INFLUENCIA DEL ESFUERZO DE FLEXION EN LA INERCIA DE LA SECCION PARA VALORACION DE LA FLECHA, EN DINTELES DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO DE EDIFICACION

(THE INFLUENCE OF THE STRESS BENDING IN THE INERTIA OF THE SECTION FOR DEFLECTION EVALUATION, IN LINTELS OF BUILDING REINFORCED CONCRETE STRUCTURES)

Emilio González Zamora
Ingeniero de Caminos

452-11

RESUMEN

Se intenta, en este artículo, alertar a los calculistas de estructuras de hormigón armado, que utilizan programas de ordenador basados en métodos lineales, sobre la poca fiabilidad de los resultados que se obtienen al evaluar las deformaciones de los dinteles de los pórticos. Entre las múltiples causas que influyen en tal error, figura la imposibilidad de fijar a priori el valor del momento de inercia de la sección fisurada, ya que la fisuración depende del momento flector que es inicialmente una incógnita. El problema tiene más importancia en el caso de vigas planas.

SUMMARY

In this article we try to give warning to designers of reinforced concrete structures who use computer programs based in lineal methods, of the little trustfulness of the results they obtain when they evaluate the deformations of the beams of the frames.

Among the causes that have an influence in such an error appears the impossibility to determine "a priori" the quantity of the inertia of the cracked section, since the cracking depends on the bending which is initially unknown. The problem is more important in the case of plane beams.

De acuerdo con la Resistencia de Materiales, la flecha en una pieza recta de sección constante es una función inversa del producto del módulo de elasticidad del material por el momento de inercia de la sección:

$$\text{flecha} = F \left(G, \frac{1}{EI} \right)$$

donde G es otra función que depende de la luz, de las cargas que actúan directamente sobre la pieza y de los momentos en los nudos que puedan transmitir otras barras.

Para un par de valores determinados (E, I) de cada pieza de la estructura, las funciones F y G se pueden calcular (siempre que la estructura o parte de ella no sea un mecanismo), y por tanto queda determinada la flecha.

Sin embargo, en las estructuras de hormigón armado los valores (E, I) no permanecen constantes durante todo el período de deformación de la estructura, bien por fluencia (deformación bajo carga constante), o por fisuración (disminución de sección por tensiones de tracción superiores a la resistencia a tracción del hormigón, que fisuran parte de la sección bruta inicial).

Existen muchas firmas comerciales de ordenadores que en el «software» de la máquina incluyen programas para el cálculo de estructuras de edificios formadas por pórticos planos. El procedimiento de cálculo se basa en la resolución de sistemas lineales que se establecen entre cargas y deformaciones, ligados siempre a través de los parámetros E, I. Es decir, entre los datos que se suministran al ordenador para que pueda realizar el cálculo, el usuario debe estimar un valor para el módulo de elasticidad y otro para el momento de inercia, y estos datos se «mantienen constantes» en todo el desarrollo del programa. Así pues, el vendedor del programa dice que salva su responsabilidad de posibles errores en la salida de resultados, ya que es el calculista el que facilita los datos de partida.

El problema tiene importancia sobre todo cuando se trata de estructuras de vigas planas, es decir, vigas que tienen el mismo canto del forjado, ya que por su forma, el momento de inercia bruto es mucho más pequeño que en la viga tradicional de más canto e igual sección.

La valoración del módulo de elasticidad se establece en la EH-82, teniendo en cuenta varios factores, por lo que en principio, para la cuantificación de este parámetro no existe ningún problema. Bien es

verdad, que el valor de E depende de si se considera carga instantánea o permanente, de la edad del hormigón cuando se va cargando la estructura con las distintas cargas, etc., es decir, el módulo de elasticidad es realmente una variable que toma distintos valores durante el período de construcción, carga y vida de la estructura. El problema, en cuanto a dato para el ordenador, se puede solucionar estableciendo diferentes hipótesis con distintos tipos de carga (permanentes, instantáneas) y para cada hipótesis el valor de E que le corresponda. La aproximación es suficientemente buena para la obtención de las deformaciones, pero ya se ve la complicación que supone el plantear junto a las hipótesis de carga y descarga de vanos las de distinto módulo de elasticidad.

Sin embargo, es en la estimación del momento de inercia, donde creemos que existe mayor dificultad para poder mecanizar el cálculo y obtener, de los resultados directos, valores de las flechas realmente objetivables.

En efecto, así como en la EH-82 se especifica el cálculo de E , no hay una información detallada en lo que se refiere al cálculo de I . Debe tenerse en cuenta, que la penetración de las fisuras depende del valor del momento flector y que la inercia que proporcionan las armaduras con relación al c.d.g. de la sección fisurada es un valor importante. Como resulta además que la sección de armaduras depende del citado momento flector, es pues el valor de éste el que tiene una importancia decisiva en la estimación del momento de inercia.

En este artículo intentamos establecer una relación entre la cuantía de armaduras y la inercia de cálculo equivalente de la sección fisurada, habiendo comprobado que la menor inercia corresponde a cuantías medias (del orden del 20 % de U_c), obteniéndose valores comprendidos entre el 25 % y el 30 % del momento de inercia de la sección bruta.

Para el cálculo aplicamos la fórmula de Branson recogida en la Norma ACI.

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] I_f$$

donde:

I_e = Momento de inercia equivalente para el cálculo de la flecha.

I_b = Momento de inercia de la sección bruta.

I_f = Momento de inercia de la sección fisurada y homogeneizada, respecto al eje que pasa por su c.d.g.

M_f = Momento de fisuración de la sección:

$$M_f = \frac{4 \sqrt{f_{ck}} \cdot I_b}{h}; \quad (h = \text{canto total})$$

M_a = Máximo momento flector en el vano de la pieza correspondiente a la carga para la que se calcula la flecha, en el caso de pieza biapoyada.

Cuando la pieza es continua utilizamos la fórmula: $I_e = 0,70 I_{em} + 0,15 (I_{ed} + I_{ef}) (1 + 50 s)$, donde I_{em} es el valor de I_e correspondiente al máximo momento positivo e I_{ed} , I_{ef} los correspondientes a los máximos negativos en apoyos.

El valor de s es el de la cuantía geométrica de la armadura de compresión para momentos negativos, es decir, de la armadura positiva que llega hasta apoyos.

El procedimiento lo tiene desarrollado el profesor J. Calavera Ruíz en una de sus últimas publicaciones («Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificación», Tomo II), incluso detallándolo con un ejemplo, por lo que no se trata de efectuar los cálculos aquí. Simplemente decir que hemos ido eligiendo distintas secciones y en cada una de ellas se ha ido variando paulatinamente la armadura, partiendo de cuantía mínima (0,04 U_c), hasta cuantías del orden del 40 % de U_c . Los resultados ya se han indicado anteriormente y pueden resumirse en una curva media como la indicada en la figura:

Aunque en el gráfico no aparece, hay que resaltar el hecho de que cuando existe armadura en compresión, se produce un importante aumento del momento de inercia. La Norma ACI ya lo tiene en cuenta cuando calcula la flecha diferida a partir de la instantánea multiplicada por un coeficiente:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 s}$$

siendo s la cuantía geométrica de la armadura de compresión y ξ un coeficiente que depende de la duración de la carga y vale como máximo 2. Es decir, para un mismo valor de ξ , el valor de λ disminuye

ye al aumentar s . Pero no solamente es la flecha diferida, sino la instantánea también se ve afectada por coeficientes del mismo orden.

Realmente lo que se calcula con la fórmula de Branson es un momento de inercia promediado de toda la pieza, cuyo valor estará comprendido entre el momento de inercia de la sección fisurada y el de las secciones comprendidas entre fisuras. Pero en dicha fórmula sólo intervienen M_a e I_f como variables para cada sección dada y con un tipo de hormigón determinado. Lógicamente, debería tenerse en cuenta la distancia entre fisuras y su amplitud, valores que se alteran profundamente según se distribuya la armadura y su diámetro (para una misma cuantía), y según influyan en el cómputo total de las tensiones de tracción las que se originan por el fenómeno de retracción.

Como se ve, el fenómeno es bastante complejo y podríamos sacar como conclusión lo siguiente:

- 1.º Intentar realizar un programa para ordenador que recogiera todas las variables que intervienen para la cuantificación del momento de inercia no parece que tenga, en principio, un interés práctico alguno, salvo el puramente académico.
- 2.º Los valores que se obtienen de las flechas, en las vigas de los pórticos planos que se calculan con los actuales programas al uso, no deben ser confiables para el calculista, por mucha corrección que se haga del módulo de elasticidad en la entrada de datos. Es posible que se obtenga un valor próximo al real en un vano y en el contiguo haya una gran dispersión.
- 3.º Cuando se trate de estructuras de vigas planas, en las que es de mucha importancia comprobar las deformaciones, para evitar al máximo las fisuras en tabiques y muros, creemos que es aconsejable calcular con el ordenador los momentos elásticos partiendo del módulo secante y el momento de inercia bruto, y calcular los positivos de vano con el mismo programa, aumentándolos en un 15 % del máximo momento negativo en apoyos. Indudablemente para obtener estos resultados, si se ha utilizado un procedimiento matricial en la ejecución del programa, han tenido que intervenir las deformaciones de las piezas. Pues bien, en lugar de pedir en la salida de datos tales deformaciones, es preferible que, mediante otro programa auxiliar se calculen ahora éstas, partiendo de los datos conocidos de los momentos y con unos nuevos (E , I) que también son calculados en este programa, en función de si las cargas son duraderas o instantáneas, del momento que interviene para la obtención del momento de inercia equivalente, de las armaduras obtenidas para tal momento, etc. Este programa no tiene dificultad en su realización y cada usuario

deberá acoplarle como subprograma del programa principal que utilice.

- 4.º Aunque los valores así obtenidos son mas próximos a los reales, siempre quedarán por incluirse fenómenos que repercuten en la deformación y que resultan difíciles de evaluar. Así, no se tiene en cuenta, por ejemplo, la rigidización que aporta al pórtico plano el conjunto de la estructura tridimensional, mediante la unión entre sí de los distintos pórticos a través del forjado. La forma de construcción del resto del edificio, duración de los apuntalamientos, fenómenos de retracción y temperatura, etc., repercuten en un sentido u otro en la flecha total. Pero así como en las jácenas de canto descolgado, los errores en la estimación de la flecha tienen, en general, poca importancia por la baja relación flecha/luz, insistimos en que en las vigas planas una apreciación más cuidadosa en su aproximación tiene importancia fundamental.

Como ejemplo incluimos a continuación el cálculo de un pórtico de dos vanos y una altura con un programa para microordenadores Olivetti modelo M-20 y P-6660. El hormigón previsto es del tipo H-175 y las secciones de los dinteles 25×50 cm, es decir, vigas planas con 25 cm de canto total. Los valores del módulo de elasticidad y momento de inercia con los que aparece calculada la flecha son:

$$E = 19.000 \sqrt{175} = 251.346 \text{ kp/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} 25^3 \times 50 = 65.104 \text{ cm}^4$$

Suponemos una carga total de 650 kp/m^2 de la que 450 kp/m^2 corresponde a cargas permanentes y 200 kp/m^2 a sobrecargas de corta duración. Las luces de vanos son 5,50 m y 4,00 m respectivamente; la altura de pilares 3,00 m con sección 30×30 cm e imaginamos que la superficie de forjado que carga en el pórtico corresponde a una zona de $3 \text{ m}^2/\text{ml}$, es decir, la carga total distribuida en las vigas será: $p = 3 \times 0,65 = 1,95 \text{ t/ml}$ y la carga permanente $q = 3 \times 0,45 = 1,35 \text{ t/ml}$.

Establecemos tres hipótesis: I) con los dos vanos cargados totalmente; II) con el vano izquierdo con carga total y el derecho con la permanente, y III) el contrario del caso anterior.

Después de calcular las deformaciones y esfuerzos en los nudos, el programa analiza las dos vigas, obteniendo los esfuerzos y flecha máxima para la hipótesis más desfavorable. Los resultados son los siguientes:

- Vano 1.º: flecha = 0,446 cm
- Vano 2.º: flecha = 0,105 cm

En el apéndice (al final del artículo) pueden verse los correspondientes listados de datos y de resultados.

Comparemos ahora estos valores con los que se obtienen partiendo de módulos de elasticidad y momentos de inercia más acordes con los reales. Utilizamos para ello un método de cálculo simplificado. (Véase Cap. 40.12 de Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para Edificios, de J. Calavera Ruíz, INTEMAC).

Vano 1.º

— Valor de la flecha:

$$f = \frac{1}{EI} \left(\frac{Px^4}{24} - \frac{x^3}{6} \right) \left(\frac{p_1}{2} + \frac{M_1 - M_2}{1} \right) + M_2 \frac{x^2}{2} + \left[\frac{p_1^3}{24} - \frac{1}{6} (2M_1 + M_2) \right] x;$$

$$x = 2,59 \text{ m}$$

$$P = \dots \begin{matrix} 1,35 \text{ t/ml (c. permanente)} \\ 1,95 \text{ t/ml (c. total)} \end{matrix}$$

$$M_1 = \dots \begin{matrix} 2,24 \text{ m/t (c. permanente)} \\ 3,35 \text{ m/t (c. total)} \end{matrix}$$

$$M_2 = \dots \begin{matrix} 3,84 \text{ m/t (c. permanente)} \\ 5,07 \text{ m/t (c. total)} \end{matrix}$$

$$\text{Momentos de vano } M_a = \begin{matrix} 2,09 \text{ m/t (c. permanente)} \\ 3,19 \text{ m/t (c. total)} \end{matrix}$$

La armadura de vano se calcula para un momento $M = 3,19 + 0,15 \times 5,26 \approx 4 \text{ m/t}$; con acero AEH-500N y hormigón tipo H-175 ($\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_t = 1,6$), obtenemos una armadura equivalente a 4 $\varnothing 16$ ($A_s = 8,04 \text{ cm}^2$).

$$E_{c,28} = 251.346 \text{ kp/cm}^2; E_a = 2.100.000 \text{ kp/cm}^2$$

$$\text{Coeficiente de equivalencia: } M = \frac{E_a}{E_{c,28}} = 8,35$$

Profundidad de fibra neutra = 6,09 cm.

$$I_f = 17.204 \text{ cm}^4; M_f = \frac{4 \sqrt{175}}{25} \cdot I_b =$$

$$= \frac{4 \times 13,23 \times 65.104}{25} = 1,38 \text{ m/t}$$

Para cargas permanentes:

$$I_{em} = \left(\frac{1,38}{2,09} \right)^3 \times 65.104 - \left[1 - \left(\frac{1,38}{2,09} \right)^3 \right] \times$$

$$\times 17.204 = 30.993 \text{ cm}^4$$

Las armaduras de negativos para máximos momentos:

$$M_1 = 3,35 - 0,15 \times 5,26 = 2,56$$

y

$$M_2 = 5,26 \times 0,85 = 4,47$$

son respectivamente 4 $\varnothing 12$ y 4 $\varnothing 20$ y los momentos de inercia de la sección fisurada:

$$I_{fd} = 11.315 \text{ cm}^4; I_{fi} = 23.124 \text{ cm}^4$$

Para $M_1 = 2,24$ y $M_2 = 3,84$, obtenemos:

$$I_{ed} = \left(\frac{1,38}{2,24} \right)^3 \times 65.104 - \left[1 - \left(\frac{1,38}{2,24} \right)^3 \right] \times$$

$$\times 11.315 = 23.892 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = \left(\frac{1,38}{3,84} \right)^3 \times 65.104 - \left[1 - \left(\frac{1,38}{3,84} \right)^3 \right] \times$$

$$\times 23.124 = 25.073 \text{ cm}^4$$

Corregimos estos dos últimos valores por la armadura de compresión que suponemos que son los 4 $\varnothing 16$ que llegan hasta los apoyos $\alpha = 1 + 50 s = 1,326$.

$$I_e = 0,70 \times 30.993 + 0,15 (23.892 + 25.073) \times$$

$$\times 1,326 = 31.434 \text{ cm}^4$$

Para el módulo de elasticidad con cargas permanentes en clima de tipo medio, adoptamos el valor:

$$E' \approx 0,503 \times 251.346 = 126.427 \text{ kp/cm}^2$$

Sustituyendo estos valores en la expresión del valor de la flecha, obtenemos que la flecha diferida de las cargas permanentes es:

$$F_d = 1,16 \text{ cm}$$

Para la totalidad de las cargas, la flecha instantánea la obtenemos de forma similar:

$$I_{em} = \left(\frac{1,38}{4} \right)^3 \times 65.104 - \left[1 - \left(\frac{1,38}{4} \right)^3 \right] \times 17.204 = 19.171 \text{ cm}^4$$

$$I_{ed} = \left(\frac{1,38}{2,56} \right)^3 \times 65.104 - \left[1 - \left(\frac{1,38}{2,56} \right)^3 \right] \times 11.315 = 19.741 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = \left(\frac{1,38}{4,47} \right)^3 \times 65.104 - \left[1 - \left(\frac{1,38}{4,47} \right)^3 \right] \times 23.124 = 24.383 \text{ cm}^4$$

$$I_e = 0,70 \times 19.171 + 0,15(19.741 + 24.383) \times 1,326 = 22.196 \text{ cm}^4$$

Para el módulo de elasticidad tomamos ahora el valor secante $E = 251.346 \text{ kp/cm}^2$ y sustituyendo en la expresión de la flecha, obtenemos:

$$f_i = 1,32 \text{ cm}$$

La flecha total sería:

$$f = f_d + f_i = 2,48 \text{ cm}$$

La relación con la obtenida en el cálculo es:

$$\tau = \frac{2,48}{0,446} = 5,5$$

Procediendo de la misma forma en el segundo vano, obtenemos una flecha total:

$$f = f_d + f_i = 0,07 + 0,21 = 0,28 \text{ cm}$$

y una relación:

$$\tau = \frac{0,28}{0,105} = 2,7$$

Como se ve, todo este cálculo manual, o cualquier otro parecido (Método del ACI, Método basado en EH-82), es fácilmente programable y acoplable al programa principal del cálculo de esfuerzos, pues está claro que una simple reducción de EI en la entrada de datos no conduce a nada satisfactorio.

En el ejemplo anterior observamos que, mientras que en el primer vano la flecha total es 5,5 veces mayor que la obtenida en el cálculo con el ordenador, la flecha del segundo vano es solamente 2,7 veces.

Realmente los valores que hemos obtenido en mediciones directas sobre dinteles de edificios con más de dos años de edad, son menores que los aquí calculados y no encontramos una relación matemática fácil entre unos y otros. Aunque esto se comprende por la mayor o menor influencia que ejerzan otros factores ya mencionados y a que la resistencia real del hormigón no coincidirá, en general, con la que se ha previsto.

Aunque el tamaño de la muestra es pequeño, y por tanto no extrapolable, la relación entre flecha total real y flecha total calculada oscila entre 0,40 y 0,82, es decir, existe una gran dispersión, pero a pesar de ello los valores calculados por los métodos propuestos están mucho más próximos a los reales que los que se calculan con el ordenador, y, desde luego, por el lado de la seguridad.

BIBLIOGRAFIA

- J. CALAVERA RUIZ: «Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios». INTEMAC.
- E. GONZALEZ VALLE: «La flexibilidad de los forjados de hormigón armado en edificación». *Informes de la Construcción*, n.º 343, septiembre de 1982.
- J. M. SAEZ BENITO: «Cálculo matricial de estructuras». *Fondo Editorial de Ingeniería Naval*.
- NORMA ACI-318/83. INSTRUCCION EH-82.

APENDICE

DATOS:

PORTICO:

A-B-C

NUMERO DE NUDOS DESPLAZABLES:

3

NUMERO DE NUDOS FIJOS:

3

NUMERO DE BARRAS

5

NUMERO DE HIPOTESIS DE CARGA

3

MATERIAL:

HORMIGON

RESISTENCIA CARACTERISTICA:

175 KP/cm²

LIMITE ELASTICO DEL ACERO

4100 KP/cm²

C. DE S. DE MAYORACION DE CARGAS

1.6

C. DE S. DE MINORACION DEL HORMIGON

1.5

C. DE S. DE MINORACION DEL ACERO

1.15

COORDENADAS DE LOS NUDOS

NUDO	X	Y	NUDO	X	Y
1	0.000	3.000	2	5.500	3.000
3	9.500	3.000			
4	0.000	0.000	5	5.500	0.000
6	9.500	0.000			

CARACTERISTICAS DE LAS BARRAS

BARRA	N.I	N.F	LONG.	BASE	CANTO	BARRA	N.I	N.F	LONG.	BASE	CANTO
1	1	2	5.500	50	25	2	2	3	4.000	50	25
3	4	1	3.000	30	30	4	5	2	3.000	30	30
5	6	3	3.000	30	30						

TOTAL M3 DE HORMIGON: 1.9975

HIPOTESIS DE CARGA NUMERO 1

CARGAS REPARTIDAS EN BARRAS

BARRA	DISTANCIAS AL NUDO INICIAL	VALORES DE LA CARGA Q1 Q Q2	ANGULO
1	COMPLETA	1.950	VERTICAL
2	COMPLETA	1.950	VERTICAL

HIPOTESIS DE CARGA NUMERO 2

CARGAS REPARTIDAS EN BARRAS

BARRA	DISTANCIAS AL NUDO INICIAL	VALORES DE LA CARGA Q1 Q Q2	ANGULO
1	COMPLETA	1.950	VERTICAL
2	COMPLETA	1.350	VERTICAL

HIPOTESIS DE CARGA NUMERO 3

CARGAS REPARTIDAS EN BARRAS

BARRA	DISTANCIAS AL NUDO INICIAL	VALORES DE LA CARGA			ANGULO
		Q1	Q	Q2	
1	COMPLETA		1.350		VERTICAL
2	COMPLETA		1.950		VERTICAL

RESULTADOS

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

HIPOTESIS 1

NUDO	D.HOR.	D.VERT.	GIRO	NUDO	D.HOR.	D.VERT.	GIRO
1	0.000340	-0.000066	-0.001629	2	0.000312	-0.000135	0.000504
3	0.000303	-0.000044	0.000488				

HIPOTESIS 2

NUDO	D.HOR.	D.VERT.	GIRO	NUDO	D.HOR.	D.VERT.	GIRO
1	0.000401	-0.000067	-0.001680	2	0.000373	-0.000118	0.000698
3	0.000366	-0.000029	0.000223				

HIPOTESIS 3

NUDO	D.HOR.	D.VERT.	GIRO	NUDO	D.HOR.	D.VERT.	GIRO
1	0.000175	-0.000045	-0.001076	2	0.000156	-0.000111	0.000156
3	0.000146	-0.000046	0.000602				

REACCIONES EN EXTREMOS DE BARRAS

HIPOTESIS 1

BARRA	NUDOS		REAC. AXIL		REAC. CORTANTE		MOMENTO DE EMP.	
			DORSAL	FRONTAL	DORSAL	FRONTAL	DORSAL	FRONTAL
1	1	2	1.586	-1.586	5.006	5.719	3.300	-5.262
2	2	3	0.780	-0.780	4.481	3.319	3.768	-1.445
3	4	1	5.006	-5.006	-1.586	1.586	-1.457	-3.300
4	5	2	10.200	-10.200	0.806	-0.806	0.924	1.494
5	6	3	3.319	-3.319	0.780	-0.780	0.894	1.445

HIPOTESIS 2

BARRA	NUDOS		REAC. AXIL		REAC. CORTANTE		MOMENTO DE EMP.	
			DORSAL	FRONTAL	DORSAL	FRONTAL	DORSAL	FRONTAL
1	1	2	1.598	-1.598	5.050	5.675	3.348	-5.069
2	2	3	0.528	-0.528	3.238	2.162	3.069	-0.919
3	4	1	5.050	-5.050	-1.598	1.598	-1.447	-3.348
4	5	2	8.913	-8.913	1.070	-1.070	1.210	1.999
5	6	3	2.162	-2.162	0.528	-0.528	0.666	0.919

HIPOTESIS 3

BARRA	NUDOS		REAC. AXIL		REAC. CORTANTE		MOMENTO DE EMP.	
			DORSAL	FRONTAL	DORSAL	FRONTAL	DORSAL	FRONTAL
1	1	2	1.085	-1.085	3.421	4.004	2.236	-3.837
2	2	3	0.791	-0.791	4.345	3.455	3.308	-1.527
3	4	1	3.421	-3.421	-1.085	1.085	-1.019	-2.236
4	5	2	8.349	-8.349	0.294	-0.294	0.353	0.529
5	6	3	3.455	-3.455	0.791	-0.791	0.846	1.527

ANALISIS DE BARRAS

COMBINACIONES UTILIZADAS

COMB	H-1	H-2	H-3
1	1.6	-	-
2	-	1.6	-
3	-	-	1.6

B. 1 MOMENTO NULO [0.762 , 0.790], [4.293 , 4.398]

SOLICITACIONES MAXIMAS :

Nmin= -1.598(0.018), X= 0.000, C= 2 Nmx= -1.085(0.012), X= 0.000, C= 3

Qmin= -5.050(1.330), X= 0.000, C= 2 Qmx= 5.719(1.506), X= 5.500, C= 1

Mmin= -5.262(0.285), X= 5.500, C= 1 Mmx= 3.190(0.173), X= 2.590, C= 2

FLECHA=0.004458(0.567), C= 2, X1= 2.590, X2= 0.000

B. 2 MOMENTO NULO [0.976 , 1.305], [3.462 , 3.509]

SOLICITACIONES MAXIMAS -

Nmin= -0.791(0.009), X= 0.000, C= 3 Nmx= -0.528(0.006), X= 0.000, C= 2

Qmin= -4.481(1.180), X= 0.000, C= 1 Qmx= 3.455(0.910), X= 4.000, C= 3

Mmin= -3.768(0.204), X= 0.000, C= 1 Mmx= 1.533(0.083), X= 2.228, C= 3

FLECHA=0.001050(0.184), C= 3, X1= 2.200, X2= 4.000

☆☆☆

publicaciones del I.E.T.c.c.

Modelos reducidos. Método de cálculo

H. Hossdorf, Ingeniero Civil

La técnica de los ensayos en modelos reducidos de estructuras sufre hoy día una decisiva metamorfosis. Hasta hace poco era un medio más bien de artesanía, que no siempre era tomado en serio por los académicos teorizantes para comprender el comportamiento resistente de las estructuras complejas y al que se acudió las más de las veces, como a un último remedio debido a sus indiscutibles insuficiencias. Sin embargo, en poco tiempo y gracias a su conexión con los ordenadores digitales, se ha transformado en un instrumento científicamente valioso, que no puede quedar a un lado en la práctica diaria del Ingeniero Projectista.

Un volumen encuadernado en cartón plastificado con lomo de tela, de 17 x 24 cm, compuesto de 250 páginas, 158 figuras y fotografías.

Precios: 1.800 ptas.; \$ USA 26.00.

Cemento blanco

Julián Rezola
Ingeniero Químico Dipl. I. Q. S.

Sabido es que existe una extensa y documentada bibliografía sobre el cemento gris: en cambio, no puede decirse lo mismo acerca del cemento portland blanco, ya que los escritos existentes se refieren tan sólo a algunas peculiaridades que le distinguen de aquél.

El autor nos ofrece sus profundos conocimientos y su larga experiencia tanto en laboratorio como en fabricación.

La parte descriptiva del libro se complementa con gráficos, diagramas y fotografías de gran utilidad, destinados a conseguir la aplicación apropiada de este aglomerante.

Un volumen encuadernado en cartón policarado, de 17,4 x 24,3 cm, compuesto de 395 páginas, numerosas figuras, tablas y ábacos.

Precios: España, 1.700 ptas.; extranjero, \$ 34.

La presa bóveda de Susqueda

A. Rebollo,
Dr. Ingeniero de Caminos

El esfuerzo del constructor de presas se sitúa, por su pretensión de perennidad, a contracorriente de las tendencias de la civilización actual, caracterizada por lo fungible. Pueden evocarse las 10.000 grandes presas en funcionamiento o en construcción que están envejeciendo y reclaman los cuidados gerontológicos para mantener y perfeccionar su servicio y garantizar su inalienable pretensión de perennidad. En la medida en que todas nuevas obras, grandes o pequeñas, son portadoras de riesgos ecológicos y, a veces, catastróficos, que aumentan con el envejecimiento, la gerontología de las presas es todo un emplazo. La acción adelantada de Arturo Rebollo en este terreno marca un camino a seguir para todos los que aman su propia obra con la devoción paternal que él ha puesto en Susqueda.

Un volumen encuadernado en cartón plastificado con lomo de tela, de 18 x 24,5 cm, compuesto de 408 páginas, 330 figuras y fotografías y 39 tablas.

Precios: 1.700 ptas.; extranjero, \$ USA 24.00.