia a la supresión de cartabones en las placas de anclaje siendo esto contrario a las normas? ¿Por qué en el ánimo de los más está que tal transgresión no entraña peligro alguno? ¿Por qué la historia de la edificación no cuenta con una sola catástrofe imputable a este hecho? ¿Cómo trabajan realmente las placas de anclaje?

No encontré respuesta a mis interrogantes después de una paciente búsqueda; todos los tratados consultados calculan con 40 kp/cm^2 o cifras muy parecidas. Ello me hizo suponer que la teoría de las placas de anclaje no se ha revisado desde hace muchos años cuando el aglomerante era la cal; lo cual podrá ser cómodo y conservador, pero inadmisibles a la hora de sentar conceptos con rigor. Decidí estudiar a fondo el fenómeno y llegué entonces a la conclusión de que el hormigón del macizo podía trabajar realmente con muy altos valores de compresión por hallarse embebido en otra masa de hormigón circundante que actúa a modo

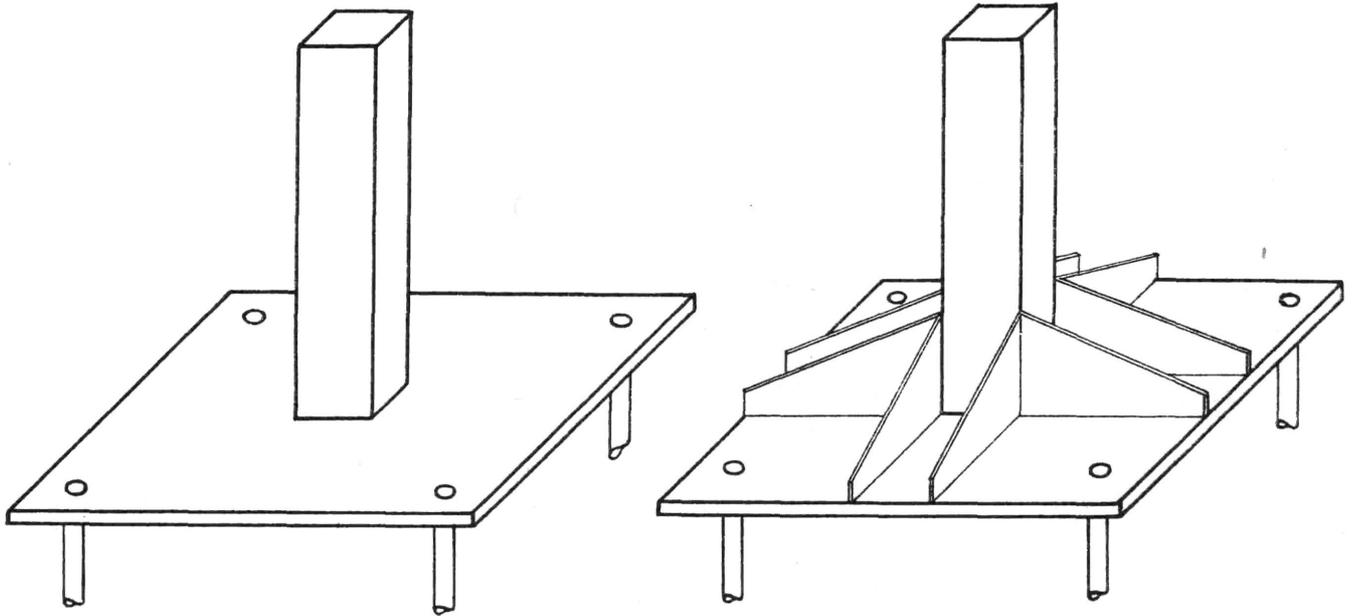


Fig. 4. Placas flexible y rígida.

de zuncho e impide la expansión lateral del volumen comprimido. Por tanto, esa vaga idea de que cualquier dimensión de placa de asiento es suficiente tiene su razón de ser. Una vez más la impresión subjetiva y el golpe de vista se apoyan en una base científica.

Aclarado el concepto de cómo trabaja el hormigón de un macizo se impone el cálculo y predicción numérica del resultado. Por la vía teórica nos encontraremos en seguida con serias dificultades, ya que el fenómeno es muy complejo; la superficie ideal de separación de los volúmenes comprimido y circundante, así como la determinación de esfuerzos secundarios constituyen problemas prácticamente inabordables. Como en tantos casos será aquí necesario, a partir de los ensayos y dando forma a los resultados obtenidos, construir la teoría que los justifique.

No hay que decir que este problema, como tantos otros, podría haber sido resuelto por método analítico, forzando las hipótesis de partida para definir una serie de valores que, en realidad, desconocemos, obteniendo al cabo unas artificiosas fórmulas concordantes con los resultados del laboratorio sin más que haber elegido hábilmente tales hipótesis. Me parece, sin embargo, más honrado no ceder ante la fácil tentación de adornar con integrales y diferenciales aquello que no lo admite y presentar en cambio, simple y escuetamente, unos ensayos que son suficientemente elocuentes.

Fig. 5. Ensayo de carga concentrada (probeta cilíndrica).



Ensayos realizados

Todos los ensayos han consistido en tomar una serie de probetas de un mismo hormigón y someterlas a rotura en la prensa intercalando entre la cara superior de la probeta y el plato de la prensa una rodaja metálica de forma semejante a la sección de aquélla (fig. 5).

Con este montaje reproducimos, a escala, la carga de un pilar sobre un macizo de hormigón.

Los ensayos han sido escasos en número y efectuados sin demasiado orden; pese a ello los resultados, como se verá, son altamente significativos.

Cada serie de probetas difiere de otra en la composición del hormigón, edad, forma (cúbicas o cilíndricas) y tamaño. Lo que realmente interesa es que todas las probetas de una serie reúnan idénticas características. Los distintos tamaños y formas han obedecido sólo a las disponibilidades de moldes de los laboratorios que amablemente han colaborado en estos ensayos [Productos Derivados del Cemento, S. A. (Valladolid), y Cementos Asland, en Villaluen-ga (Toledo)].

Por otra parte, la diversidad de formas ha sido muy ventajosa para poder constatar una misma marcha de resultados con independencia de tamaños, calidad del hormigón, forma de probeta, etc., de las distintas series.

Los cuatro primeros ensayos corresponden a hormigones en masa, que es el caso de más interés, por su mayor frecuencia. También se han realizado ensayos sobre probetas armadas, unas con una parrilla en la base y otras dotadas de cercos o estribos en cuantía variable; naturalmente se ha observado un gran aumento de resistencia. Su exposición aquí creo carece de interés ya que, en la práctica, no es aprovechable la ganancia de resistencia obtenida, dado que no podemos reducir las dimensiones de la placa por encima de unos ciertos límites.

Ensayo

Fecha: 8 de mayo de 1968.

Tipo de probeta: Cilíndrica de 15×30 cm.

Lugar: Laboratorio de Productos Derivados del Cemento, S. A., de Valladolid.

Probeta número	Placa metálica		Carga rotura N_u (kp)	Tensión rotura $(\sigma'_{br})_1 = \frac{N_u}{B'_1}$ (kp/cm ²)	$\frac{B'}{B'_1}$	$\frac{(\sigma'_{br})_1}{\sigma'_{br}}$
	\varnothing (cm)	B'_1 (cm ²)				
1	15,00	176,62	88.000	498,24	1,00	1,00
2	6,00	28,26	23.600	835,10	6,24	1,67
3	4,80	18,08	22.500	1.244,46	9,76	2,49
4	2,00	3,14	15.800	5.031,84	56,24	10,09

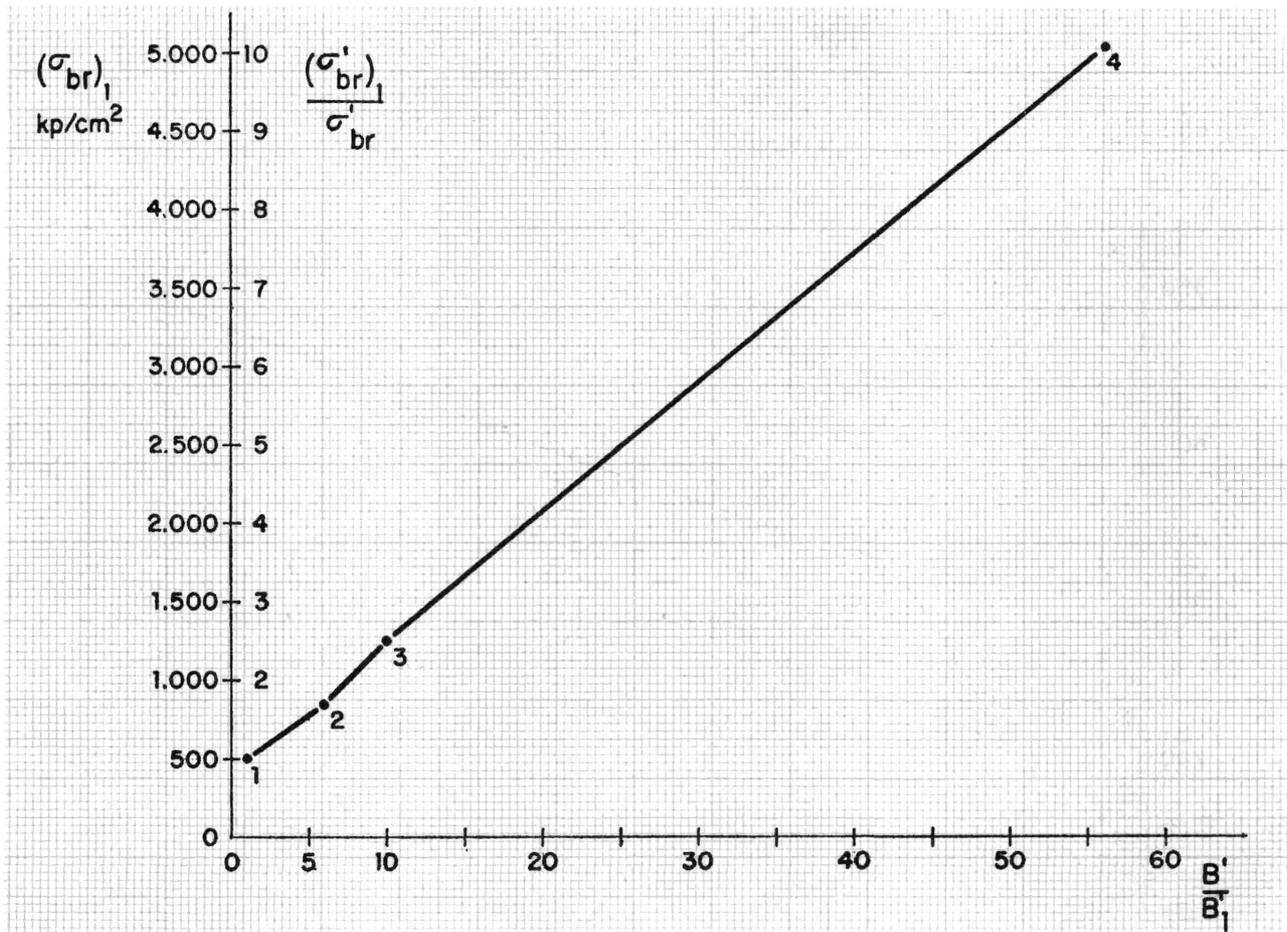


Fig. 6. Resultados del ensayo número 1.

Ensayo 2

Fecha: 9 de diciembre de 1968.

Tipo de probeta: Cúbica, de 10 × 10 × 10 cm.

Lugar: Laboratorio de Cementos Asland, en Villaluenga (Toledo).

Probeta número	Placa metálica		Carga rotura N_u (kp)	Tensión rotura $(\sigma'_{br})_1 = \frac{N_u}{B'_1}$ (kp/cm ²)	$\frac{B'}{B'_1}$	$\frac{(\sigma'_{br})_1}{\sigma'_{br}}$
	a (cm)	B'_1 (cm ²)				
1	10,00	100,00	23.000	230,00	1,00	1,00
2	8,00	64,00	20.800	325,00	1,56	1,41
3	7,00	49,00	16.400	334,69	2,04	1,45
4	5,50	30,25	11.400	376,85	3,30	1,63
5	4,00	16,00	7.800	487,50	6,25	2,11

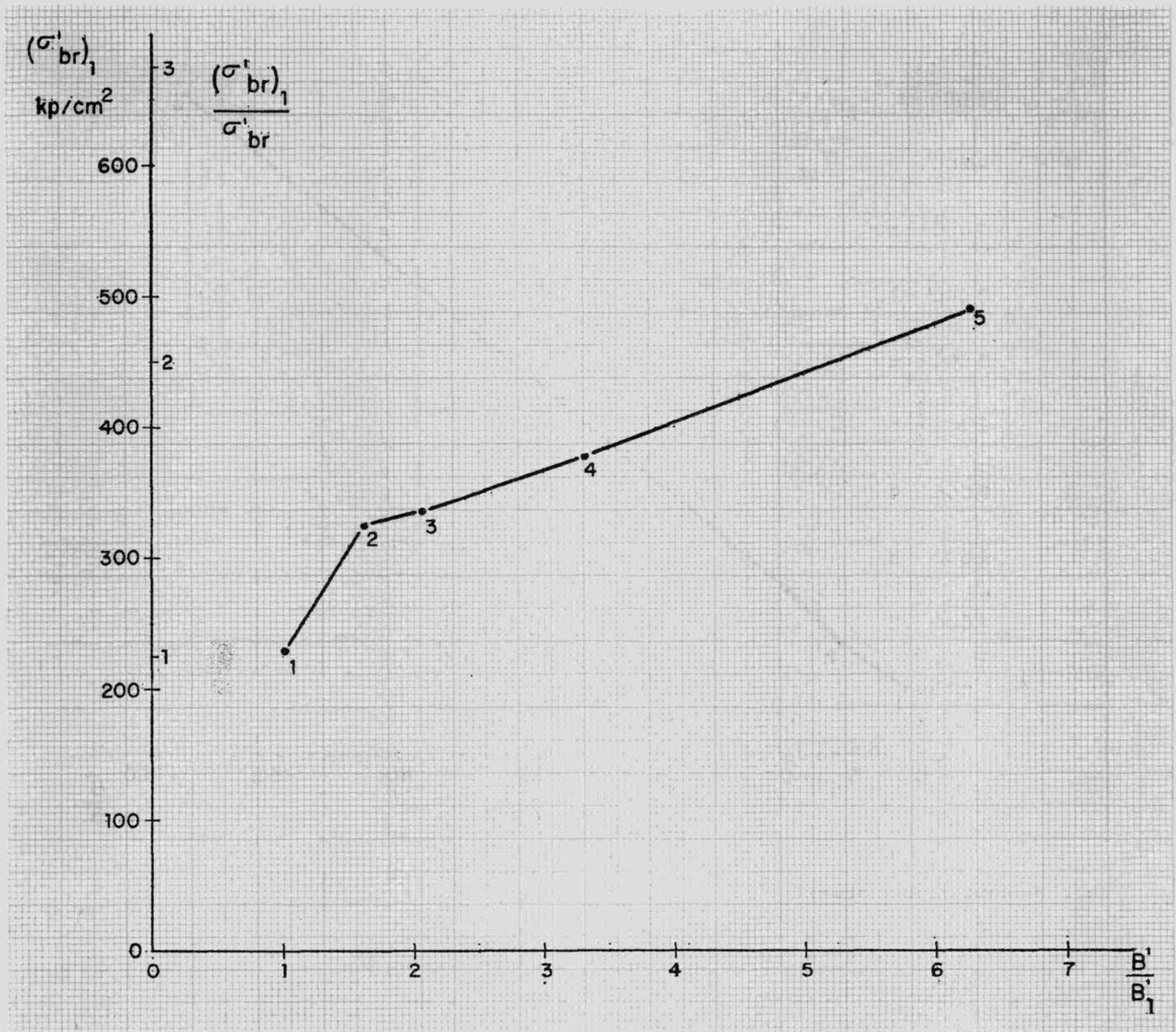


Fig. 7. Resultados del ensayo número 2.

Ensayo 3

Fecha: 9 de diciembre de 1968.

Tipo de probeta: Cúbica, de $20 \times 20 \times 20$ cm.

Lugar: Laboratorio de Cementos Asland, en Villaluenga (Toledo).

Probeta número	Placa metálica		Carga rotura N_u (kp)	Tensión rotura $(\sigma'_{br})_1 = \frac{N_u}{B_1}$ (kp/cm ²)	$\frac{B'}{B_1}$	$\frac{(\sigma'_{br})_1}{\sigma'_{br}}$
	a (cm)	B'_1 (cm ²)				
1	20,00	400,00	66.500	166,25	1,00	1,00
2	12,00	144,00	46.000	319,44	2,77	1,91
3	10,40	108,16	35.000	323,59	3,69	1,95
4	9,50	90,25	32.500	360,11	4,43	2,16
5	8,00	64,00	27.000	421,87	6,25	2,53
6	7,00	49,00	22.000	448,97	8,16	2,70
7	5,50	30,25	17.000	561,98	13,22	3,38
8	4,00	16,00	16.000	1.000,00	25,00	6,01

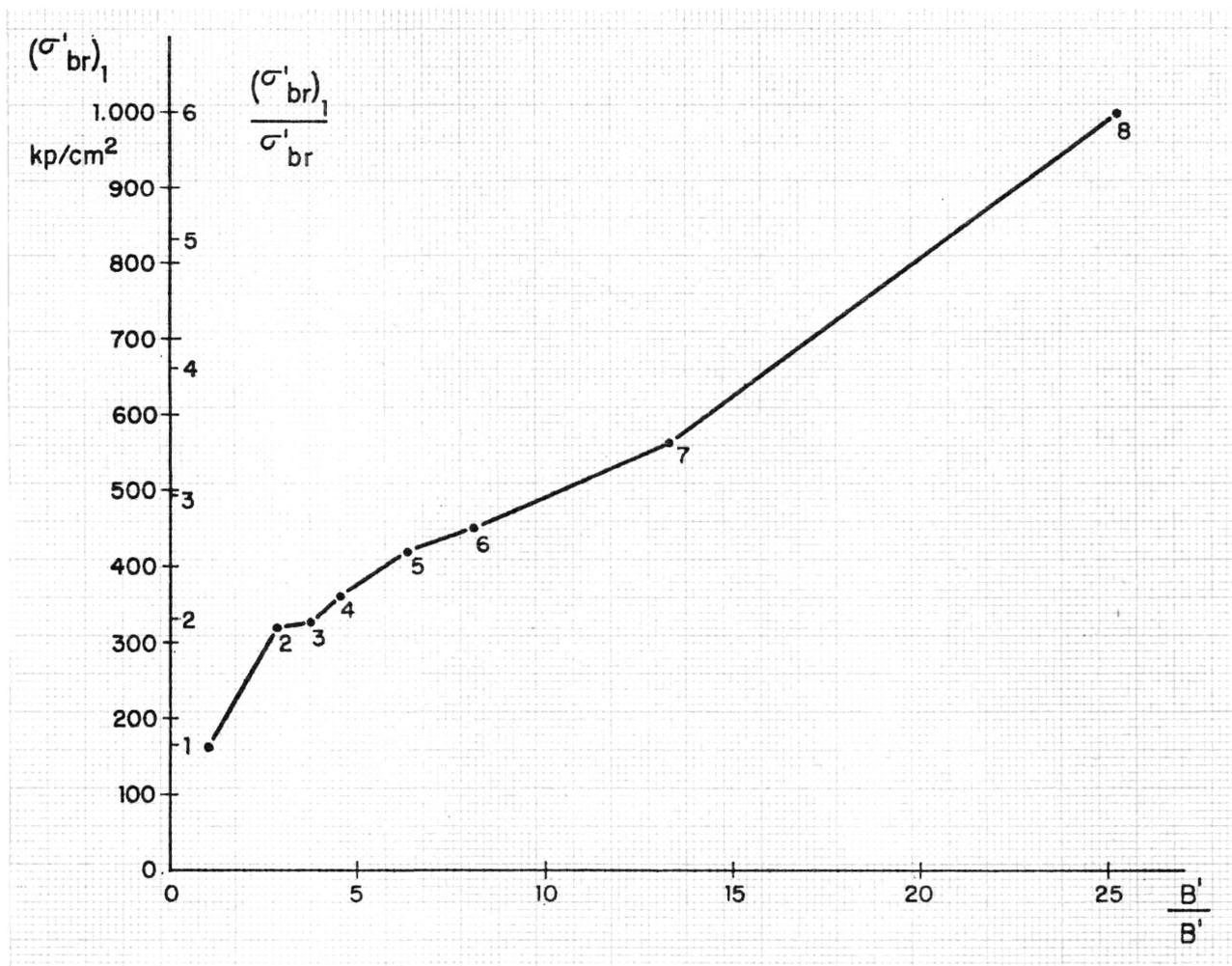


Fig. 8. Resultados del ensayo número 3.

Ensayo 4

Fecha: 24 de octubre de 1969.

Tipo de probeta: Cilíndrica de 15 × 30 cm.

Lugar: Laboratorio de Productos Derivados del Cemento, S. A., de Valladolid.

Probeta número	Placa metálica		Carga rotura N_u (kp)	Tensión rotura $(\sigma'_{br})_1 = \frac{N_u}{B'_1}$ (kp/cm ²)	$\frac{B'}{B'_1}$	$\frac{(\sigma'_{br})_1}{\sigma'_{br}}$
	ϕ (cm)	B'_1 (cm ²)				
1	15,00	176,62	75.000	424,64	1,00	1,00
2	6,00	28,26	23.700	838,64	6,24	1,97
3	4,80	18,08	20.150	1.114,48	9,76	2,62

Suponiendo que los valores de σ'_{br} puedan asimilarse a los de la resistencia característica σ'_{bk} (caso de que todas las probetas sometidas a rotura hubiesen dado el mismo resultado), veamos el siguiente gráfico (fig. 10) que compara los valores de cálculo admitidos en la Instrucción 68 con los resultados de nuestros ensayos (curva *a*) afectados del coeficiente de minoración (curva *b*) para convertirlos en valores de cálculo.

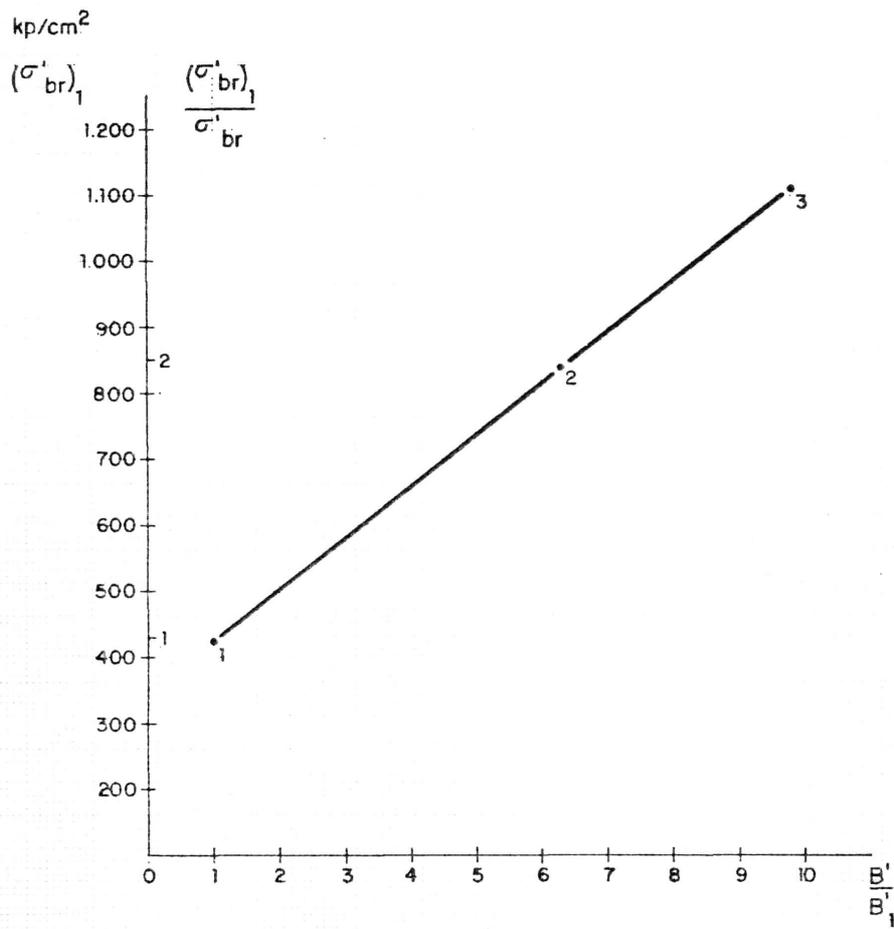


Fig. 9. Resultados del ensayo número 4.

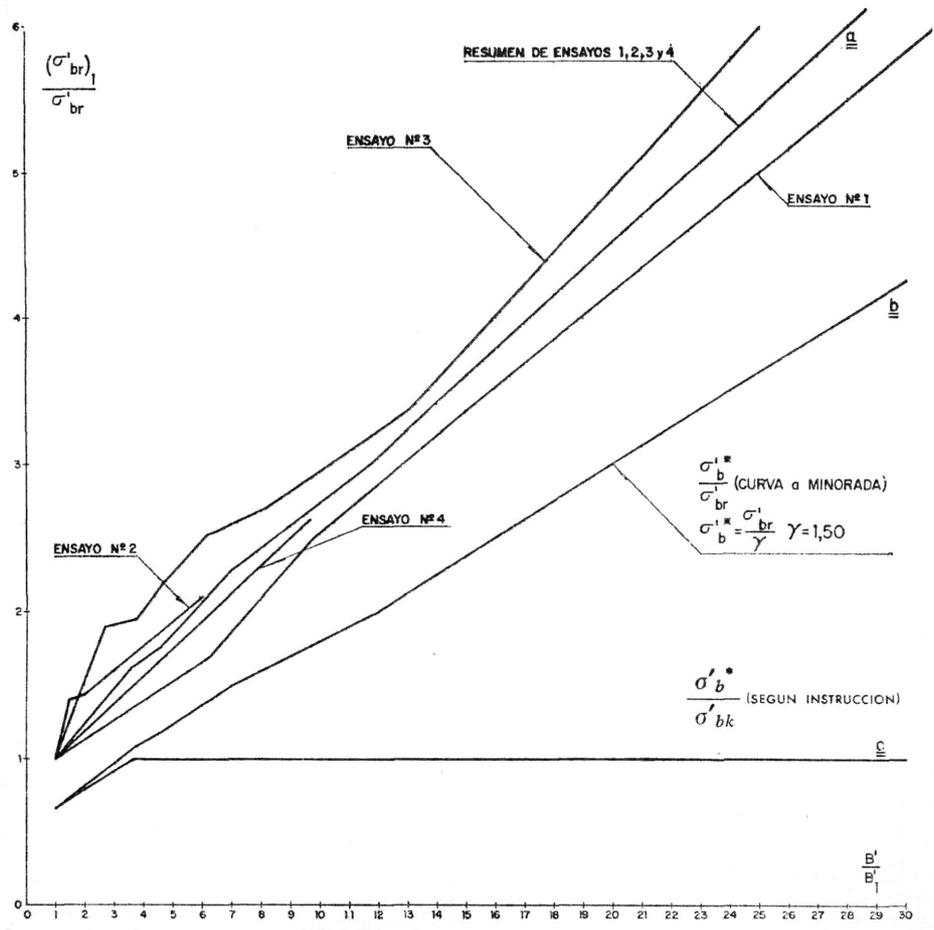


Fig. 10. Resumen de ensayos. Valores de cálculo según ensayos y según IEH-68.

Véase cómo los valores a que podríamos llegar (*b*) son notablemente más elevados que aquellos que tolera la Instrucción (*c*) y mucho más que los recomendados en el cálculo clásico, los cuales alcanzarían el valor de 60 kp/cm², una vez mayorados.

Téngase en cuenta que la zona que realmente se utiliza en la práctica es la parte derecha del gráfico, ya que de ordinario $B'/B'_1 > 20$, siendo en esta zona muy acusada la diferencia entre *b* y *c*.

Por ejemplo, para $B'/B'_1 = 25$ los ensayos nos autorizan a calcular con $\sigma_b'^* = 3,30 \sigma'_{bk}$ y la norma llega solamente a $\sigma_b'^* = \sigma'_{bk}$, reduciendo el valor disponible en más de tres veces, lo cual supone adoptar una seguridad fuera de lo común; pese a ello, y dada la muy pequeña economía que podríamos obtener al crecer los valores de la fatiga por encima de σ'_{bk} , considero justificado este límite que fija la norma, pero advirtiendo que es bastante conservador.

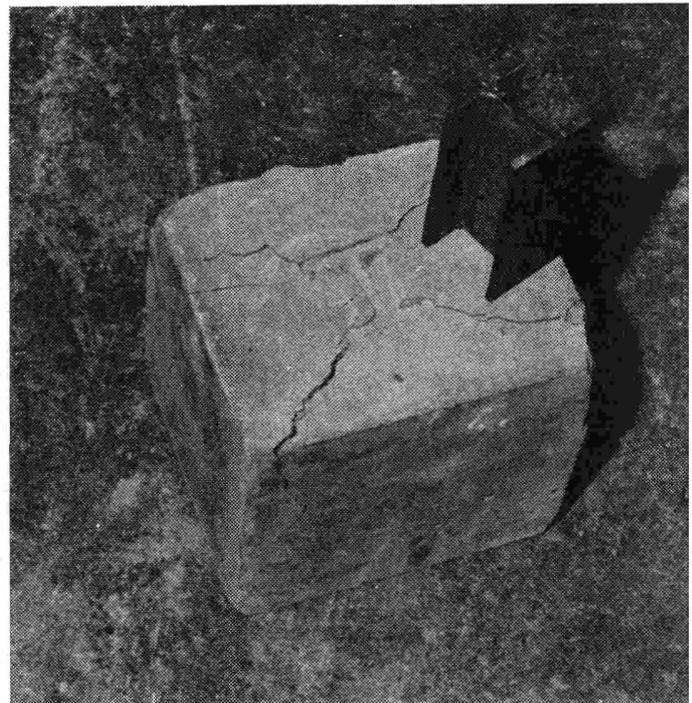
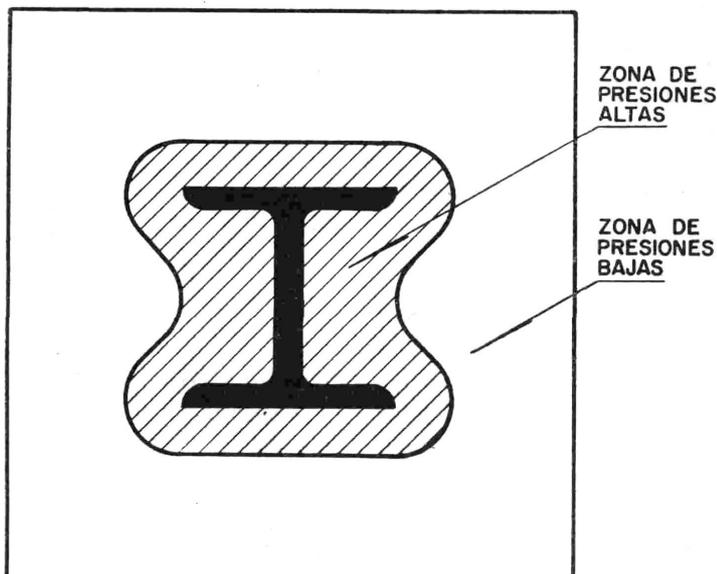
Placas de anclaje en columnas de perfiles usuales

Cuando una columna se apoya sobre un simple palastro (fig. 11) la carga no se distribuye uniformemente en el área de la placa, sino que aumenta en la zona próxima al perfil y disminuye hacia los bordes hasta anularse. La distribución uniforme requeriría una placa infinitamente rígida o, en términos prácticos, de un gran espesor.

Pese a que la determinación teórica del reparto de presiones es problema muy complejo por influir en él demasiadas variables y no bien conocidas, podemos admitir que, a efectos de agotamiento del macizo, toda placa flexible es equivalente a otra rígida de dimensiones las

Fig. 11. Distribución probable de la presión de apoyo de una columna sobre placa flexible.

Fig. 12. Ensayo de rotura de macizo para determinación de placa equivalente.



del contorno de la columna; tal conclusión ha sido obtenida mediante ensayos en los que se encontró una placa equivalente de superficie un 40 % mayor que el contorno de columna, pese a lo cual admitiremos sólo el valor citado, ya que tales ensayos no han sido lo suficientemente numerosos como para considerar totalmente fiables los resultados y aprovecharlos al límite; si los consideramos suficientes, en cambio, para obtener un orden de valores.

Veamos ahora una serie de columnas tipo, con carga centrada y longitud de pandeo de 3 m, a las que van a corresponder distintas placas de anclaje según el criterio del cálculo seguido.

Supondremos un macizo de cimentación con hormigón de 150 kp/cm² de resistencia característica.

Para cada una de las columnas calcularemos tres placas de anclaje:

- 1) *Placa clásica*, con $\sigma_b'^* = 35$ kp/cm² para el valor N de la carga admisible. Esta placa se rigidiza con cartabones.
- 2) *Placa según la IEH-68*, con $\sigma_b'^* = \sigma'_{bk} = 150$ kp/cm² (rigidizada también con cartabones), calculada con la carga mayorada $N^* = 1,5 N$.
- 3) *Placa flexible*, sin rigidizar (caso frecuente en obra), de dimensiones cualesquiera, con expresión de la $\sigma_b'^*$ para la carga mayorada $N^* = 1,5 N$ y del coeficiente de minoración $\gamma_b = \sigma'_{br}/\sigma_b'^*$ resultantes, tomando $\sigma'_{br} = 750$ kp/cm², valor que en la curva a corresponde a $B'/B'_1 = 25$, cuando $\sigma'_{bk} = 150$.

En las tablas que a continuación se insertan, el significado de las letras es el siguiente:

a y b = dimensiones, en cm, del contorno de columna de acuerdo con el esquema:

$S \Rightarrow a \cdot b$, superficie, en cm², del contorno de la columna.

N = carga admisible, en kp, de la columna para $\sigma_{ad.} = 1.200$ kp/cm².

$N^* = 1,5 N$, valor mayorado de la carga anterior.

$S_1 = N/35$, superficie, en cm², de la placa de anclaje según el cálculo clásico con $\sigma_b'^* = 35$ kp/cm².

$S_2 = N^*/150$, superficie, en cm², de la placa de anclaje calculada según la IEH-68 para $\sigma'_{bk} = 150$ kp/cm².

$(\sigma'_b)^3 = N^*/S$, esfuerzo unitario, en kp/cm², resultante al utilizar placa flexible.

$(\gamma_b)^3 = 750/(\sigma_b'^*)^3$, coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón que resulta en la hipótesis 3).

TABLA 1. Columna tipo  de 3,00 m

Perfil	a	b	S	N	N^*	Placa clásica S_1	Placa IEH-68 S_2	Placa flexible $(\sigma_b^{**})_3$ $(\gamma_b)_3$	
8	12,0	8	96	13.900	20.850	397	139	217	3,45
10	15,0	10	150	21.200	31.800	605	212	212	3,57
12	17,0	12	204	28.900	43.350	825	289	212	3,52
14	17,5	14	245	37.700	56.550	1.077	377	230	3,24
16	22,0	16	352	45.200	67.800	1.291	452	192	3,89
18	24,0	18	432	54.500	81.750	1.557	545	189	3,96
20	27,0	20	540	63.700	95.550	1.820	637	176	4,24
22	29,0	22	638	77.700	116.550	2.220	777	182	4,10
25/8	31,0	25	775	87.500	131.250	2.500	875	169	4,42
25/10	35,0	25	875	113.000	169.500	3.228	1.130	193	3,87
30	38,0	30	1.140	128.000	192.000	3.657	1.280	168	4,45

TABLA 2. Columna tipo  de 3,00 m

Perfil	a	b	S	N	N^*	Placa clásica S_1	Placa IEH-68 S_2	Placa flexible $(\sigma_b^{**})_3$ $(\gamma_b)_3$	
8	9	8	72	14.400	21.600	411	144	300	2,50
10	10	10	100	20.800	31.200	594	208	312	2,40
12	11	12	132	28.500	42.750	814	285	323	2,32
14	12	14	168	36.200	54.300	1.034	362	323	2,32
16	13	16	208	44.200	66.300	1.262	442	318	2,35
18	14	18	252	53.800	80.700	1.537	538	320	2,34
20	15	20	300	63.500	95.250	1.814	635	317	2,36
22	16	22	352	75.100	112.650	2.145	751	320	2,34
25/8	16	25	400	85.500	128.250	2.442	855	320	2,34
25/10	20	25	500	113.000	169.500	3.228	1.130	339	2,21
30	18	30	540	127.000	190.500	3.628	1.270	352	2,13

TABLA 3. Columna tipo **I de 3,00 m**

Perfil	a	b	S	N	N*	Placa clásica	Placa IEH-68	Placa flexible	
						S ₁	S ₂	(σ _b '*) ₃	(γ _b) ₃
14	14	14	196	33.800	50.700	965	338	258	2,89
16	16	16	256	46.000	69.000	1.314	460	269	2,78
18	18	18	324	59.600	89.400	1.702	596	275	2,71
20	20	20	400	74.400	111.600	2.125	744	279	2,68
22	22	22	484	90.200	235.300	2.577	902	279	2,68

TABLA 4. Columna tipo **II de 3,00 m**

Perfil	a	b	S	N	N*	Placa clásica	Placa IEH-68	Placa flexible	
						S ₁	S ₂	(σ _b '*) ₃	(γ _b) ₃
14	18,60	14	260	34.000	51.000	971	340	195	3,82
16	20,40	16	326	43.000	64.500	1.228	430	197	3,79
18	23,20	18	417	55.700	83.550	1.591	557	200	3,75
20	26,00	20	520	67.000	100.500	1.914	670	193	3,88
22	27,80	22	611	79.700	119.550	2.277	797	195	3,83
24	30,60	24	734	97.000	145.500	2.771	970	198	3,78
26	33,30	26	865	113.300	169.950	3.237	1.133	196	3,82
28	34,90	28	977	131.500	197.250	3.757	1.315	201	3,71
30	37,50	30	1.125	150.400	225.600	4.297	1.504	200	3,74
32	39,10	32	1.251	171.500	257.250	4.900	1.715	205	3,64
34	41,70	34	1.417	193.000	289.500	5.514	1.930	210	3,56
36	44,30	36	1.594	218.000	327.000	6.228	2.180	205	3,65
38	45,90	38	1.744	236.000	354.000	6.742	2.360	202	3,69
40	48,50	40	1.940	262.000	393.000	7.485	2.620	202	3,70
42,5	51,30	42,5	2.180	295.000	442.500	8.428	2.950	202	3,69
45	54,00	45	2.430	330.000	495.000	9.428	3.300	203	3,68

résumé

Le calcul des plaques d'ancrage de supports métalliques

M. Soto Pardo, Dr. ingénieur I.C.A.I.

Cette étude vise à apporter quelque chose de nouveau au calcul des plaques d'ancrage en collaborant à envisager un phénomène en général mal connu. Conscient du peu d'étendue de ce travail, due au manque de temps, j'invite tous ceux qui y sont intéressés à le poursuivre, à le compléter et, surtout, à le corriger s'il y a lieu, car je dois supposer nécessairement qu'une opinion qui ne s'adapte pas au sentiment général peut facilement présenter quelque erreur; le contraire serait puéril.

Ces réserves faites, nous allons résumer les lignes qui précèdent dans les conclusions suivantes:

1. Le calcul classique de plaques d'ancrage devrait être révisé, car il implique un concept inexact de la manière réelle de travail et des possibilités du béton du massif. Le projeteur doit, au moins, savoir qu'en suivant une telle méthode le séparent de la rupture des coefficients de sécurité de l'ordre de 10, conviction qui lui sera très utile pour, entre autres, dissiper les soucis lorsque, par erreur, les renforts de base auront été supprimés ou tardivement mis en place, une fois la structure mise en charge.
2. Le nouveau critère de calcul est évoqué dans l'article 54 de l'IEH-68, qui autorise à élever les pressions, en les maintenant toutefois dans des limites assez conservatrices. Etant donné que l'IEH-68 est à l'heure actuelle la norme officielle de calcul, je recommande de l'observer rigoureusement, sans que le contenu de ce travail soit considéré comme une invitation à dépasser les limites de calcul permises.

Mon but, je le répète, n'est pas d'offrir une formule d'économie, mais d'éclaircir un concept.

3. Une colonne métallique soudée directement à une plaque sans goussets est toujours hors de la norme IEH-68, pour des élancements usuels. Cependant, un tel montage peut être considéré comme étant assez tolérable dans le cas de colonnes composées de profils séparés (II, \square , \square) et moins tolérable dans le cas de profils simples ou unis (\square , I), comme il découle des tables 1, 2 et 3 (voir la valeur de γ_b).
4. Comme norme pratique on peut, en général, calculer avec 120 kg/cm² et actions majorées, pour le cas de charges centrées, car toute étude présuppose l'inexistence de moments de flexion dans le pilier.

summary

Design Calculation of Anchorage Plates for Metal Supports

Mr. Soto Pardo, Dr. engineer, I.C.A.I.

This paper aims to contribute to the design calculation of anchorage plates, whose detailed behaviour is not well known. Due to the brevity of this investigation, readers are invited to amplify and complete it, and if necessary to correct it, since it is probable that a new investigation may include errors of method.

The contents can be summarised as follows:

1. The classical design calculation of anchorage plates should be revised since it is based on an inaccurate idea on the actual behaviour and strength potential of mass concrete. Designers should know that this method implies a safety factor of the order of 10. This knowledge should give him confidence in cases of possible error, or when base reinforcements have been omitted, or placed after loading the structure.
2. The new calculation criterion is given in art. 54 of Code IEH-68, which authorises stresses to be increased, though still keeping them within fairly conservative limits. Since currently IEH-68 is the standard calculation code, it is advised that is should be strictly followed, and this paper should not be an invitation to anyone to go beyond the authorised limits given in this code. The purpose of this paper is not to offer a more economic formula, but to clarify ideas.
3. A metal column directly welded to a baseplate, without cross-reinforcements, is always outside Code IEH-68, for normal slenderness values. However, this design can be regarded as fairly acceptable in the case of compound columns with separable extrusions (II, \square , \square), and less acceptable for simple or joined extrusions (\square , I), as can be inferred from tables 1, 2 and 3 (see the value of γ_b).
4. As a practical guidance, design calculations can generally be based on a stress of 120 kp/cm² and increased loadings, when the load is centrally applied, since this study assumes that there is no bending moment on the column.

zusammenfassung

Berechnung von Verankerungsplatten bei Metallstützen

Dr. M. Soto Pardo, Ingenieur I.C.A.I.

Die vorliegende Studie ist der Versuch, einen Beitrag zu einem im allgemeinen wenig bekannten Phänomen, nämlich der Berechnung von Verankerungsplatten, zu leisten. Da aus Zeitgründen diese Arbeit sehr knapp gefasst werden musste, bitte ich alle diejenigen, die Interesse haben, diese Untersuchung fortzusetzen, zu vervollständigen und vor allem zu rechtfertigen, um Mitarbeit. Denn es ist leicht möglich, dass eine nicht allgemein vertretene Auffassung irgendeinen Fehler aufweist. Anderes anzunehmen, wäre naiv.

Nach diesen Vorbemerkungen wollen wir die vorausgehenden Zeilen in den folgenden Abschnitten zusammenfassen.

1. Die traditionelle Berechnung von Verankerungsplatten verlangt nach einer Überprüfung, da sie einen unexakten Begriff der tatsächlichen Arbeitsform und der Möglichkeiten des Betons im Block enthält. Der Entwurfsbearbeiter muss zumindest wissen, dass er bei dieser Methode mit einem Sicherheitskoeffizienten von 10 vom Bruch entfernt ist. Dieses Wissen kann ihm von Nutzen sein und ihn beruhigen, falls irrtümlicherweise keine Grundbewehrungen angelegt wurden oder diese erst später bei schon belasteter Struktur angebracht wurden.
2. Das neue Berechnungskriterium ist in Art. 54 der IEH-68 aufgeführt und erlaubt höhere Drucke, obwohl sie jedoch noch in ziemlich herkömmlichen Grenzen gehalten werden. Da die IEH-68 heute die offizielle Berechnungsnorm ist, empfehle ich, sich strikt an deren Weisungen zu halten und nicht den Inhalt dieser Arbeit als Aufforderung zur Überschreitung der vorgeschriebenen Grenzen anzusehen. Ich möchte noch einmal wiederholen, dass ich keine Sparformel anbieten, sondern lediglich den Begriff klären möchte.
3. Eine direkt auf eine Platte ohne Konsole aufgeschweisste Metallsäule ist bei gebräuchlicher Schmalheit immer ausserhalb der IEH-68 - Norm. Eine solche Montage kann jedoch für Säulen mit getrennten Profilen (II, \square , \square) als zulässig, jedoch weniger zulässig im Falle von einfachen oder verbundenen Profilen (\square , I) betrachtet werden, wie aus den Tabellen 1, 2 und 3 (siehe γ_b Wert) hervorgeht.
4. Als praktische Norm kann im allgemeinen mit 120 kp/cm² und vergrösserten Wirkungen im Falle von zentrierten Belastungen gerechnet werden, da in dieser Arbeit das Fehlen von Flexionsmomenten im Pfeiler vorausgesetzt wird.