

TECNOLOGIA**Cálculo de una viga continua de concreto armado***Cálculo orgánico.*

Tenemos ya todos los elementos que permiten determinar las dimensiones de la viga. Empiezo por los tramos laterales. La altura útil de éstos puede considerarse de 40 cms.

$$\text{Por lo tanto } A_s = \frac{642000}{1125 \times .875 \times 40} = 16,3 \text{ cms.}^2$$

En esa expresión 1125 kg-cm² es el esfuerzo admisible en el acero. Usamos seis redondos de 3/4", cuya sección es de 17 mc². El ancho *b* de losa sometida a compresión puede tomarse como una cuarta parte de la luz libre, o sea

$$4,50/4 = 112 \text{ cms.}$$

$$\begin{aligned} Kd &= \frac{2 \times n \times A_s \times d + bt^2}{2 \times n \times A_s + 2bt} = \frac{30 \times 17 \times 40 + 112 \times 196}{30 \times 17 + 224 \times 14} \\ &= \frac{20400 + 22000}{510 + 3140} = \frac{42400}{3650} = 11,6 \text{ cms.} \end{aligned}$$

La línea neutra corta la losa. De lo cual se deduce:

$$z = \frac{11,6}{3} = 3,9 \text{ cms.; jd } 40 - 3,9 = 36,1 \text{ cms.}$$

$$y \text{ fc} = \frac{2 \times M}{K \times j \times b \times d^2} = \frac{2 \times 642000}{11,6 \times 36,1 \times 112} = 27 \text{ K/cm.}^2$$

admisible.

Tramos centrales.

$$d = 50 \text{ cms.}$$

$$A_s = \frac{871500}{1125 \times .875 \times 50} = 16 \text{ cms}^2.$$

con lo que pueda dejarse 6 ϕ de 3/4".

$$Kd = \frac{30 \times 17 \times 50 + 112 \times 196}{30 \times 17 + 224 \times 14} = \frac{25500 \times 22000}{510 \times 3140}$$

$$= \frac{475000}{3650} = 13 \text{ cms. ; } z = \frac{13}{3} = 4,3 \text{ cms.}$$

$$jd = 50 - 4,3 = 45,7 \text{ cms.}$$

$$fc = \frac{2 \times 871500}{13 \times 45,7 \times 112} = 26 \text{ K/cm.}^2 \text{ O.K.}$$

Apoyos (2) y (4)

La sección para estos apoyos ha de calcularse con el momento
- 11720 K × m.

$$\text{Con } fc = 800 \text{ lbs/pulg}^2 \text{ ; } fs = 16000 \text{ lbs/pulg.}^2$$

$$As_1 = 0,0117 \times 35 \times 45 = 16,8 \text{ cms.}^2$$

$$M_1 = 1125 \times 16,8 \times .857 \times 45 = 735000 \text{ Kgs} \times \text{cms.}$$

(notaciones americanas).

$$M - M_1 = 1'172000 - 735000 = 437000 \text{ k} \times \text{cm.}$$

$$a = \frac{4,5}{45} = .1 \text{ } As_2 = \frac{437000}{1125 \times .45 \times .9} = 9,6 \text{ cms}^2$$

El refuerzo total a tensión viene a ser

$$16,8 + 9,6 = 26,4 \text{ cms}^2,$$

que se abastecen con 6 ϕ de 3/4" mas 2 de 1".

Refuerzo a compresión

$$A's = As_2 \frac{1 - K}{K - a} = 9,6 \frac{.517}{.329} = 16,6 \text{ cms}^2$$

o sea 6 diámetros de 3/4".

Apoyo (3).

El momento de cálculo es de 13207 k × -m.

$$d = 50 \text{ cms.}$$

$$As_1 = 0,0107 \times 35 \times 50 = 18,7 \text{ cms.}^2$$

$$M_1 = .857 \times 50 \times 18,7 \times 1125 = 900.000 \text{ K} \times \text{cms.}$$

$$M - M_1 = 1'320,700 - 900000 = 420,700$$

$$a = .1 \text{ } As_2 = \frac{420207000}{1125 \times 50 \times .9} = 8,3 \text{ cms}^2$$

Refuerzo total de tensión

$$18,7 + 8,3 = 27 \text{ cm}^2.$$

$$6 \phi \text{ } 3/4 \text{ " + } 2 \phi \text{ } 1 \text{ "}$$

INGENIERIA

$$\text{Refuerzo a compresión } 8,3 \times \frac{.571}{.329} = 14,4 \text{ o sea } \underline{5\phi 3/4''}$$

ESFUERZOS CORTANTES

Primero y cuarto tramos.

El esfuerzo cortante a la derecha de (1) vale 6830 kg.

La cizalladura unitaria será:

$$v = \frac{6830}{35 \times 36,1} = 5,4 \text{ K|cms.}^2$$

En el siguiente cuadro se resumen los valores que interesan.

Sección	VKg.	v K cm ²	Separación de dos primeros estribos cms
A la derecha de (1)	6830	5,4	17 ϕ $\frac{3}{8}$ " 2 patas
A la izquierda de (2)	10910	8,7	17 ϕ $\frac{3}{8}$ " 4 patas
A la derecha de (2)	11054	8,7	-----
A la izquierda de (3)	11170	8,8	-----

Los estribos han sido calculados sobre la base de que el concreto resiste sólo 40 libras por pulgada² al esfuerzo cortante; así:

$$s = \frac{1125 \times 1,41}{(5,4 - 2,8) \times 35} = 17 \text{ cms.}$$

(2,8 = equivalente de 40 lbs/pulgada cuadrada.

LUIS DE GREIFF.

CONSTANTES PARA VIGAS RECTANGULARES

Usadas en las fórmulas para profundidad: $d=c \sqrt{\frac{M}{b}}$

Relación del módulo de elasticidad del acero al del concreto $n=15$

f_s	f_c		k	j	p	Constantes para	
	lbs/in ²	kgs/cm ²				f_s y f_c en	kgs/cm ²
						C	R
14.000 lbs./inc. ²	500	35.2	0.349	0.884	0.0062	0.429	5.42
	550	38.7	0.372	0.876	0.0073	0.399	6.28
	600	42.2	0.392	0.869	0.0084	0.372	7.16
	650	45.7	0.411	0.863	0.0095	0.350	8.10
984.2 kgs./cm. ²	700	49.2	0.428	0.857	0.0107	0.331	9.04
	750	52.7	0.446	0.851	0.0119	0.316	10.00
	800	56.2	0.462	0.846	0.0132	0.301	10.99
	850	59.8	0.477	0.841	0.0145	0.290	11.98
16.000 lbs./inc. ²	500	35.2	0.319	0.894	0.0050	0.449	5.01
	550	38.7	0.339	0.887	0.0058	0.415	5.84
	600	42.2	0.360	0.881	0.0067	0.388	6.68
	650	45.7	0.378	0.874	0.0077	0.362	7.56
1.125 kgs./cm. ²	700	49.2	0.397	0.868	0.0087	0.343	8.46
	750	52.7	0.414	0.862	0.0097	0.328	9.39
	800	56.2	0.429	0.857	0.0107	0.313	10.31
	850	59.8	0.444	0.852	0.0118	0.298	11.28
	900	63.3	0.458	0.847	0.0129	0.287	12.27
18.000 lbs./inc. ²	500	35.2	0.294	0.902	0.0041	0.464	4.66
	550	38.7	0.314	0.895	0.0048	0.430	5.42
	600	42.2	0.333	0.889	0.0056	0.400	6.25
	650	45.8	0.351	0.883	0.0063	0.377	7.71
1.267 kgs./cm. ²	700	49.3	0.369	0.877	0.0072	0.354	7.94
	750	52.8	0.385	0.872	0.0080	0.336	8.85
	800	56.3	0.400	0.867	0.0089	0.320	9.75
	850	59.8	0.415	0.862	0.0098	0.305	10.68
	900	63.4	0.429	0.857	0.0107	0.294	11.63
20.000 lbs./inc. ²	500	35.1	0.272	0.909	0.0034	0.479	4.36
	550	38.7	0.292	0.903	0.0040	0.445	5.10
	600	42.2	0.311	0.896	0.0047	0.415	5.87
	650	45.7	0.328	0.891	0.0053	0.388	6.67
1.406 kgs./cm. ²	700	49.2	0.344	0.885	0.0060	0.366	7.49
	750	52.7	0.359	0.880	0.0068	0.347	8.35
	800	56.2	0.374	0.875	0.0075	0.328	9.23
	850	59.8	0.389	0.870	0.0083	0.313	10.11
	900	63.3	0.403	0.866	0.0091	0.302	11.04

NOTA—Conversión hecha por los estudiantes del curso de Concreto de la Escuela Nacional de Minas. Se han conservado las cargas de trabajo especificadas por los autores americanos.