PUENTES

(PROBLEMAS RESUELTOS)

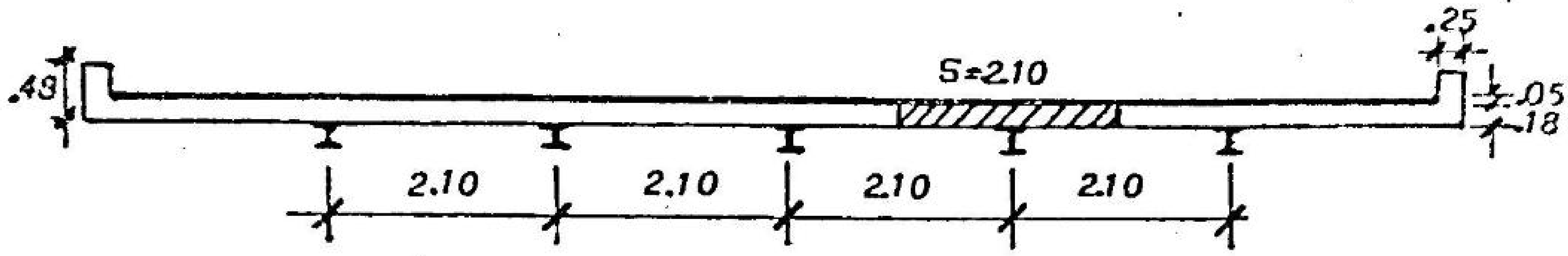
^ ^ ^ ^ ^

Enrique Muñoz A.

PROBLEMA

Calcular el módulo de sección mínimo necesario en una viga metálica interior de un puente de 3 vías de tránsito, si está formado por 5 vigas espaciadas a 2.10 m. en el sentido transversal.

El tablero es de concreto armado de 0.18 m. de espesor con 2" de asfalto y el puente tiene 16 m. de luz previsto para una sobrecarga H20-S16.



Longitud de influencia:

$$\frac{l}{4} = \frac{16}{4} = 4.00 \text{ m.}$$

$$12t = 12\ (0.18) = 2.16$$

$$S = 2.10 \text{ m.}$$

Tomamos el menor

$b = 2.10$ m.

Cálculo del momento :

a) Por peso propio.

Del cemento : 0.18 m x 2,400 Kg/m^3 x 2.10 m = 907.20 Kg/m

Del asfalto : 0.05 m x 2,000 Kg/m^3 x 2.10 m = 210.00 "

Sardinel : 0.25 m x 0.48 m x 2400 Kg/m^3 = 288 Kg/m

Baranda : = 100 "

$$2 \times \frac{288 + 100}{5} = 155.2$$

155.2 "

1272.4 Kg/m.

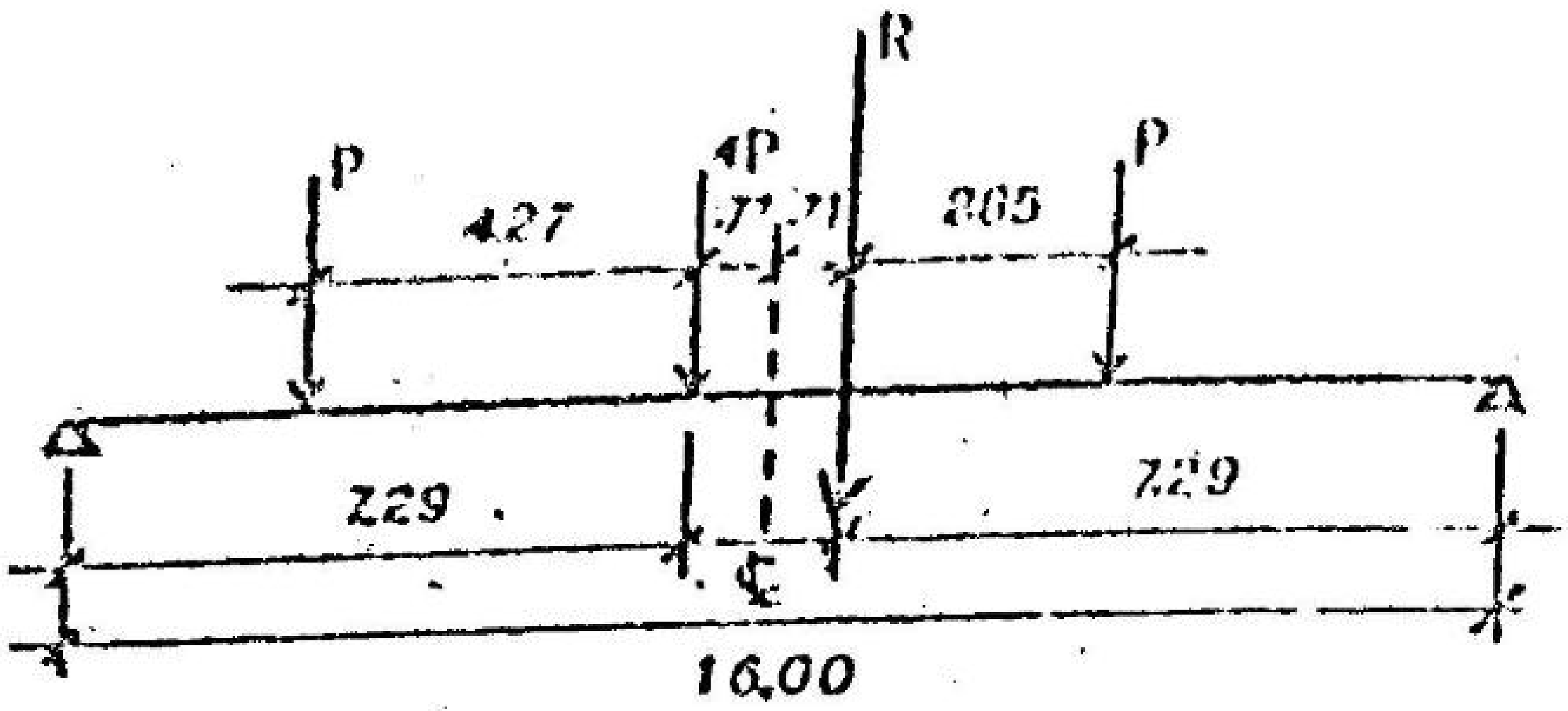
peso supuesto de la viga: 200.00 Kg/m.

Luego : $w_{pp} = 1472.4$ Kg/m.

Momento por peso propio :

$$M_{pp} = \frac{w_{pp}\ L^2}{8} = 47,117 \text{ Kg - m}$$

b) Por Sobrecarga :



$9P = 18000$ kg $\longrightarrow$ $P \simeq 2000$ kg

Sección "b" donde ocurre el máximo momento flector carga cercana a la resultante :

$$R_A = \frac{9P\ (7.29)}{16} = 4.10P \qquad M_B = 0$$

$$M_{max} = R_A\ (7.29) - P\ (4.27) = 25.62\ P$$

luego:

$$M_{max} = 25.62\ (2000) = 51{,}240.00 \text{ Kg-m.}$$

Factor de corrección :

Impacto.- L en pies (3.28 factor)

$$I = \frac{50}{3.28L + 125} = \frac{50}{3.28\ (16) + 125} = 0.28 = 28\%$$

luego: $C_I = 1.282$

c) Concentración de Cargas.- C_c ; S = en pies,

$$C_c = \frac{S}{5.5} = \frac{3.28 \times 2.10}{5.5} = 1.250$$

$$C_c = 1.250$$

luego el momento por sobrecarga :

$$M_{s/c} = (M_{max})\ C_1 \times C_c$$

$$M_{s/c} = 51,240 \times 1.282 \times 1.25 = 82,112.10 \text{ Kg-m.}$$

$$M_T = M_{PP} + M_{s/c} = 47117 + 82,112 = 129,229 \text{ Kg-m.}$$

d) Cálculo del módulo de sección. $\sigma = 1400$ Kg/cm2.

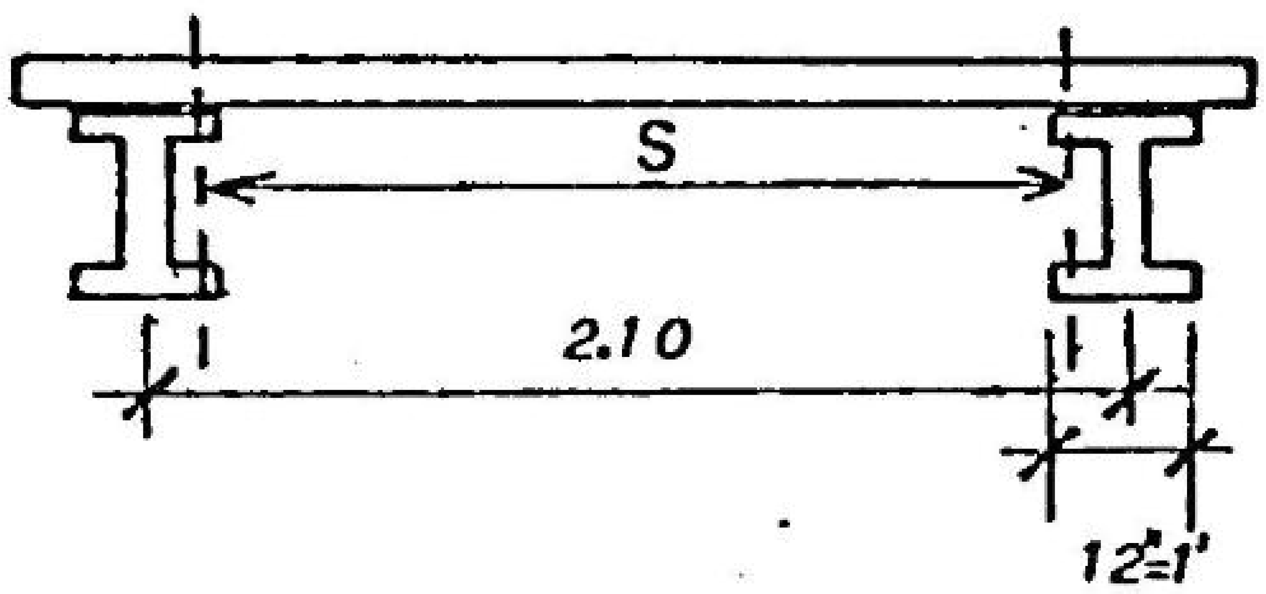
$$Z = \frac{M_t}{\sigma} = \frac{129.229 \times 100}{1400} = 9,231 \text{ cm}^3$$

Cono : $1 \text{ cm}^3 = 0.061 \text{ pulg}^3$.

$\therefore$ $\underline{Z = 563 \text{ pulg}^3}$ RESP.

PROBLEMA

Calcular el momento de torsión que deberán tomar las vigas transversales para el puente del problema anterior si la distancia entre ejes de diafragma es de 6.00 m.



$$S = 2.10 - \frac{1'}{2} = 2.10 - \frac{0.3048}{2}$$

$$S = 1.95 \text{ m.}$$

$$M = \left(\frac{S + 0.61}{9.75}\right) P \quad \text{en unidades decimales}$$

$$M_{s/c} = \left(\frac{1.95 + 0.61}{9.75}\right) 8000 = 2080 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{torsor} = M_{s/c} \times m \times 0.7$$

m = distancia entre ejes de diafragma :

$$M_t = (2080 \text{ Kg.m})\ (6.00 \text{ m})\ (0.7)$$

$$\underline{M_t = 8736.00 \text{ Kg-m}} \quad \text{RESP.}$$

Nota.- 0.7 factor.

En el problema anterior con el módulo de sección hallado, determinamos en un Manual el perfil deseado, en este caso resulta:

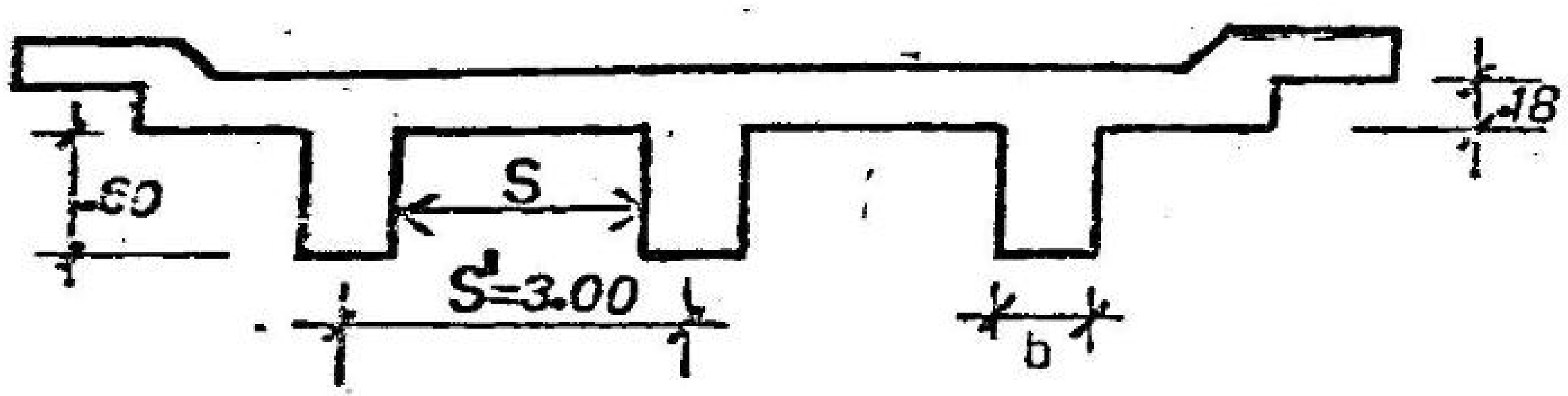
36 WF 170

Con b= 12"

h= 36"

PROBLEMA

Que área de acero será necesario colocar (acero principal), en el tablero de un puente de concreto armado de tablero superior, si las vigas principales son de 0.60 m. de altura y se encuentran espaciados a cada 3.00 m. entre ejes. La sobrecarga considerada es H20 - S16 y el espesor de la losa es de 0.18 m.



$$L = 15 (h + e)$$

$$L = 15 (0.60 + 0.18) = 11.70 \text{ m.}$$

$$b = 0.02L \sqrt{S'}$$

$$b = 0.02 \times 11.70 \sqrt{3} = 0.40 \text{ m.}$$

$$d = 18 - 4 = 14 \text{ cm.} \quad (\text{losa})$$

$$S = 3 - 0.40 = 2.60 \text{ m.}$$

Impacto :

$$i = \frac{50}{3.28L + 125} = \frac{50}{3.28 \times 11.70 + 125} = 0.31 = 31 \%$$

Como $31 \% > 30 \%$

Tomamos :

$$C_i = 1.30$$

$$M_{s/c} = \left(\frac{S + 0.61}{9.75}\right)P = \left(\frac{2.60 + 0.61}{9.75}\right) 8000 = 2640 \text{ Kg-m.}$$

Por impacto y continuidad:

$$M_{s/c} = 2640 \times 1.30 \times 0.80 = 2745.60 \text{ Kg-m,}$$

Por peso propio

Concreto : $0.18 \times 1 \times 1 \times 2400 = 432$ Kg.
Asfalto : $0.05 \times 1 \times 1 \times 2000 = 100$ Kg.

luego :

$$w_{pp} = 532 \text{ Kg/ml.}$$

$$M_{pp} = \frac{w_{pp}\ 5^2}{10} = \frac{532\ (2.6)^2}{10} = 359.60 \text{ Kg-m.}$$

Momento total :

$$M_T = M_{s/c} + M_{pp}$$

$$M_T = 2745.60 + 359.60 = 3105.20 \text{ Kg-m.}$$

Peralte :

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{3105.20 \times 100}{13.8 \times 100}}$$

$$d = 15 \text{ cm} < 18 \text{ cm.} \quad \underline{\text{OK}}$$

Acero :

$$A_s = \frac{M}{f_{sj}\ d} \qquad \begin{aligned} f_s &= 1400 \text{ Kg/cm}^2 \\ j &= 0.875 \\ d &= 14 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$A_S = \frac{310520}{1400 \times 0.875 \times 14} = 18.1 \text{ cm}^2 \quad (9 \, \phi \, 5/8")$$

$$\underline{A_S = \phi \;\; 5/8" \; @.10} \qquad \text{RESP.}$$

PROBLEMA

Diseñar el siguiente puente de vigas:

L = 16 m.

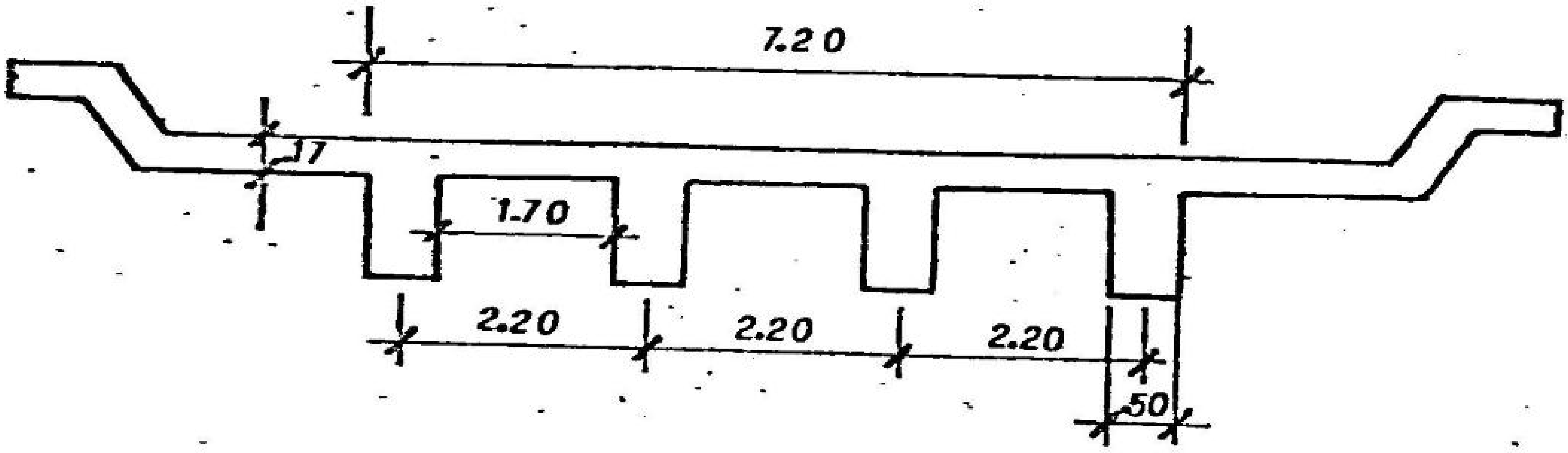
Sobrecarga : H20-S16

Número de vías: 2

Distancia entre vigas : 2.20 m.

Ancho de vigas : 0.50 m.

Cálculo del Tablero :



Momento de sobrecarga :

$$M = \frac{(S + 2) \, P \, 0.80 \, (1 + i)}{32}$$

$S = 1.7 \times 3.28 = 5.58$

$$i = \frac{50}{S + 125} = \frac{50}{5.58 + 125} = 0.385$$

$i = 30 \%$

$P = 8000$ Kg (H 20-S16).

$$M = (5.58 + 2) \times \frac{8000 \times 0.80}{32} (1.3) \Longrightarrow M = 1960 \text{ Kg-m}$$

Momento por carga muerta :

Peso propio = 0.17 x 2400 x 1 = 408 Kg/ml.
Peso asfalto = 0.05 x 2000 x 1 = 100 "

500 Kg/ml.

$$M_{pp} = \frac{wl^2}{12} = \frac{508 \times (1.7)^2}{12} = 122 \text{ Kg-m.}$$

$$M_{pp} = \frac{wl^2}{8} = \frac{508\ (1.7)^2}{8} = 184 \text{ Kg-m.}$$

Momentos Totales :

M = 1960 + 122 = 2082 Kg-m.
M = 1960 + 184 = 2144 Kg-m.

Cálculo de la altura útil :

$$d = \sqrt{\frac{M_{max}}{f_{sj}}} = \sqrt{\frac{2144}{13.8}} = 12.5 \text{ cm.}$$

d = 17 - 4 = 13.0 cm : OK

luego :

h = 17 cm.
d = 4 cm.

Cálculo del área de acero :

$$A_S = \frac{208200}{1400 \times 0.875 \times 13} = 13.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sr} = \frac{220}{\sqrt{5.58}} = 94 \%$$ Reglamento 67 % máx.

$$A_{Sr} = 13.1 \times 67 = 8.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{St} = 0.001 \times 100 \times 13 = 1.3 \text{ cm2.}$$

Espaciamiento de la armadura

Acero principal

$$A_{Sp} = A_s + A_{St} = 13.1 + 1.3 = 14.4 \ cm^2/m.$$

Ø 5/8" : $A_{Sp} = \dfrac{2.00}{14.4} = 0.14$ m → Ø 5/8" @ .15.

Acero de repartición.

Ø 5/8" : $A_{Sr} = \dfrac{2.0}{8.8} = 0.225$ m → Ø 5/8" @ 0.225

Acero de temperatura

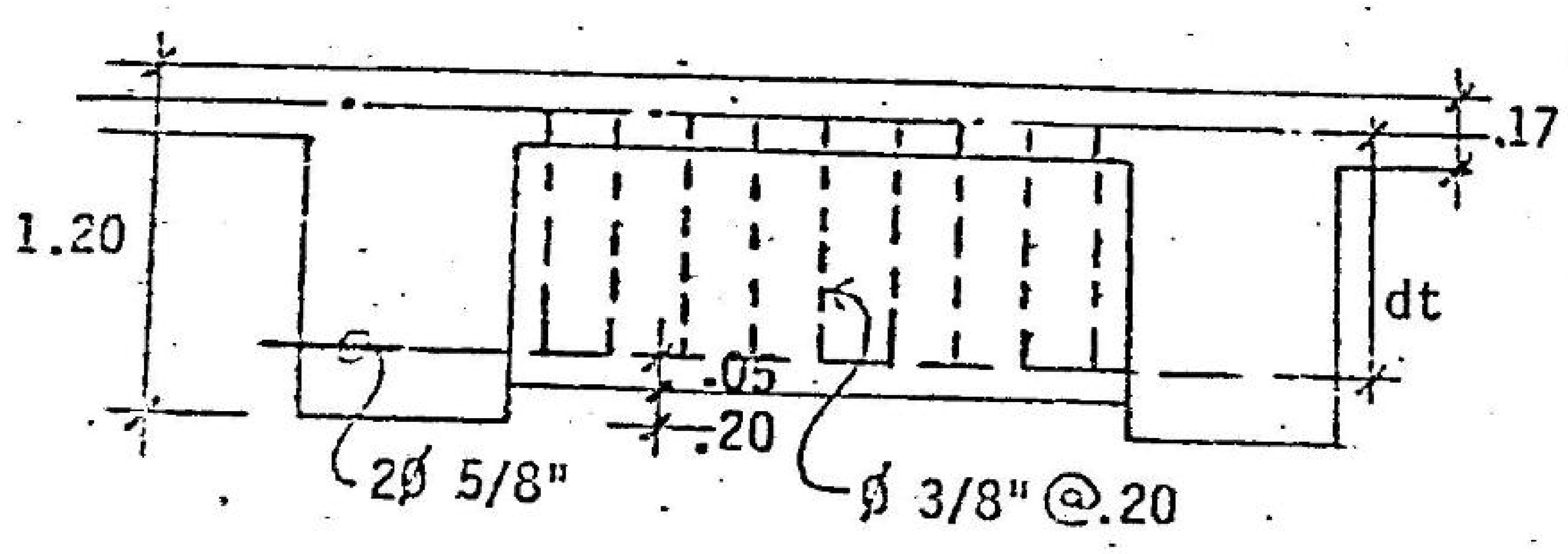
Ø 3/8" $A_{St} = \dfrac{0.71}{1.30} = 0.50$ m → Ø 3/8" @ 0.50

Cálculo de la viga transversal

$$h_v = \frac{16}{15} = 1.07 \ m.$$

$$h_v = \frac{16}{12} = 1.34 \ m.$$

Tomando promedio : $h_v = 1.20$ m.



$$d_t = 1.20 - \left(0.25 + \frac{0.17}{2}\right) = 0.865 \text{ m.}$$

m = 4.00 m.

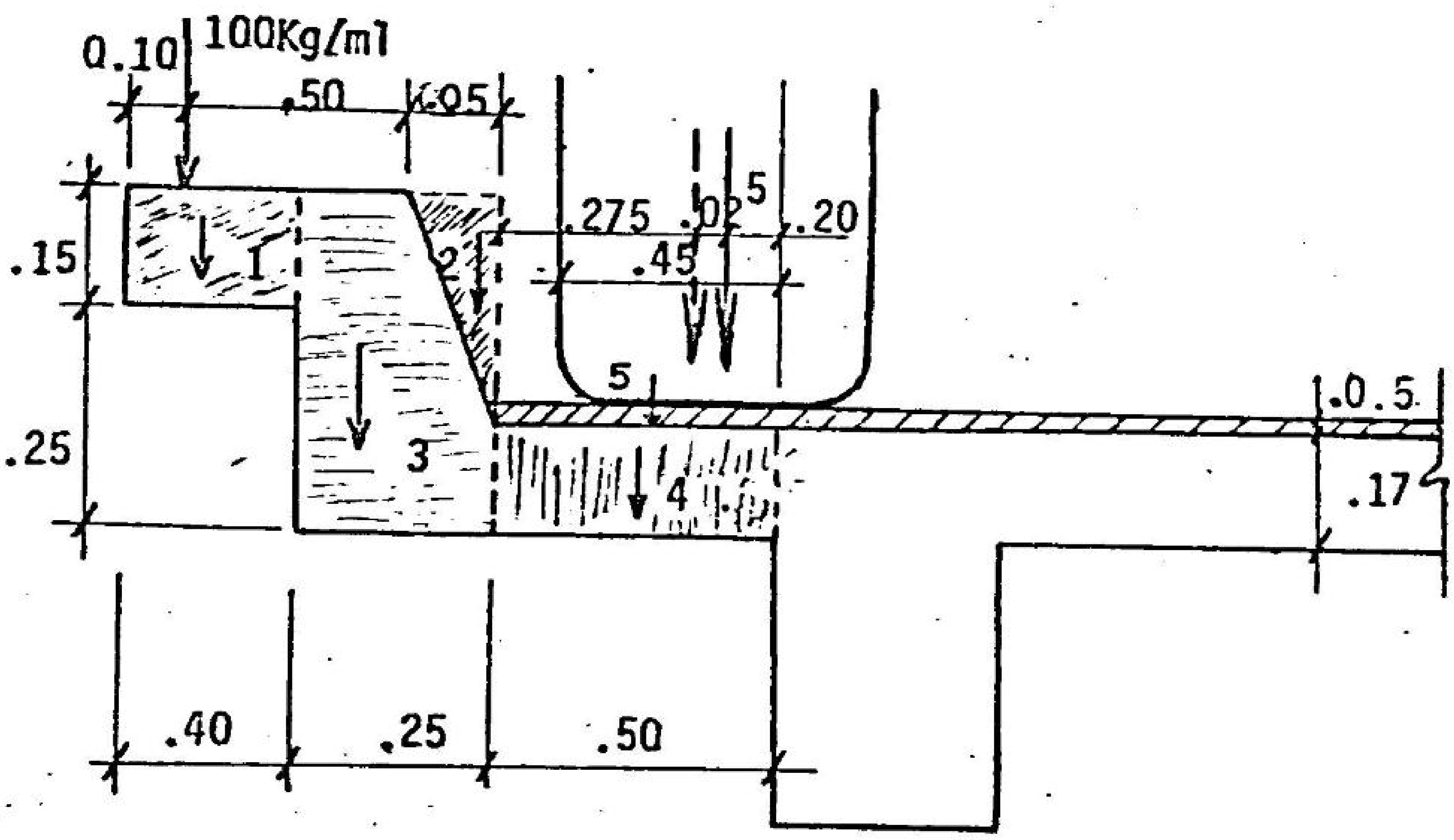
MT = 2,082 x 4 x 0.7 = 5,800 Kg -m.

$$F = \frac{5800}{0.865} = 6,700 \text{ Kg-m.}$$

Area de acero :

$$A_s = \frac{6700}{1400} = 4.8 \text{ cm}^2 \Longrightarrow 2 \not{0} \ 3/4"$$

Diseño del Volado :



Cálculo del momento del volado en la cara del apoyo ;

E = 0.8 x 0.225 x 3.28 = 4.34 pies

E = 1.32 m.

$$P = \frac{45 \times 8000}{50} = 7,200 \text{ Kg.}$$

Cargas permanentes.

Peso propio:

$1 = 0.40 \times 0.15 \times 2400 = 140$ Kg.

$2 = \dfrac{0.05 \times 0.23 \times 2400}{2} = 15$ Kg.

$3 = 0.25 \times 0.40 \times 2400 = 240$ Kg.

$4 = 0.50 \times 0.17 \times 2400 = 200$ Kg.

Peso del asfalto :

$0.50 \times 0.05 \times 2000 = 50$ Kg.

$$M_{pp} = 140 \times .95 - 15 \times .51 + 240 \times 0.625 + 200 \times 0.25 + 50 \times 0.25$$

$$M_{pp} = 133 - 7 + 150 + 50 + 12 = 337 \text{ Kg-m.}$$

Sobrecarga :

$$M_{s/c} = \frac{7200 \times 0.225 \times 1.3}{1.32} = 1{,}600 \text{ Kg - m}$$

Sardinel :

$M_{sard} = 100 \times 1.05 = 105$ Kg - m -

Momento total :

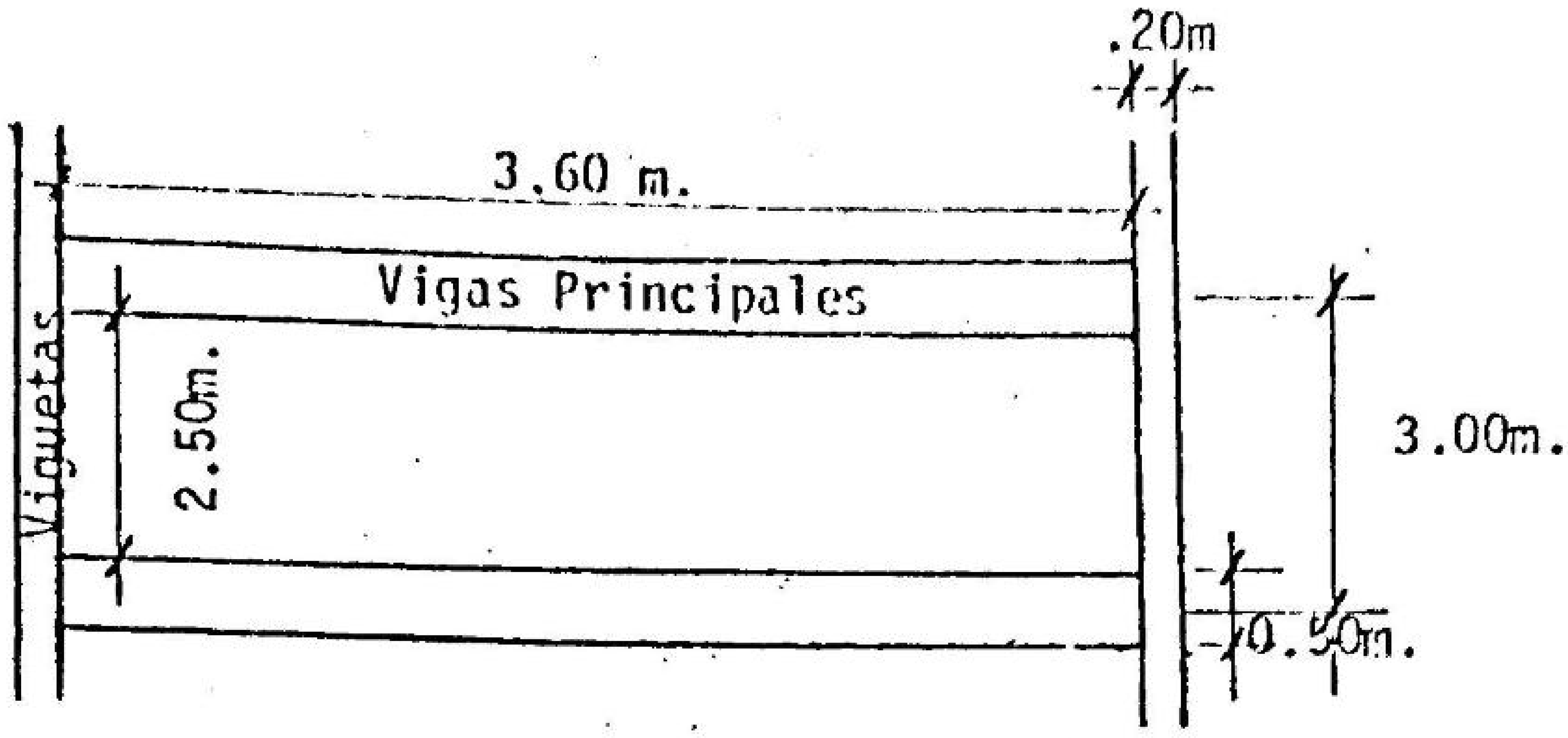
$$M_t = 1600 + 337 + 105 = 2{,}042 \text{ Kg - m}$$

$2042 < 2082$ OK

PROBLEMA

Se tiene un puente de concreto armado con 4 vigas de 0.50 m. de ancho espaciadas transversalmente a 3m. entre centros. El tablero tiene 0.18 m. de espesor y las viguetas transversales de 0.20 m. de espesor, se encuentran espaciadas cada 3.60 m.

Calcular el acero longitudinal y transversal al puente que será necesario colocar en la capa inferior del tablero en los tramos entre vigas, si se considera una sobre carga H20 - S16.



$\dfrac{\text{luz mayor}}{\text{luz menor}} = \dfrac{3.60}{2.50} = 1.44 < 1.50$ (Debe ser armada en dos sentidos)

Cálculo del proporcionamiento : $a = 2.50$

$b = 3.60$

$$p = \frac{b^4}{a^4 + b^4} = 0.80$$

Como $L < 12.80$ m $\quad i = 30\ \%$

entonces : $C_i = 1.30$

Por ser viga contínua se toma sólo el 80 %

Momento por sobre carga :

$$M_{s/c} = \left(\frac{S + 2}{32}\right) P \qquad P = 8000 \text{ Kg} \quad \text{(H20-S16)}$$

$$s = 2.50 \times 3.29 = 8.20' \rightarrow \underline{s = 8.20'}$$

$$M_{s/c} = \left(\frac{8.2 + 2}{32}\right) \times 8000 \rightarrow M_{s/c} = 2550 \text{ Kg - m.}$$

Corrección del momento : $M_{s/c} = 2550 \times 1.30 \times 0.80$

$$\underline{M_{s/c} = 2650 \text{ Kg-m.}}$$

Carga permanente : losa : 2.50 x 0.18 x 2400 = 1080
asfalto: 2.50 x 0.05 x 2000 = 250
w = 1330 Kg/ml.

Por ser viga contínua :

$$M_{pp} = \frac{ws^2}{10} = \frac{1330\,(2.5)^2}{10} \Longrightarrow M_{pp} = 830 \text{ Kg - m.}$$

Momento total :

$$M_T = 2650 + 830 \longrightarrow M_T = 3480 \text{ Kg-m.}$$

Reduciendo en un 80 % por ser reforzada en ambos sentidos:

$$M_D = 0.8 \times 3480 \Longrightarrow M_D = 2784 \text{ Kg- m.}$$

Cálculo del acero : $A_s = \frac{M_D}{f_s j d}$ Con $f_y = 2800$ Kg/cm^2

$f_s = 1400$

$d = 18 - 4 = 14$ $j = 0.875$

$$A_s = \frac{278400}{1400 \times 0.875 \times 14} = 15.7 \text{ cm}^2 \quad s = \frac{1.29}{15.70} = 0.08 \text{ m.}$$

ϕ 1/2" @.10 m.

repartición :

$$A_r = \frac{220}{S} = \frac{220}{\sqrt{8.2}} = 77\ \% \quad \text{Máx : } 67\%$$

$$A_r = 0.67 \times 15.7 \text{ cm}^2 = 10.5 \text{ cm}^2.$$

Area de temperatura :

$A_t = 0.001\ bd$; $b = 100$ cm.

$A_t = 0.001 \times 100 \times 14$

$A_t = 1.4$ cm^2

luego el refuerzo necesario es :

A_s longitudinal : ϕ 1/2" @. 10 m. RESP.

Acero transversal :

$$A_s = 10.5 + 1.4 = 11.9\ cm^2$$

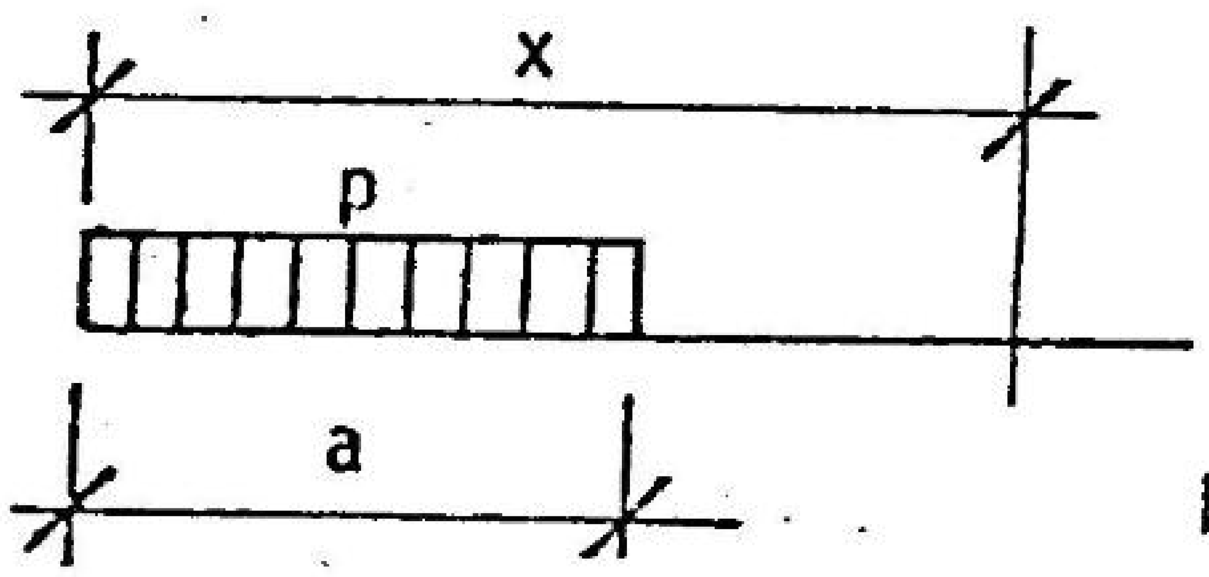
Con ϕ 1/2" $A_s = 1.29$

$$S = 0.11\ m.$$

ϕ 1/2" @.12 m. RESP.

PROBLEMA

Para un puente colgante con viga de rigidez triarticulada, determinar una expresión que dé el momento en una sección "x" de la viga, a la izquierda del centro de luz y a la derecha de un extremo de una carga repartida, que se extiende desde el origen izquierdo.



$$M = M^{i} - H_y$$

$$H = \frac{pa^2}{\Delta f}$$

$$M^{i} = \frac{pa^2}{2l}\left(l - x\right)$$

$$y = \frac{x \cdot \Delta f}{l^2}\left(l - x\right)$$

luego, el momento en una sección cualquiera :

$$M = \frac{pa^2}{2l}\left(l - x\right) - \frac{pa^2}{\Delta f}\left(\frac{x \Delta f}{l^2}\right)\left(l - x\right)$$

$$M = \frac{pa^2\ (l - x)\ (l - 2x)}{l^2} \quad \text{RESP.}$$

PROBLEMA

Calcular el momento máximo positivo y negativo en de la viga de rigidez de un puente colgante de las racterísticas:

$l = 130$ m $\qquad l_1 = l_2 = 40$ m.

$f = 13$ m $\qquad pp = 3100$ Kg/ml.

$A = 123$ cm^2 $\qquad s/c = H20 - S16$

2 vías de tránsito:

Sobrecarga equivalente : $W_{s/c} = 960$ Kg/ml.

$P_{s/c} = 12000$ Kg.

$$n = \frac{f}{l} = \frac{13}{130} = 0.1$$

Por ser de dos vías duplicamos los valores de la carga equivalente.

$$0.3l = 0.3 \times 130 = 39 \text{ m.}$$

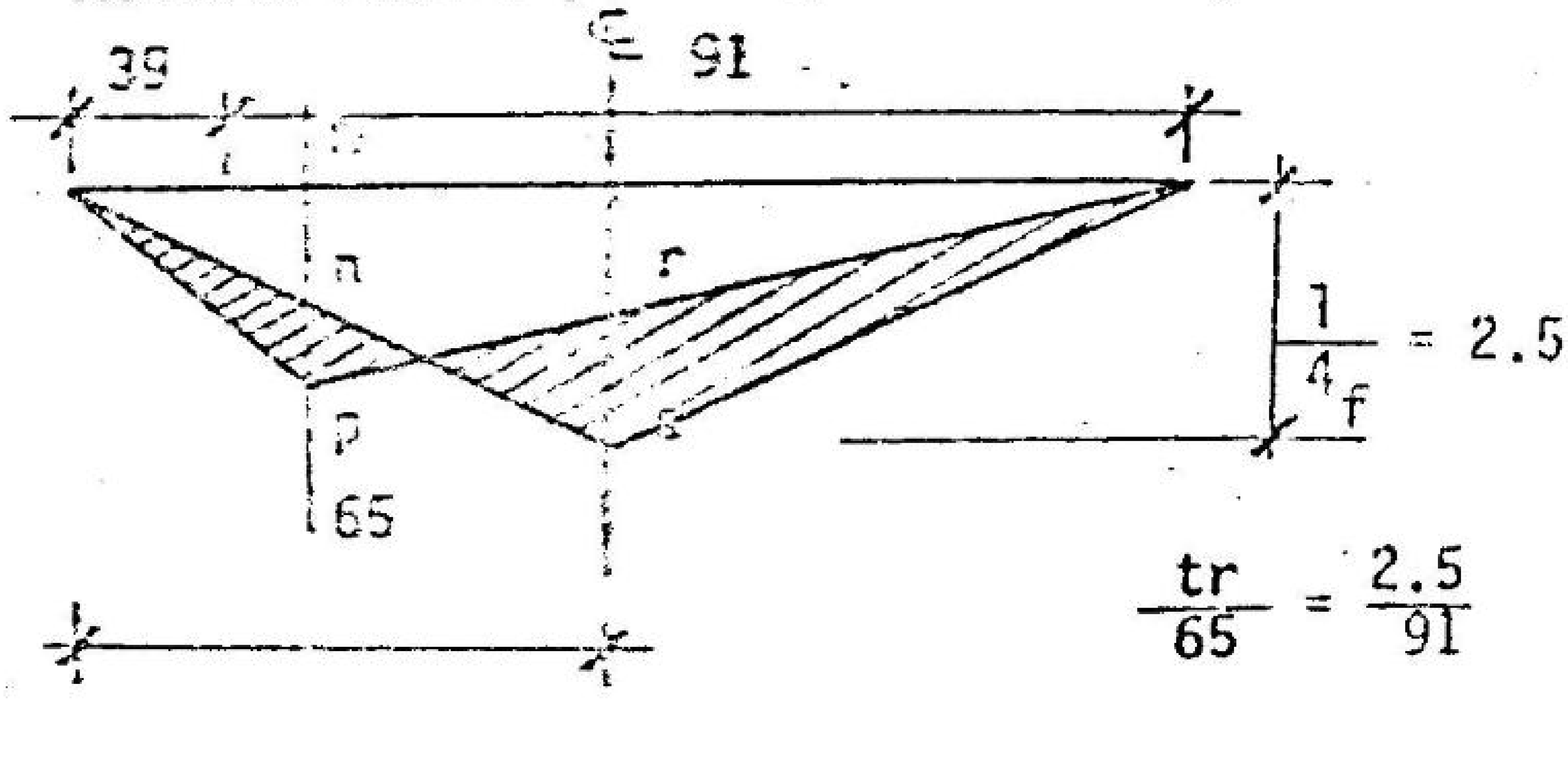
Momento máximo por sobre carga (sólo esta se analiza) :

$$M_{max} = \frac{p\,x\,(l - x)\,(l - 2x)}{2\,(3l - 2x)}$$

$$M_{max} = \frac{2 \times 960 \times 39\,(130-39)\,(130-78)}{2\,(390 - 78)}$$

$$M_{max} = 570{,}000 \text{ Kg-m}$$

Momento máximo por carga concentrada:



$$\frac{mn}{39} = \frac{2.5}{65}$$

$mn = 1.50$

$np = 1.00 \qquad M_1^{+} = 1.00$

$$\frac{tr}{65} = \frac{2.5}{91}$$

$tr = 1.78$

$rs = 0.72 \qquad M_1^{-} = 0.72$

$$y = \frac{4fx}{l^2}\ (l-x) = \frac{4 \times 13 \times 39}{(130)^2} \times 91$$

$$y = 10.92 \text{ m.}$$

luego:

$M^{+} = PM_1^{+}\ y = 2x8000 \times 1 \times 10.92 = 174,000$ Kg-m.

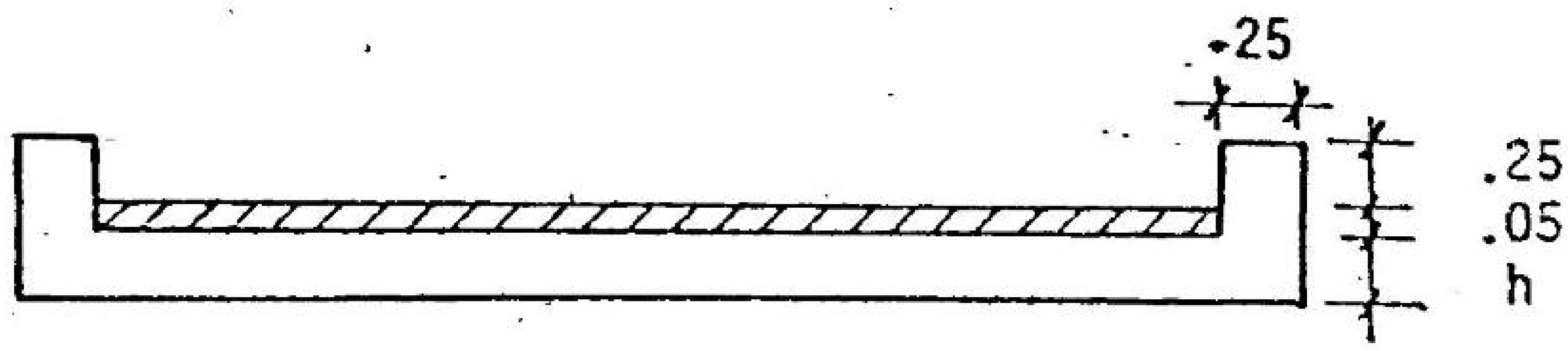
$M^{-} = PM_1^{-} = 2 \times 8000 \times 0.72 \times 10.92 = 125,000$ Kg-m.

Momentos :

$M^{+} = 744$ Ton - m.
$M^{-} = 696$ Ton- m

PROBLEMA

Calcular y diseñar un puente losa de 8 mts. de luz.



Solución.-

$$h = \frac{luz}{15} = \frac{8.00}{15} = 0.533 \simeq h = 0.50 \text{ m.}$$

Peso propio :

p.p. losa : 0.5 x 1 x 1 x 2400 = 1200 Kg/ml
asfalto : .05 x 1 x 1 x 2000 = 100 Kg/ml
1300 Kg/ml

Momento por carga permanente :

$$M_{pp} = \frac{wl^2}{8} = \frac{1300 \times 64}{8} = 10,400 \text{ Kg-ml.}$$

Ancho efectivo paralelo al tráfico :

$E = 4 + 0.06\,L \times 3.28$ (3.28 factor conversión)

$E = 4 + .06 \times 8 \times 3.28 = 5.53$ pies

$E = 1.69$ m.

Impacto :

$$i = \frac{50}{L + 125} = \frac{50}{8 \times 3.28 + 125}$$

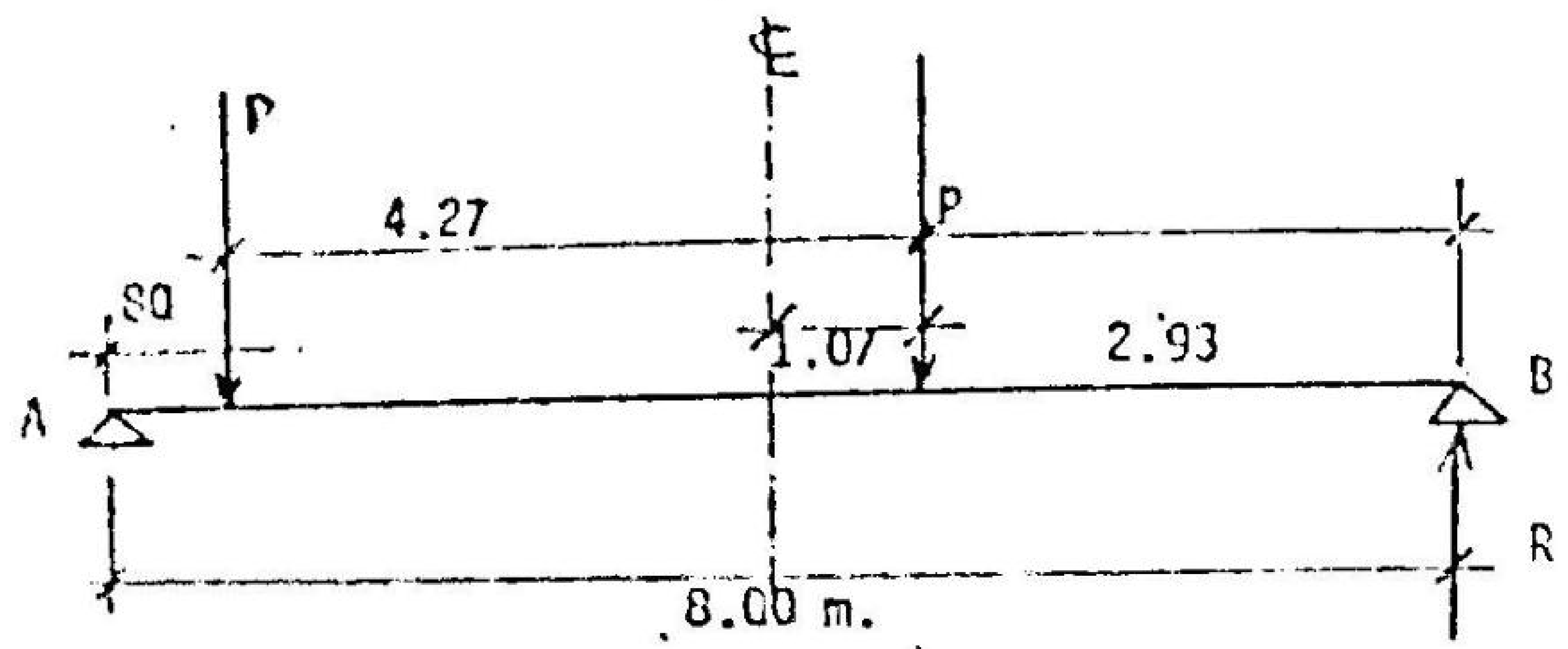
$i = 0.34 > 0.30$

Tomamos $i = 0.30$

Luego el coeficiente de impacto :

$$C_i = \frac{i + 1}{E} = \frac{0.30 + 1.00}{1.69} = 0.77$$

s/c : H20 - S16



$4.27 + 0.80 - 4.00 = 1.07$ m.

$M_A = 0$

$8R - .8P - 5.07P = 0 \longrightarrow R = \frac{P}{8}\,(5.87)$

$R = 0.734\,P$

Momento por sobrecarga:

$M_{S/c} = 2.93\,R\,C_i$

$M_{s/c}$ = 2.93 x 0.734.8000 x 0.77 = 13,200 Kg-ml.

Momento total:

$$M_t = 10{,}400 + 13{,}200 = 23{,}600 \text{ Kg-m}_1.$$

Chequeando el peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_B}} \qquad K_B = 13.8$$

$$d = \sqrt{\frac{2360000}{13.8}} = 41.4 \text{ cm.}$$

luego, como $d < h$ OK

Con $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ $f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2$

$j = 0.875$

$d = 50 - 4 = 46$ cm. $\qquad A_s = \dfrac{M_t}{f_s j_d}$

Acero :

$$A_s = \frac{2360000}{1400 \times 0.875 \times 46} = 41.9 \text{ cm}^2$$

Con Ø 1" (5.10 cm^2) : $S = \dfrac{5.10}{41.9} = 0.12$ m.

Ø 1" @0.12 m. Acero principal

A_s repartición :

$$A_{sr} = \frac{100}{\sqrt{S}} = \frac{100}{\sqrt{8 \times 3.28}} = 19.53 \text{ \% del } A_s$$

$$A_{sr} = 0.195 \times 41.9 = 8.17 \text{ cm}^2$$

Con Ø 5/8" (2.00 cm^2) : $S = \dfrac{2.00}{8.17} = 0.24$ m.

Ø 5/8" @ 0.25 m.

A_s temp. $\quad A_{st} = 0.001\ bd = 0.001 \times 100 \times 46 = 4.60\ cm^2$

Con ϕ 1/2" ($1.29\ cm^2$) $\quad S = \dfrac{1.29}{4.60} = 0.28$ cm.

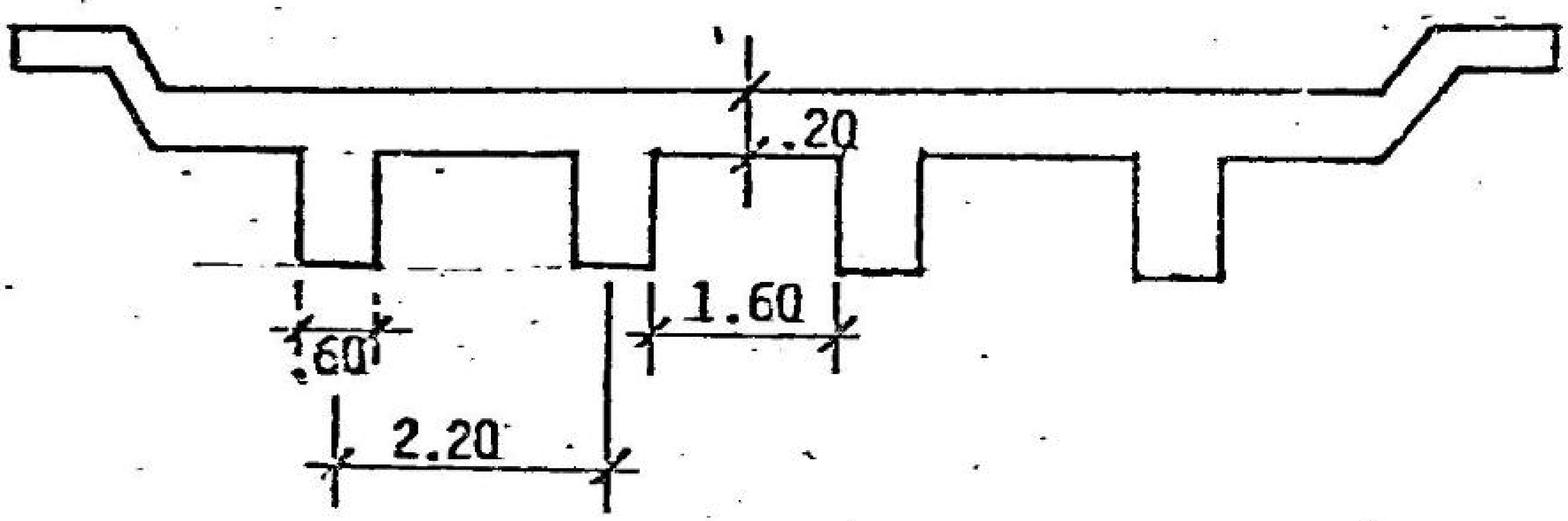
ϕ 1/2" @ 0.30 m.

PROBLEMA

Se tiene un puente losa con 4 vigas de 0.60 m. de ancho, espaciadas transversalmente a 2.20 m. entre centros. El tablero tiene 0.20 m. de espesor.

Calcular el acero perpendicular al tráfico que será necesario colocar en la capa inferior del tablero, si se considera una sobrecarga H15 - S12.

SOLUCION



Momento por peso propio : asfalto = 0.05 m.

p.p. losa : 1 x 0.20 x 2400 = 480

asfalto : 1 x 0.05 x 2000 = 100

580 Kg/ml.

$W_{pp} = 580$ Kg/ml.

$$M_{pp} = \frac{wl^2}{8} = \frac{580 \times (1.60)^2}{8} = 148.5 \text{ Kg - ml.}$$

Momento por sobrecarga. Para armadura perpendicular al tráfico :

$$M_{s/c} = \left(\frac{S + 2}{32} \right) P \, (1 + i) \, C$$

C = 0.8 (para vigas continuas)

P = 6000 Kg (H15- S12)

S = 1.6 x 3.28 = 5.25 pies

$$i = \frac{50}{1.6 \times 3.28 + 125} = .385 > 0.30$$

$$i = 0.30$$

luego:

$$M_{s/c} = \left(\frac{5.25 + 2}{32} \right) \times 6000 \, (1.3) \, 0.8$$

$$M_{s/c} = 1413.7 \text{ Kg - m.}$$

Momento total: $M_t = 148.5 + 1413.7 = 1562.2$ Kg-m.

Armadura principal:

$$A_s = \frac{M}{f_{sj} \, d} = \frac{1562.20 \times 100}{1400 \times 0.0875 \times 16}$$

$$A_{sp} = \frac{1562.2}{196} = 8.12 \text{ cm}^2$$

Con ϕ 3/4" (2.84 cm^2)

S = 0.35

ϕ 3/4" @ 0.35 m.

Acero de repartición :

$$A_r = \frac{220}{\sqrt{S}} = \frac{220}{\sqrt{5,25}} = 96 > 67\%$$

Tomamos :

$$A_r = 0.67 \, A_{sp} = 0.67 \times 8.12 = 5,44 \text{ cm}^2$$

Con ∅ 1/2" ($1.29\ cm^2$)

$$S = 0.24\ m.$$

∅ 1/2" @ 0.25 m.

Acero de temperatura :

$$A_{st} = 0.001\ bd = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6\ cm^2$$

luego la armadura perpendicular al tráfico será:

$$A_s = A_{sr} + A_{st} = 8.12 + 1.60 = 9.72\ cm^2.$$

Con ∅ 3/4" ($2.84\ cm^2$)

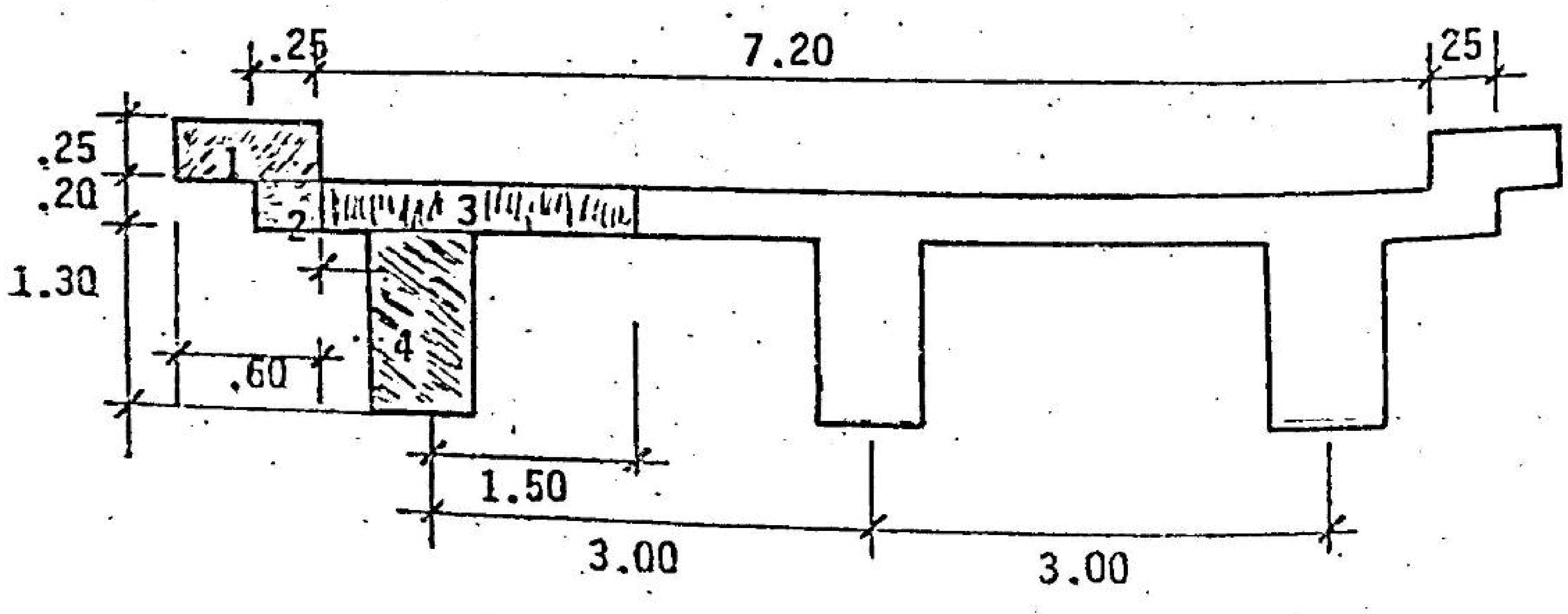
$$S = 0.29\ m.$$

∅ 3/4" @ 0.30 m.

PROBLEMA :

Se tiene un puente simplemente apoyado de 22 m. de luz, con 7.20 m. de ancho entre sardineles y 3 vigas de 0.60 m. de ancho por 1.30 m. de peralte, espaciadas a 3 m. transversalmente.

Calcular el Momento y el esfuerzo cortante máximo en la sección 0.3L de una viga exterior, el tablero tiene un espesor de 0.20 m. y que la sobrecarga considerada es un H20 - S16.



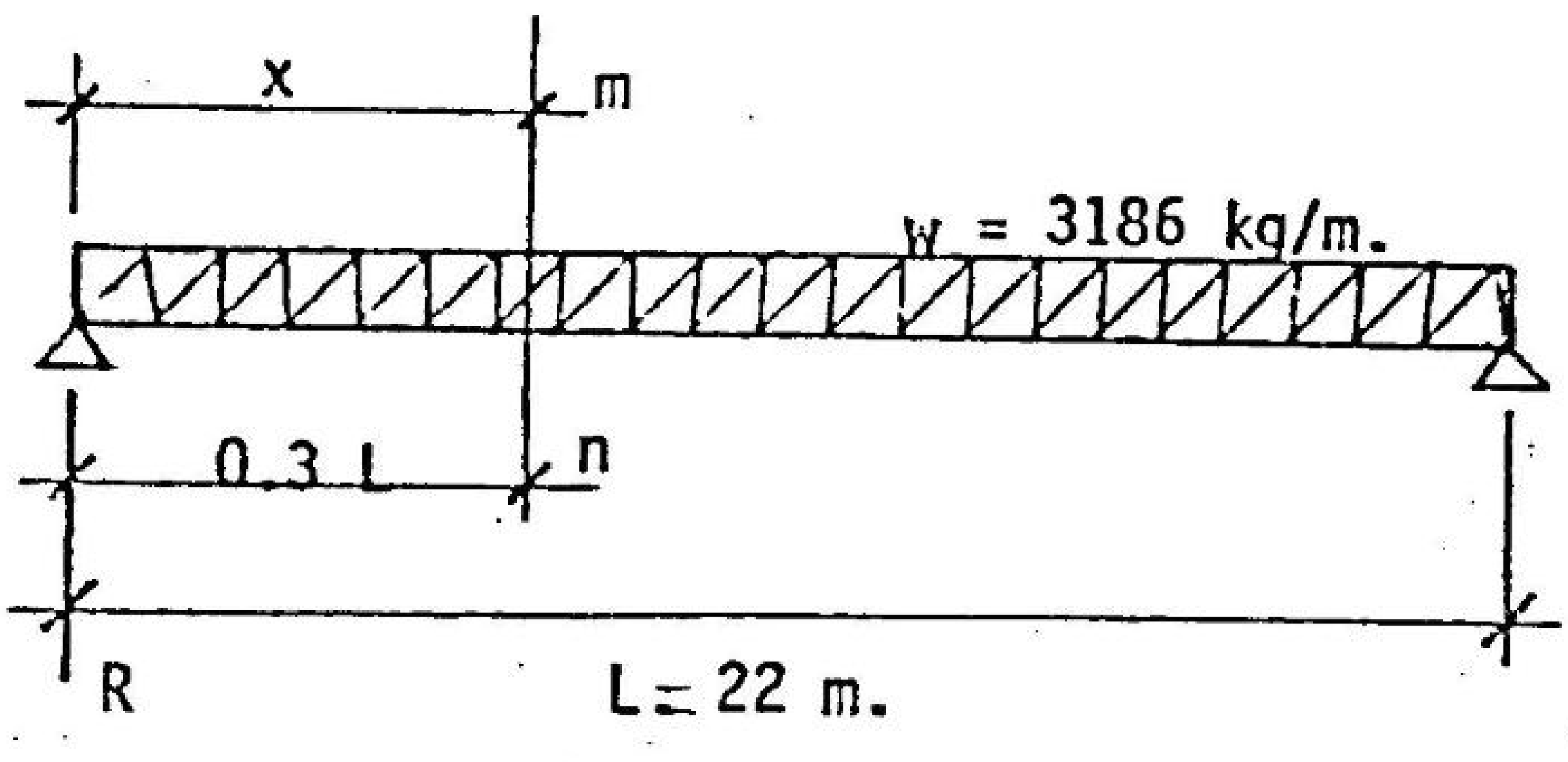
CALCULO DEL PESO MUERTO

Para facilidad de cálculos, se han dividido en secciones 1, 2, 3 y 4

Sección 1	$= 0.60 \times 0.25 \times 1m. \times 2400\ Kg/m^3$	$= 360\ Kg/m.$
Sección 2	$= 0.20 \times 0.25 \times 1m. \times 2400$ "	$= 120$ "
Baranda	=	$= \underline{100}$ "
		580 Kg/m.

$$\text{Carga en c/ viga} = \frac{580 \times 2}{3} = 386\ Kg/m.$$

Sección 3	$= 2.10 \times 0.20 \times 1m. \times 2400\ Kg/m^3$	$= 1000\ Kg/m$
Sección 4	$= 0.60 \times 1.30 \times 1m. \times 2400$	$= \underline{1800}$ "
		2800 Kg/m.
		$\underline{386}$
	$W_{pp} \longrightarrow$	3186 Kg/m.



$$R = \frac{wL}{2} = \frac{3186 \times 22}{2} = 35{,}000\ Kg.. \text{ (Por peso Propio)}$$

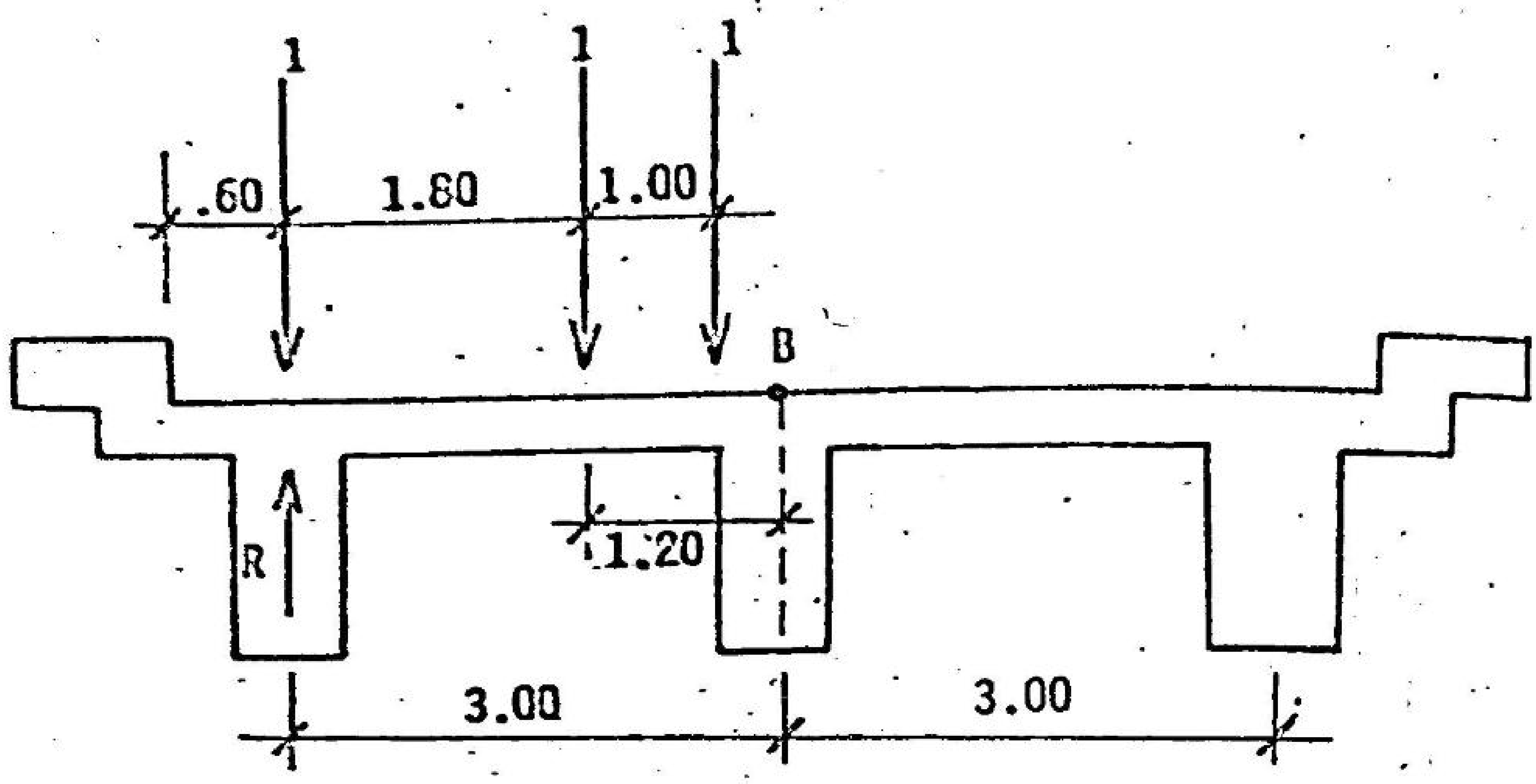
Momento en " mn "

$$M_{pp} = R_x\, 0.3L - \frac{w\,x^2}{2}$$

$$M_{pp} = 35{,}000 \times 0.3 \times 22 - \frac{3186 \times (0.3 \times 22)^2}{2}$$

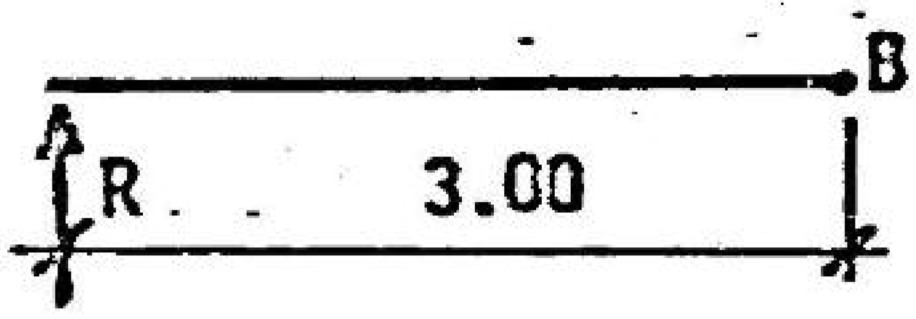
$$M_{PP} = 162,000 \text{ Kg-m}$$

Cálculo del Momento por S/c.



$$C_{cc} = 1 + \frac{1.20}{3} + \frac{0.20}{3} = 1.466^{T}$$

$$\underline{C_{cc} = 1.466^{T}}$$



$$R \times 3 - 1 \times 1.20 = 0 \rightarrow R = \frac{1.20}{3}$$

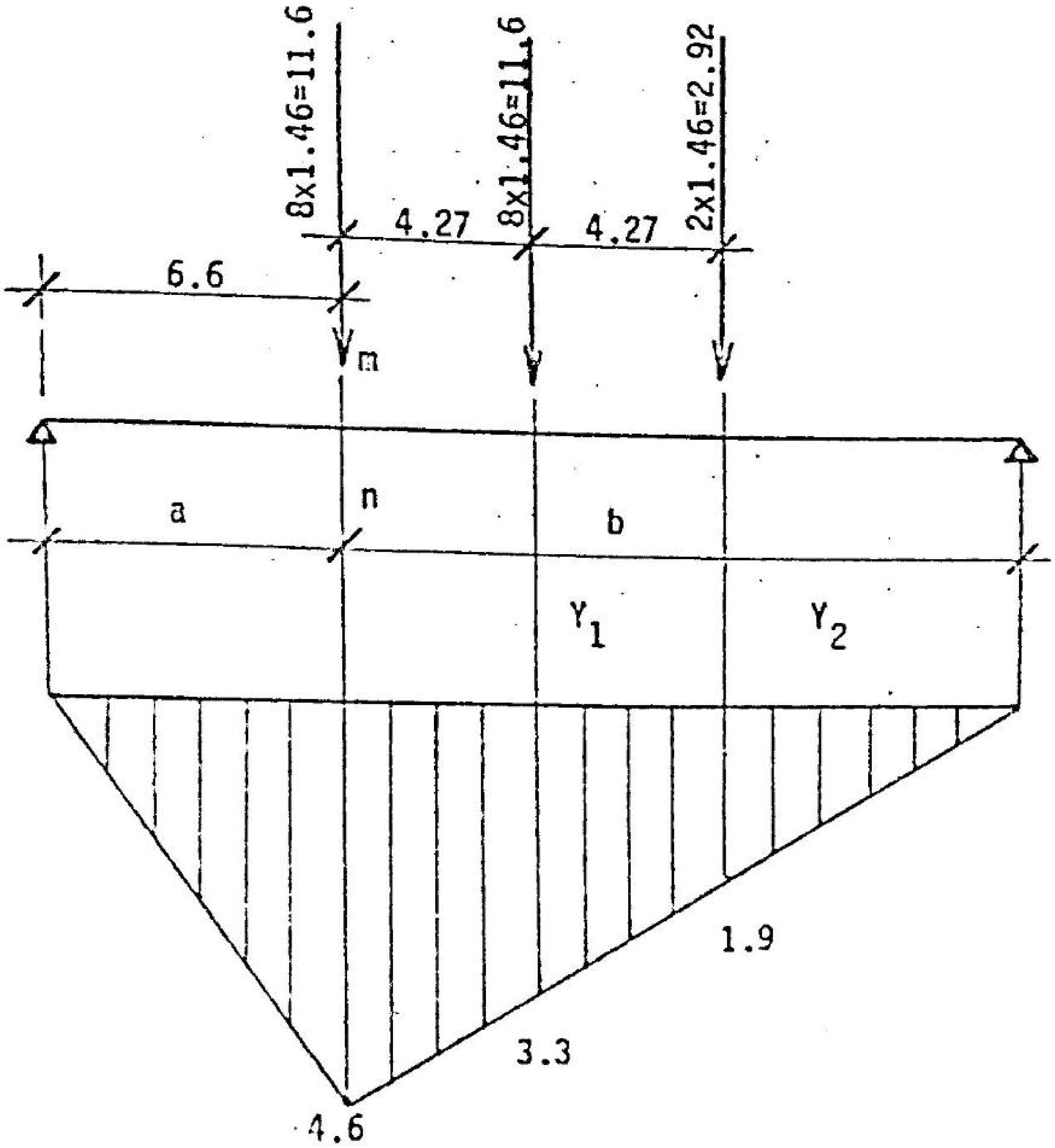
Tomando momentos : $\Sigma M_B = 0$

$$R \times 3 - 1 \times 0.20 = 0 \rightarrow R = \frac{0.20}{3}$$

$$M_{max} = \frac{1 \times a \times b}{L} \quad \begin{cases} a = 0.3L \\ b = 0.7L \end{cases}$$

$$M_{max} = \underline{\underline{0.21L}}$$

$$0.21 \times 22 = 4.6 \text{ T - m.}$$



$M_{s/c} = 11.6 \times 4.6 + 11.6 \times 3.3 + 2.92 \times 1.9 = 97.14$ Tn - m.

Afectando por Impacto :

$$i = \frac{50}{5 + 125} = \frac{50}{(3.28 \times 22)+125} = 0.25$$

$\underline{C_i = 1.25}$

$M_{s/c} = 97.14 \times 1.25 = 122$ Tn - m

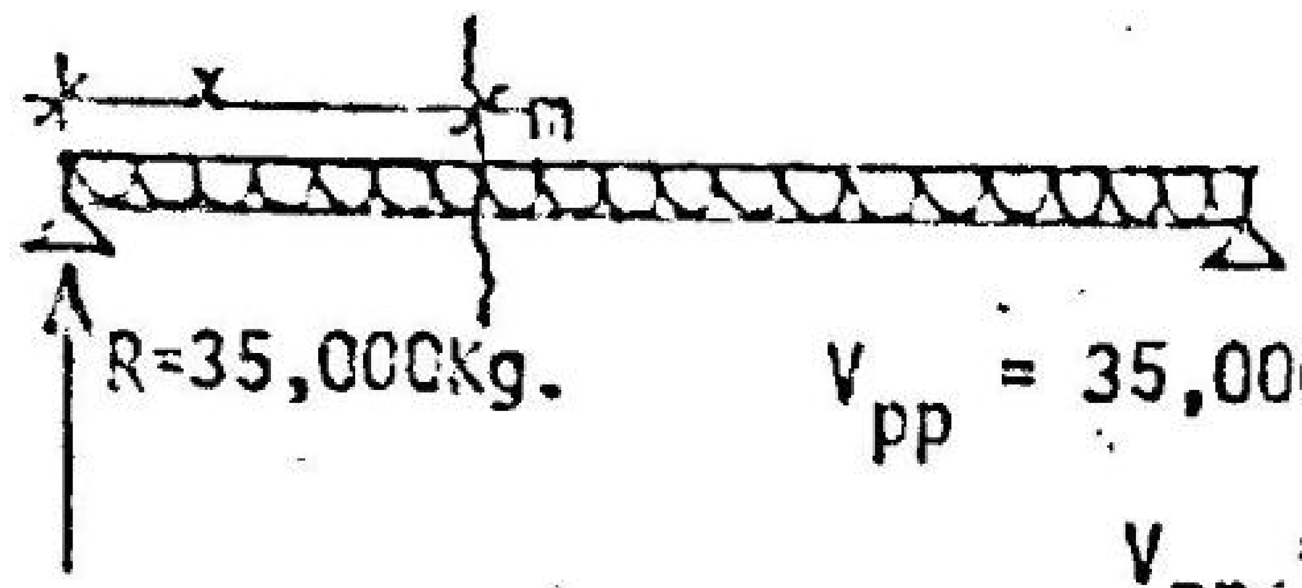
$\underline{M_{s/c} = 122,000 \text{ Kg/m.}}$

$M_{TOT} = 162,000 + 122,000 = 284,000$ Kg/m.

$\underline{\underline{M_{TOTAL} = 284,000 \text{ Kg/m.}}}$

Cálculo del Esfuerzo Cortante :

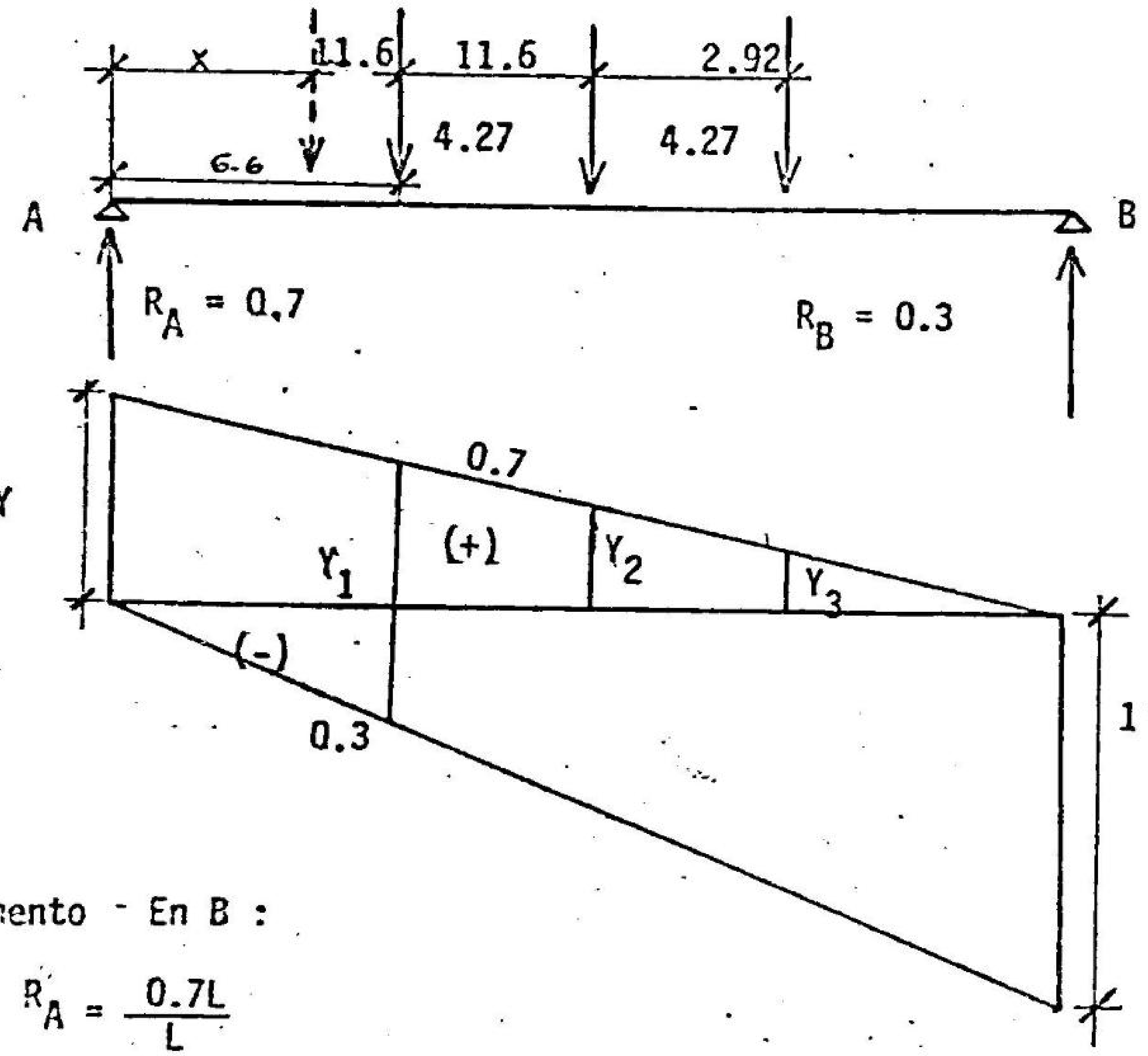
a) Por Peso Propio



$V_{pp} = 35{,}000 - w\,x = 35{,}000 - 3186 \times 6.6$

$V_{pp} = 14{,}000$ Kg.

b) Por S/C



Momento - En B :

$$R_A = \frac{0.7L}{L}$$

$$\underline{\underline{R_A = 0.7}}$$

Momentos en A :

$R_B \times L = 1 \times 0.3\,L$

$$\underline{\underline{R_B = 0.3}}$$

$0 < x < a$ || $0 < x < 1$

$R_B = \frac{1 \times X}{L} = \frac{X}{L}$

$X = 0 \quad , \quad V_m = 0$

$X = 1 \quad , \quad V_m = y$

$X = a \quad , \quad V_m = \frac{-a}{L}$

$R_A = \frac{L - X}{L}$

$X = 0 \quad , \quad V = 1$

$X = 1 \quad , \quad V = 0$

$X = a \quad , \quad V = \frac{L - 0.3L}{L}$

$V = 0.7$

$V_{s/c} = 11.6 \times 0.7 + 11.6 \times 0.48 + 2.92 \times 0{,}3 = 14.56\ T^n$

$V_{s/c} = 14.56 \times 1.25 = 18{,}2\ \ T^n$

$V_{Tot.} = 14{,}000 + 18{,}200 = 32{,}200$ Kg.

$V_{TOTAL} = 32{,}300$ Kg.

PROBLEMA.-

Calcular la armadura principal y el acero necesario por esfuerzo cortante que necesita la viga sardinel de un puente losa de 10 m. de luz, si el espesor calculado para la losa es de 0.55 m. y la sobrecarga a considerar es del tipo H20-S16.

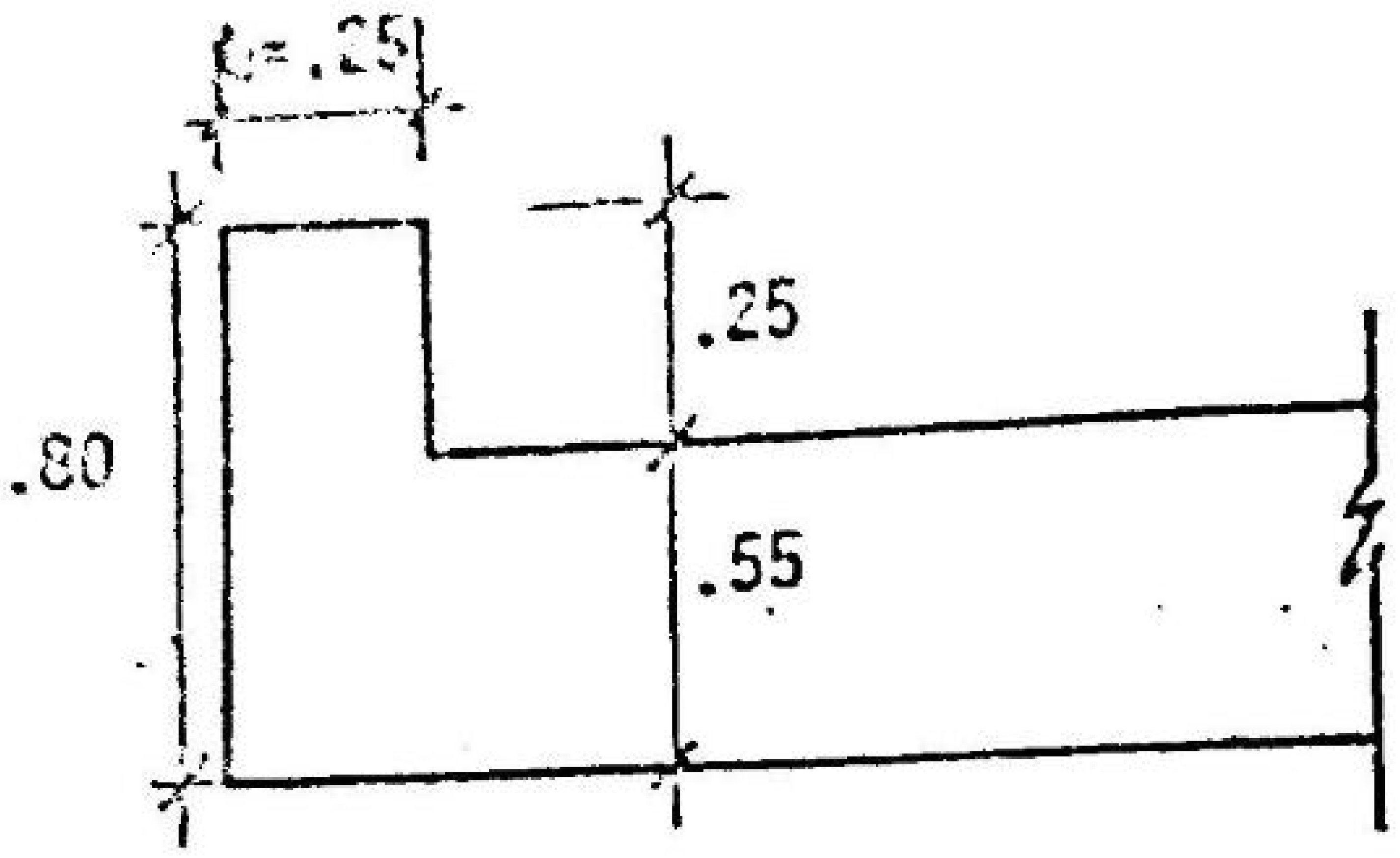
Para sardinel : $M_{s/c} = 0.1\ Pl\ \ C_i$ ——— (1)

$i = \frac{50}{3{,}28l+125} = \frac{50}{3{,}28 \times 10+125} = 0.318 > 0{,}3$

$C_i = 1{,}3$

En (1) :

$M_{s/c} = 0.1 \times 8000 \text{ Kg} \times 10 \text{ m} \times 1.3 = 10{,}400 \text{ Kg - m.}$



$M_{pp} = \frac{1}{8} \cdot W_{pp} \; l^2$ ——— (2)

$W_{pp} = 0.25 \times 0.80 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}$

en (2):

$M_{pp} = \frac{1}{2} \times 480 \times 10^2$

$M_{pp} = 6{,}000 \text{ Kg-m.}$

$M_{TOT.} = M_{s/c} + M_{pp} = 10{,}400 + 6{,}000 = 16{,}400 \text{ Kg-m.}$

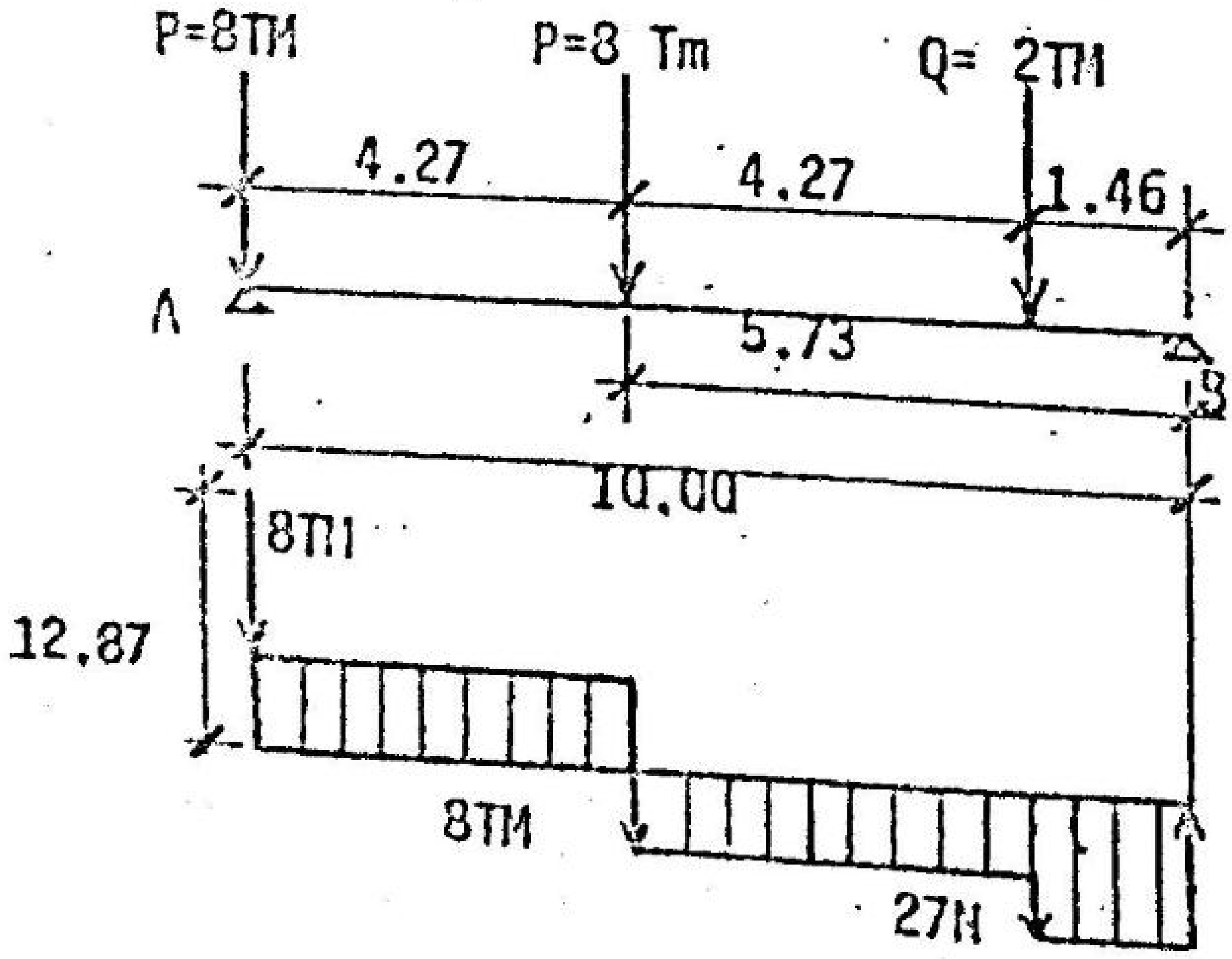
$$d = \sqrt{\frac{M}{K \times b}} = \sqrt{\frac{16{,}400 \times 100 \text{ Kg-cm}}{13.8 \times \frac{\text{Kg}}{\text{cm2.}} \times 25 \text{ cm}}} = 69 \text{ cm} < 75 \text{ cm.}$$

No se puede rebajar porque han colocado 25 cm. Libre

$$A_s = \frac{M}{f_s \, j d} = \frac{16{,}400}{1400 \times 0.875 \times 75} = 18 \text{ cm}^2$$

H20 - S16

4	16	16
2	8	8



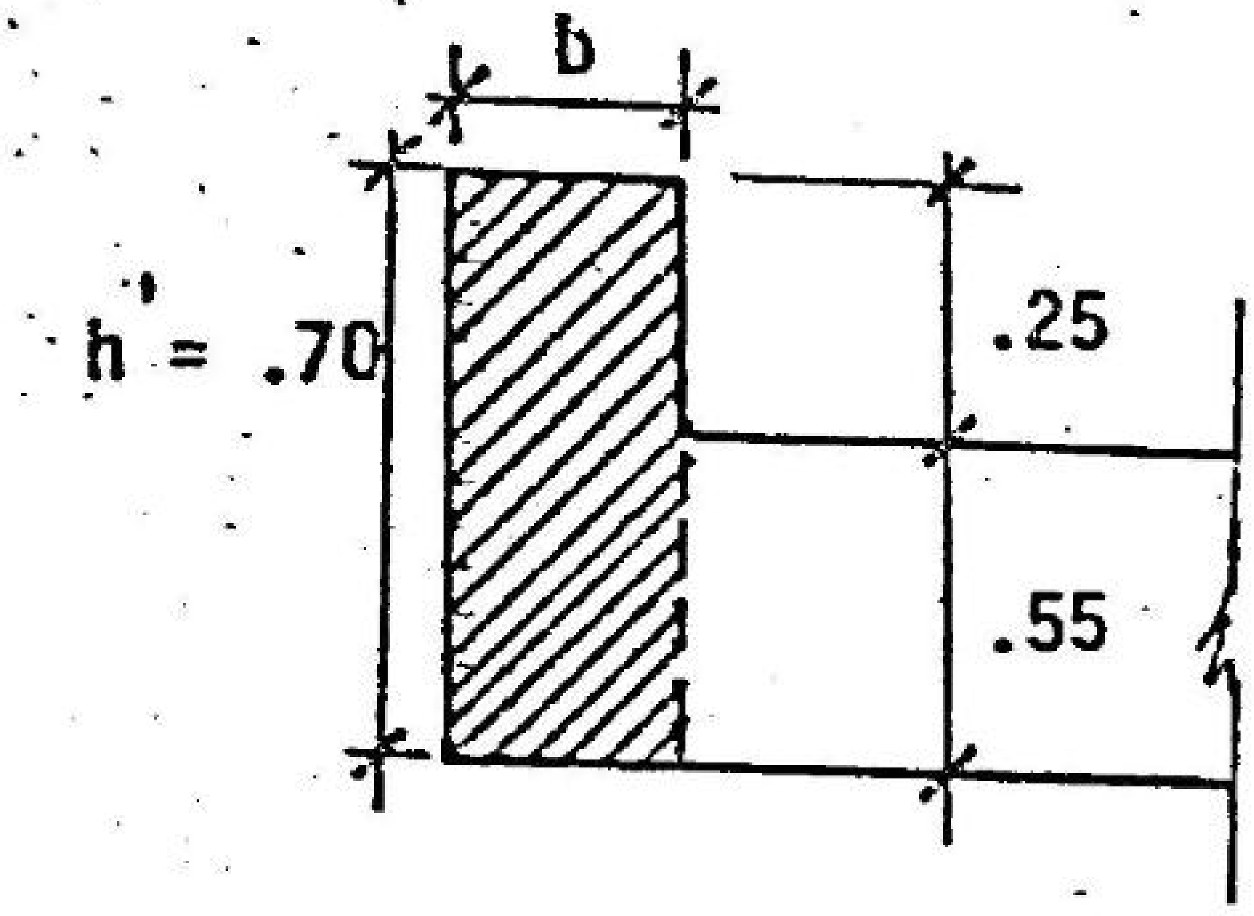
$\Sigma M_B = 0$

$R_A \times 10 = P \times 10 + P \times 5.73 + Q \times 1.46$

$R_A = 12.87 \text{ T}^n$

$V_{s/c} = 12{,}870 \text{ Kg.}$

Viga Sardinel → Se calcula por m.1.



$.20 \leq b \leq .30$

para losas cortas : b = .20
para losas cortas : b = .25
para losas 9 y 10m.: b = .30

$d = h' - 5 = 65$ cm.

USANDO b = .25

$W_{pp} = .25 \times .70 \times 2{,}400 = 420$ Kg/m.1.

$$M_{pp} = \frac{420 \times 8^2}{8} = 3{,}360 \text{ Kg-m.}$$

$M_{s/c} = 0{,}1\ Pl$, P = carga de la rueda + pesada = 8,000 Kg.
l = luz = 8 m.
$C_i = 1.3$, no se considera E.

$M_{s/c} = 0{,}1 \times 8000 \times 8 \times 1.3 = 8{,}320$ Kg - m.

$M_{TOT.} = M_{pp} + M_{s/c} = 3360 + 8320 = 11{,}680$ Kg - m.

$$d = \sqrt{\frac{M}{.Kb}} = \sqrt{\frac{11680 \times 100}{13.8 \times 25}} = 58.2 < 65$$

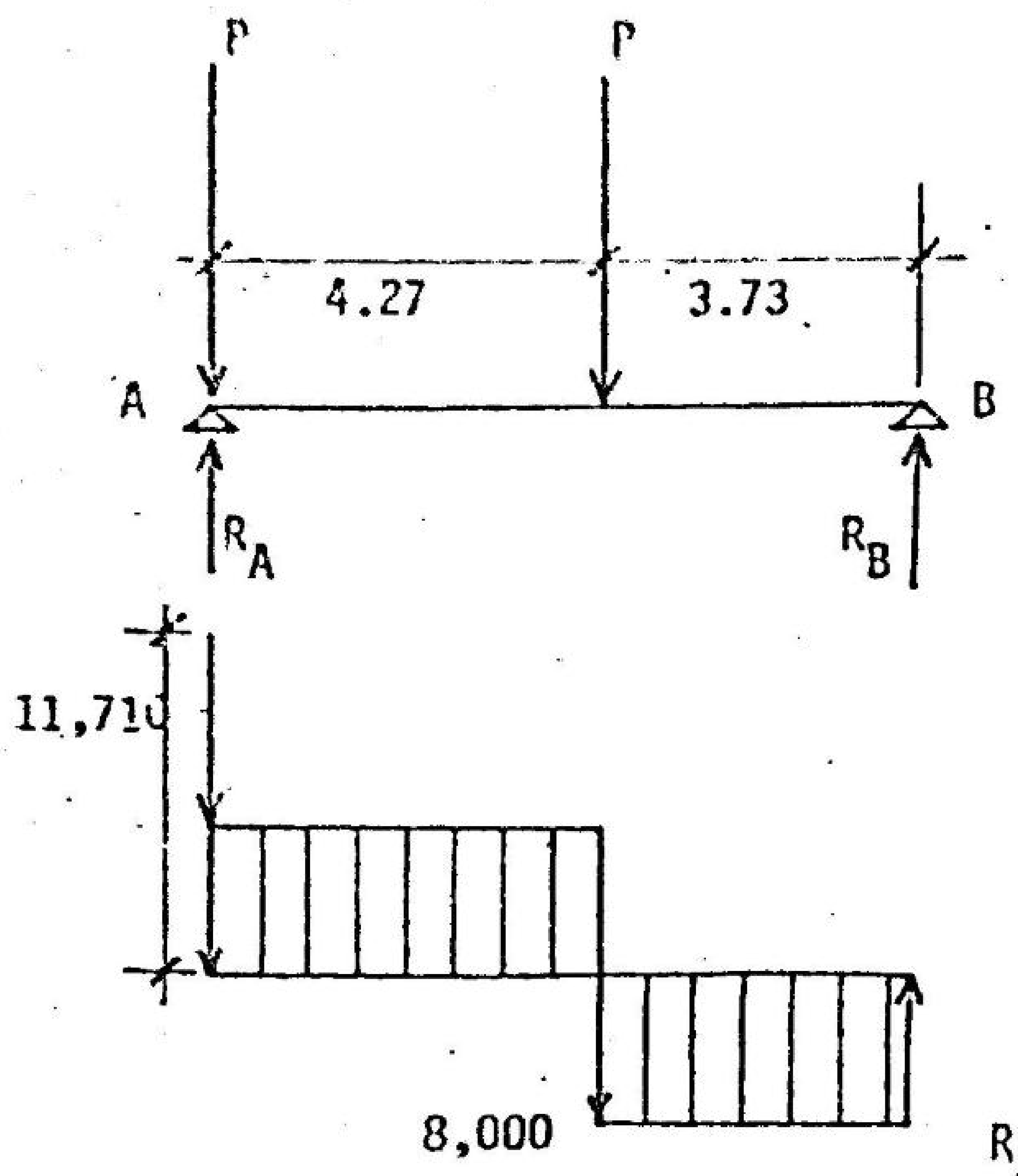
aunque "d" obtenido es menor, no se puede rebajar por haber colocado sólo 25 cm. libre.

CALCULO DE ACEROS

$$A_s = \frac{M}{f_s\ jd} = \frac{11{,}680 \times 100}{1400 \times .875 \times 65} = 14.7 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\ \phi\ 1''$$

Para el esfuerzo cortante :

$$V_{PP} = \frac{wl}{2} = \frac{420 \times 8}{2} = 1,680 \text{ Kg.}$$



$\Sigma MA = 0$

$RBl = Pa$

$$R_B = \frac{Pa}{l} = \frac{8000 \times 4.27}{8} = 4,270 \text{Kg}$$

$\Sigma M_B = 0$

$(R_A - P)\ l = P_b$

$R_A l = P\ (l + b)$

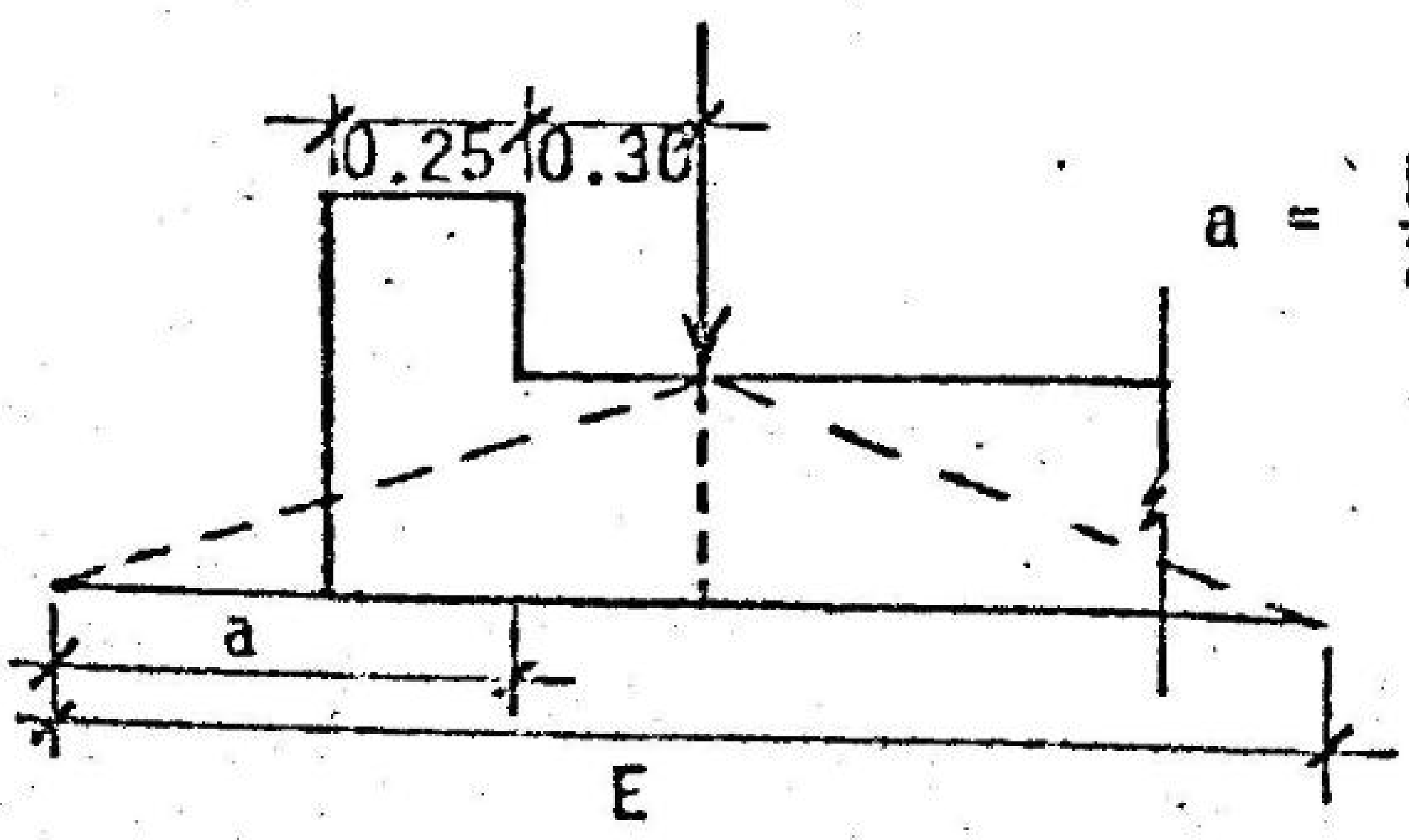
$$R_A = \frac{P\ (l+b)}{l} = \frac{8000\ (8+3.73)}{8}$$

$R_A = 11,710$ Kg.

$V_{s/c} = 11,710$ Kg.

Cálculo de E. $E = 4 + 0.065$

$E = 4 + 0.06\ (3.28 \times 10) = 5.97$ pies $= 1.81$ m.



$$a = \frac{E}{2} - .30 = 0.60 \text{ m.}$$

CALCULO DE CORTANTES

La viga sardinel tomará $\frac{a}{E}$ $(V_{s/c}) = \frac{0.6}{1.8} \times 12{,}870 \times 1.3$

$$V_{s/c} = 5{,}570 \text{ Kg.}$$

a) Cortante por Peso Propio

$$V_{pp} = \frac{wl}{2} = \frac{480 \times 10}{2} = 2{,}400 \text{ Kg.}$$

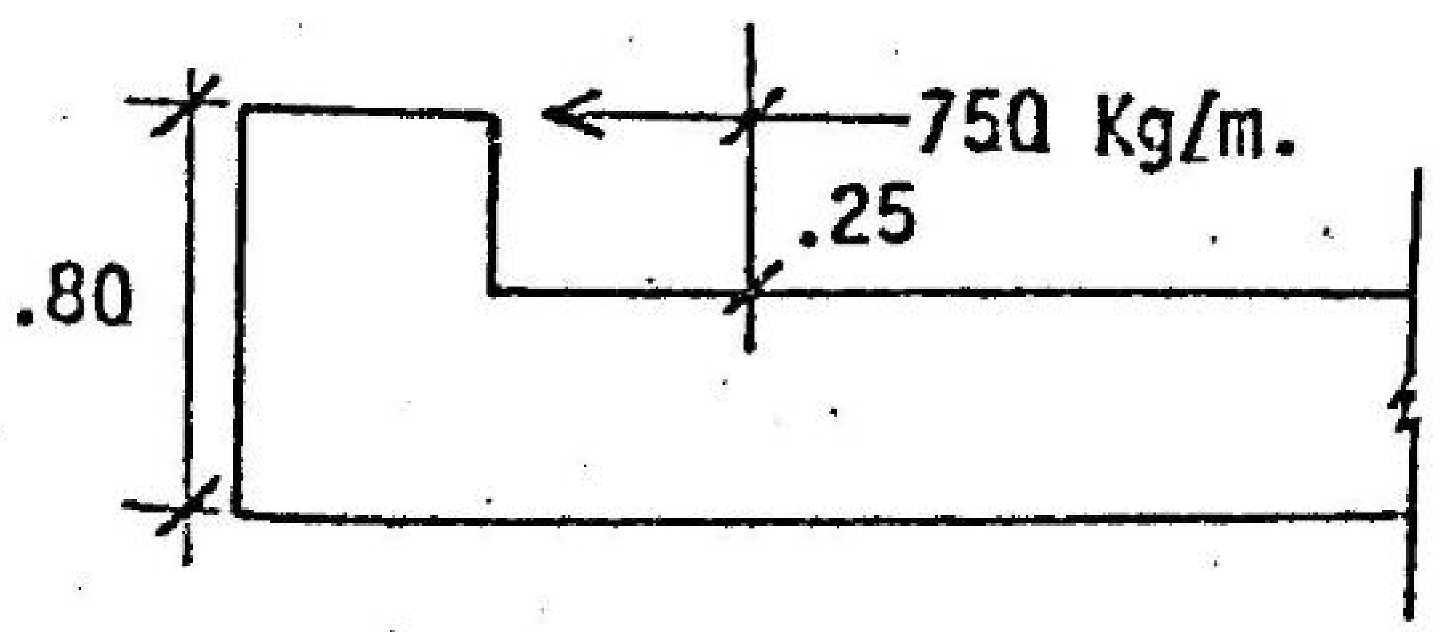
$$V_{TOTAL} = V_{s/c} + V_{pp} = 5{,}570 + 2{,}400 = 7{,}970 \text{ Kg.}$$

b) Cortante que toma el concreto :

$V_c = b\ v\ j\ d$ $\qquad v = 3\ \%\ f'c = 6.3$ (R.Concreto Ciclópeo)

$V_c = 25 \times 6.3 \times .875 \times 75 = \underline{10{,}300 \text{ Kg} > 7970}$ $\qquad$ OK.

Se va a necesitar estribos por fuerza cortante.
Verificación por carga horizontal.



Para 1 m.

M = 750 x .25 = 187.5 Kg-m.

con este Momento verificar altura útil :

$$d = \sqrt{\frac{M}{K\,b}} = \sqrt{\frac{187.5}{13.8 \times 1}} = 3.69 \ll 21 \leftarrow (25-4)$$

Luego se requiere estribos

$$A_s = \frac{M}{f_s\, j^d} = \frac{187.5 \times 100}{1400 \times .875 \times 21} = 0.8\ cm^2$$

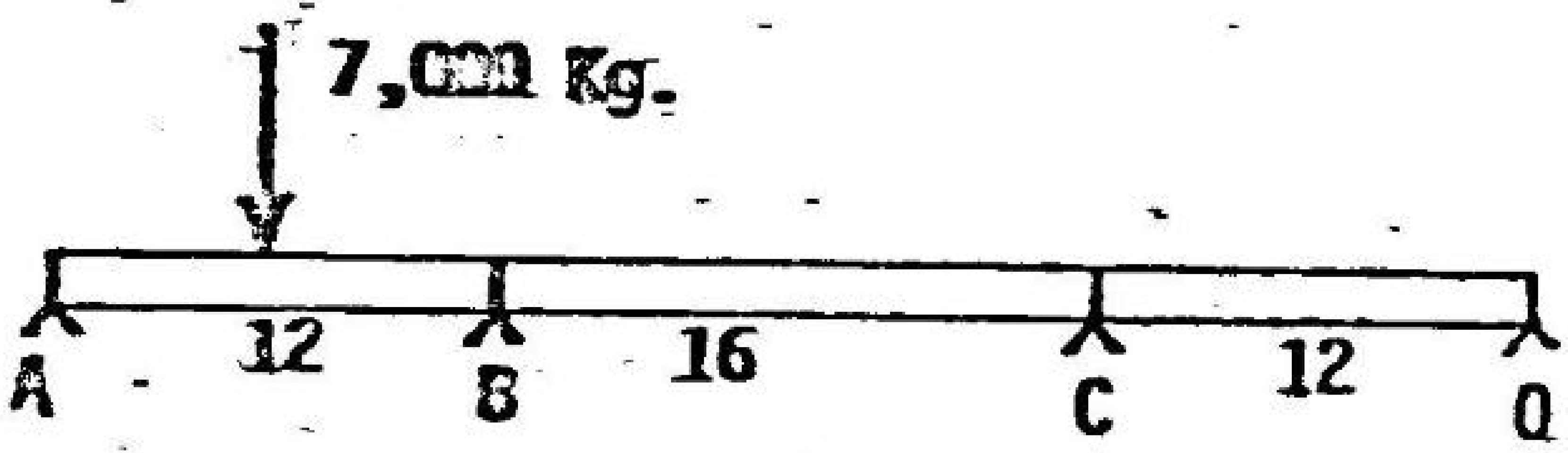
espaciam. Máximo @ 65 cm. ó $\simeq$ 60 cm.

Los estribos colocados por construcción que toman la carga horizontal, son los estribos mínimos.

PROBLEMA.-

Se tiene un puente losa de 12 - 16 - 12 m. y de sección constante de concreto armado, de 0.50 m. de alto.

Calcular el momento por metro de ancho, que se produce en la sección del centro de luz del tramo central, existiendo también una carga concentrada de 7,000 Kg. ubicada en el centro de luz del tramo izquierdo.



$$w_{PP} = 0.5 \times 1 \times 1 \times 2400 = 1200\ Kg\text{-}m.$$

$$K_{AB} = \frac{3}{4} \times \frac{1}{12} = \frac{1}{16} \quad , \quad K_{BC} = \frac{1}{16}$$

$$K_{CD} = \frac{3}{4} \times \frac{1}{12} = \frac{1}{15}$$

$$C_{AB} = 1 \quad , \quad C_{BA} = C_{CD} = \frac{\frac{1}{16}}{\frac{1}{16} + \frac{1}{16}} = 0.5$$

Momentos de empotramiento perfecto.

$$P.P. \longrightarrow M^{\circ}_{BC} = -M^{\circ}_{CB} = -\frac{wl^2}{12} = \frac{1200 \times 16^2}{12} = 25{,}600 \text{ Kg-m.}$$

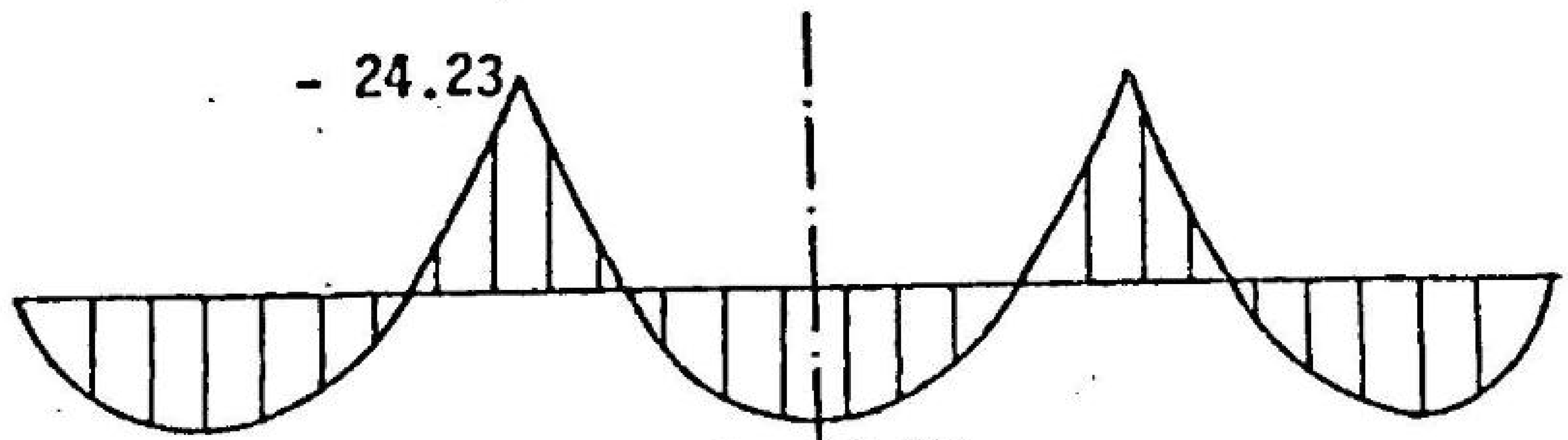
$$M^{\circ}_{BA} = M^{\circ}_{AB} = \frac{1200 \times 12^2}{12} = 14{,}400 \text{ Kg- m.}$$

A	B		C		D
1	0.5	0.5	0.5	0.5	1
-14.4	+ 14.4	-25.6	25.6	-14.4	+ 14.4
+14.4	+ 7.2				- 14.4
0	+ 2.0	+ 2.0	+ 1.0	- 7.2	0
		- 1.25	- 2.5	- 2.5	
	+ .625	+ .625	+ 0.31		
			- 0.15	- 0.15	
			24.25	24.25	
0	24.23	-24.23	24.25	-24.25	0

$$S/c \qquad M^{\circ}_{AB} = -M^{\circ}_{BA} = -\frac{PL}{8} = \frac{7000 \times 12}{8} = 10{,}500 \text{ Kg - m}$$

A	B	B	C	C	D
1	0.5	0.5	0.5	0.5	1
-10.5	+ 10.5				
+10.5	5.25				
0	- 7.87	- 7.87			
		+ 0.99	- 3.93		
	- 0.5	- 0.5	- 1.97	+ 1.97	
	+ 7.38	- 7.38	- 0.25		
			+ 0.12	+ 0.12	
			- 2.09	+ 2.09	
0	+ 7.38	- 7.38	- 2.09	+ 2.09	0

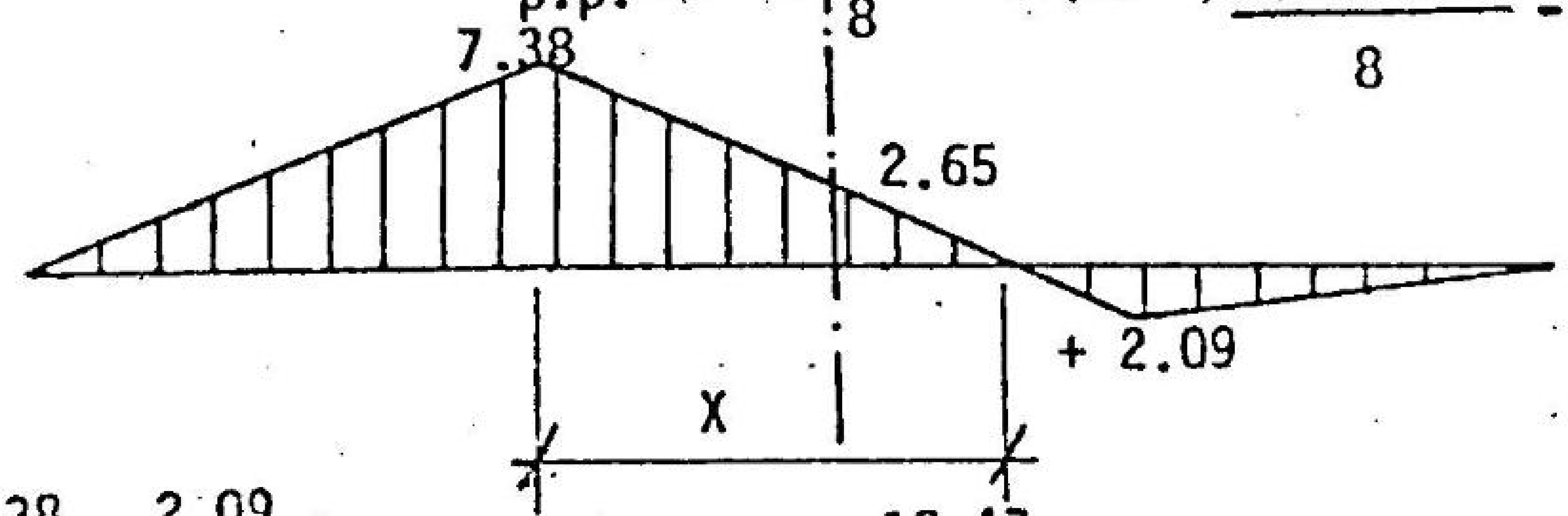
Diagrama de Momento Flector.



$M_{p.p.}$

$$M_{p.p.} = \frac{w\,l^2}{8} - 24.23 = \frac{1.2 \times 16^2}{8} - 24.23 = +\,14.17$$

$M_{p.p.} = 14.17\ T^n\,m$



$M_{s/c.}$

$$\frac{7.38}{x} = \frac{2.09}{16-x} \qquad x = 12.47\ m.$$

$$M_{s/c} = \frac{7.38}{12.47} = \frac{M}{12.47-8} \qquad M_{s/c} = -\,2.65\ T^n\,m$$

Ancho Efectivo : $E = 4 + 0.06\,(3.28 \times 16) = 7.15' = 2.18$

$i = 0.28 < 0.3 \longrightarrow C_i = 1.28$

$M_{s/c} = -2.65 \times 1.28 \times \frac{1}{2.18} = 1.56$ T. - m.

$M_{CL} = 14.17 - 1.56 = 12.61$ Tn - m

PROBLEMA

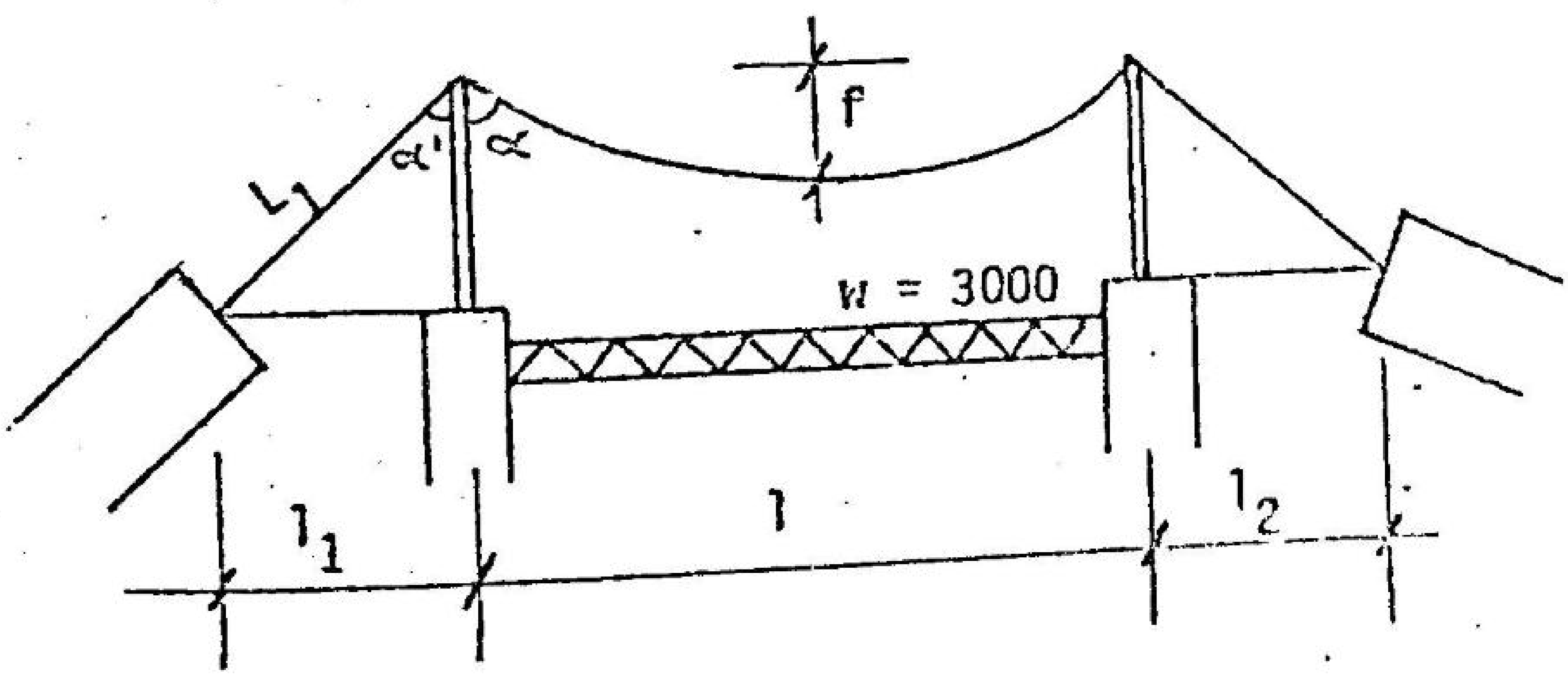
Para un puente colgante de las siguientes características:

$l = 120$ m.
$l_1 = l_2 = 33$ m.
$E = 1.3$ a 1.5×10^6 Kg/cm^2
$f = 12.00$ m.
$A = 118$ cm^2 $\longrightarrow$ (Area del cable)

Calcular :

La carga axial y el momento flector máximo producido por el peso propio de la estructura.

Cuánto aumenta la flecha del cable para una sobrecarga de 12,000 Kg., concentrada en el centro de la luz del puente.



Cálculo de H por peso propio :

PP = 3,000 Kg/m.

$$n = \frac{f}{l} = \frac{12}{120} = 0.1 \qquad ; \qquad n = 0.1$$

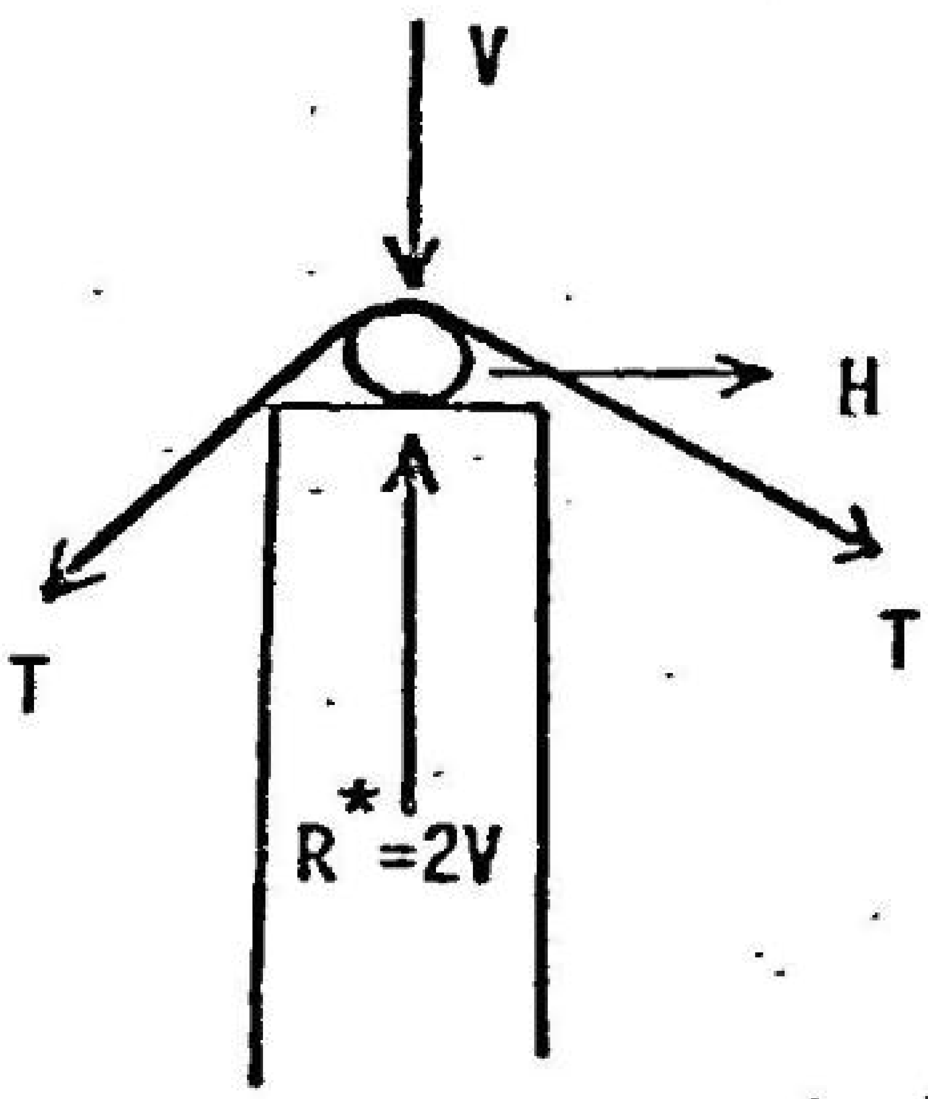
$$H = \frac{wl^2}{8f} = \frac{wl^2}{8nl} = \frac{wl}{8n}$$

$$H = \frac{3000 \times 120}{8 \times 0.1} = \underline{450{,}000 \text{ Kg.}}$$

Si $\alpha = \alpha'$, $V = V^1 = T \, Sen\,\alpha$, $H = H'$

$n = 0.1$, $Tg\,\alpha = 0.4$, $T = H \, Sec\,\alpha$

$$Sec\,\alpha = 1.077$$



$V = H \, Sec\,\alpha \;\; Sen\,\alpha$

$V = H \, Tg\,\alpha$

$V = 0.4 \, H$

$R = 2 \times 0.4 \times H$

$R = 0.8 \times 450{,}000$

$$\underline{\underline{R = 360{,}000 \text{ Kg.}}}$$

* La tensión o relación de la torre es el doble de la componente vertical.

Momento Flector Maximo en las Torres :

$$M = \frac{3\,E\,I}{h^2}\,\Delta l$$

$h = 12 + 1.5 + 0.1\,f = 14.7$

$$\Delta l = \frac{H_{pp} \times l_1}{EA}\,Sec\,\alpha = \frac{450{,}000 \times 33}{1.3 \times 10^6 \times 118} \times 1.2942$$

12 m.

$$E\,I = \frac{3 \times 0.12}{216.09}\, E\,I = 0.0016\, E\,I$$

$$\underline{\underline{M = 1.6 \times 10^{-3}\, E\,I}}$$

Aumento de la Flecha del Cable :

$$\Delta f = \frac{15-40n^2 + 228\,n^4}{16\,n\,(5-24\,n^2)} \times \frac{H_{s/c}\,(l_1 + l_2)}{E\,A}\ \mathrm{Sec}^3\alpha$$

$$n = 0.1 \quad , \quad H_{s/c} = \frac{P}{0.4} = \frac{12000}{0.4} = 30{,}000 \text{ Kg.}$$

$$\Delta f = \frac{15 - 0.4 + 0.0228}{1.6\,(5 - 0.24)} \times \frac{30{,}000 \times 66}{1.5 \times 11 \times 8 \times 10^6}$$

$$\Delta f = \frac{28'862{,}856}{1348'032{,}000} = 0.026 \text{ m.}$$

$$\underline{\underline{\Delta f = 2.6 \text{ cm.}}}$$

PROBLEMA

Calcular la tensión máxima que se producirá en los cables de un puente colgante de 130 m. de luz y 13 m. de flecha, así como la tensión de rotura con que se entrará al manual para determinar el tipo de cable que se usará. El peso propio del puente de 2 vías, es de 36,000 Kg/m, y la sobrecarga considerada un H20-S16. Se calculará igualmente la longitud inicial del cable, si las proyecciones horizontales de los fiadores son de 42 m.

$$n = \frac{f}{l} = \frac{13}{130} = 0.1 \longrightarrow \operatorname{Sec}\alpha = 1.077$$

$$T_{MAX} = H \operatorname{Sec}\alpha \quad , \; H = H_{pp} + H_{s/c.}$$

$$H_{pp} = \frac{wl^2}{8\,f} = \frac{3600 \times 130^2}{8\;(130 \times 0.1)} = 585{,}000 \text{ Kg.}$$

Para el $H_{s/c}$:

$$H20 - S16 \longrightarrow P = 12{,}000 \text{ Kg.}$$

$$W_{s/c} = 960$$

$$H_{s/c} = \underset{\text{2 vías}}{2} \left(\frac{960 \times 130}{0.8} + \frac{12{,}000}{0.4} \right) = 372{,}000 \text{ Kg.}$$

$$H_{TOTAL} = 585{,}000 + 372{,}00$$

$$H_{TOTAL} = 957{,}000 \text{ Kg.}$$

Tensión Máxima :

$$T_{MAX} = 1'030{,}689 \text{ Kg}$$

Tensión de Rotura :

$$T_R = 3.5\; T_{MAX} \qquad , \qquad F.\,S. = 3.5$$

$$T_R = 3'607{,}411.5 \text{ Kg}$$

Cada Torón absorve $\frac{1}{12}$ (Se tienen 6 torones en cada cable).

$$T_R = \frac{3'607,411.5}{12} = 300,618 \text{ Kg}$$

Con este valor se entra al Manual.

$$\phi = 2\ 1/4"$$

PROBLEMA

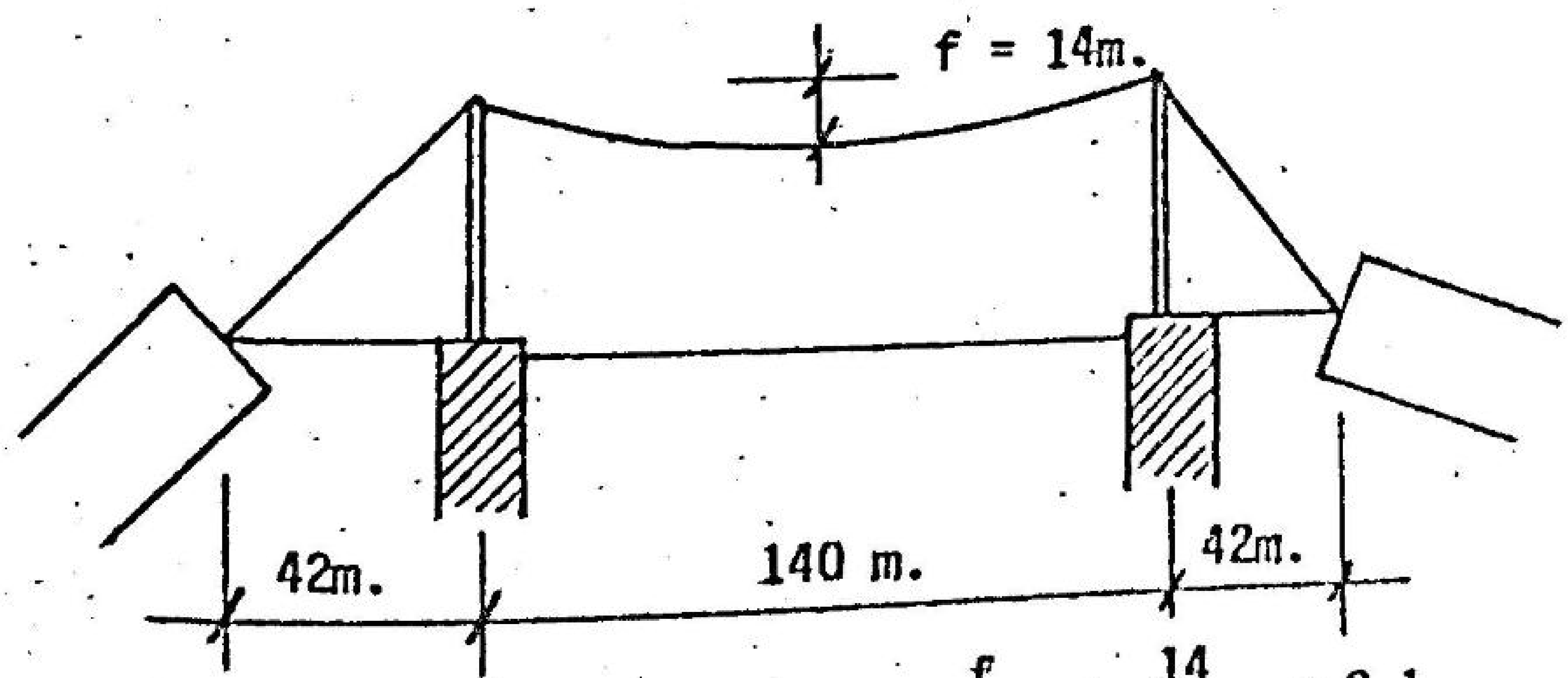
Para un puente colgante de 140 m. de luz y 14 m. de flecha se tiene como peso propio 2,400 Kg/ml..

Calcular :

La tensión total de rotura con la que se entraría al Manual para determinar el tipo y número de cables, si la sobrecarga es una carga uniforme de 700 Kg/ml., y una concentrada de 6000 Kg/ml.

Cuanto habrá que desplomar las torres hacia el anclaje, antes del montaje para que queden 1cm. hacia el anclaje si los cables tienen un área de 155 cm2. y la proyección horizontal del fiador es de 42 m.

El momento flector en la sección 0.31 de la viga de rigidez para la misma sobrecarga:



$H_{MAX} = H_{pp} + H_{s/c}$, $n = \frac{f}{l} = \frac{14}{140} = 0.1$

$$H_{pp} = \frac{w_{pp} l^2}{8\ f} = \frac{2400 \times 140^2}{8\ (140 \times 0.1)} = 420{,}000 \text{ Kg.}$$

$$H_{s/c} = \frac{w\ l}{0.8} + \frac{P}{0.4}$$

$$H_{s/c} = \frac{700 \times 140}{0.8} + \frac{8{,}000}{0.4} = 142{,}500 \text{ Kg.}$$

$$H_{MAX} = 420{,}000 - 142{,}500$$

$$\underline{\underline{H_{MAX} = 562{,}500 \text{ Kg}}}$$

$$T_{MAX} = H_{MAX}\ \mathrm{SEC}\ \alpha$$

$$\mathrm{Sec}\ \alpha = 1.077$$

$$T_{MAX} = 562{,}500 \times 1.077$$

$$\underline{T_{MAX} = 605{,}812.5 \text{ Kg.}}$$

$$T_{ROT} = 3.5\ T_{MAX} =$$

$$3.5 \times 605{,}812.5 = 2'120{,}344 \text{ Kg.}$$

$$T_{ROT} = 2{,}120.3 \text{ Ton.}$$

Para un $\frac{Trot}{12} = 176.6 \text{ Ton} \longrightarrow$ Manual

$$\underline{\underline{\phi\ 1\ 11/16"}}$$

Desplome :

$$\Delta l = \frac{H_{pp}\ (l_1 + l_2)}{E\ A}\ \mathrm{Sec}^3 \alpha$$

$$\left.\begin{array}{l}\text{Si dan un valor de E, } \underline{\text{tomar el 70 \%}} \\ \\ \text{Si dan 2 o más valores, } \underline{\text{tomar el menor}}\end{array}\right\} H_{pp}$$

Para $H_{s/c}$ <u>tomar el mayor</u>

Para este problema : E = 70 % E dado

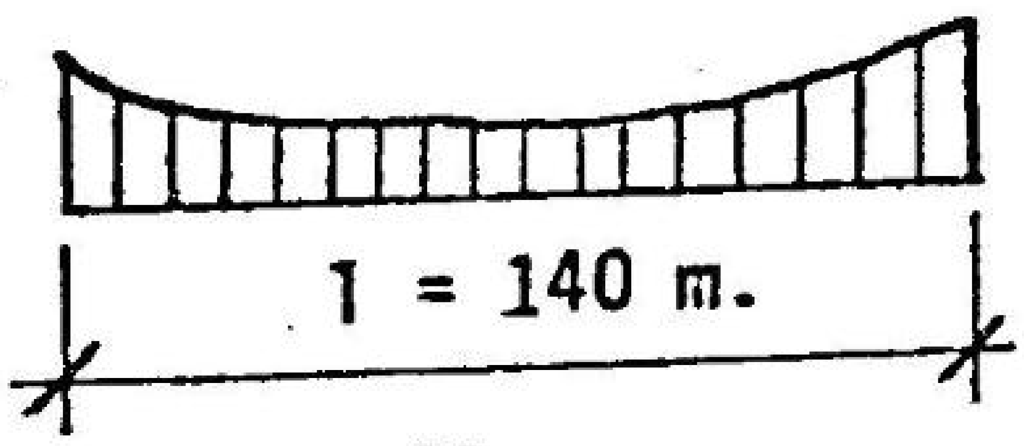
$$\Delta 1 = \frac{420,000 \times 2 \times 42 \times 1249}{0.7 \times E \times 1.55}$$

Dato que falta

$$\Delta 1 = \frac{40612.6}{E}$$

Longitud a desplomarse : $\frac{\Delta 1}{2} + 1$

Momento flector en la Sección 0.31 de la viga de rigidez.



0.3_1 = 42 m.

Solo se analiza para sobrecarga.

$M = M' - H_y$, $H_{s/c}$ = 142,500 Kg.

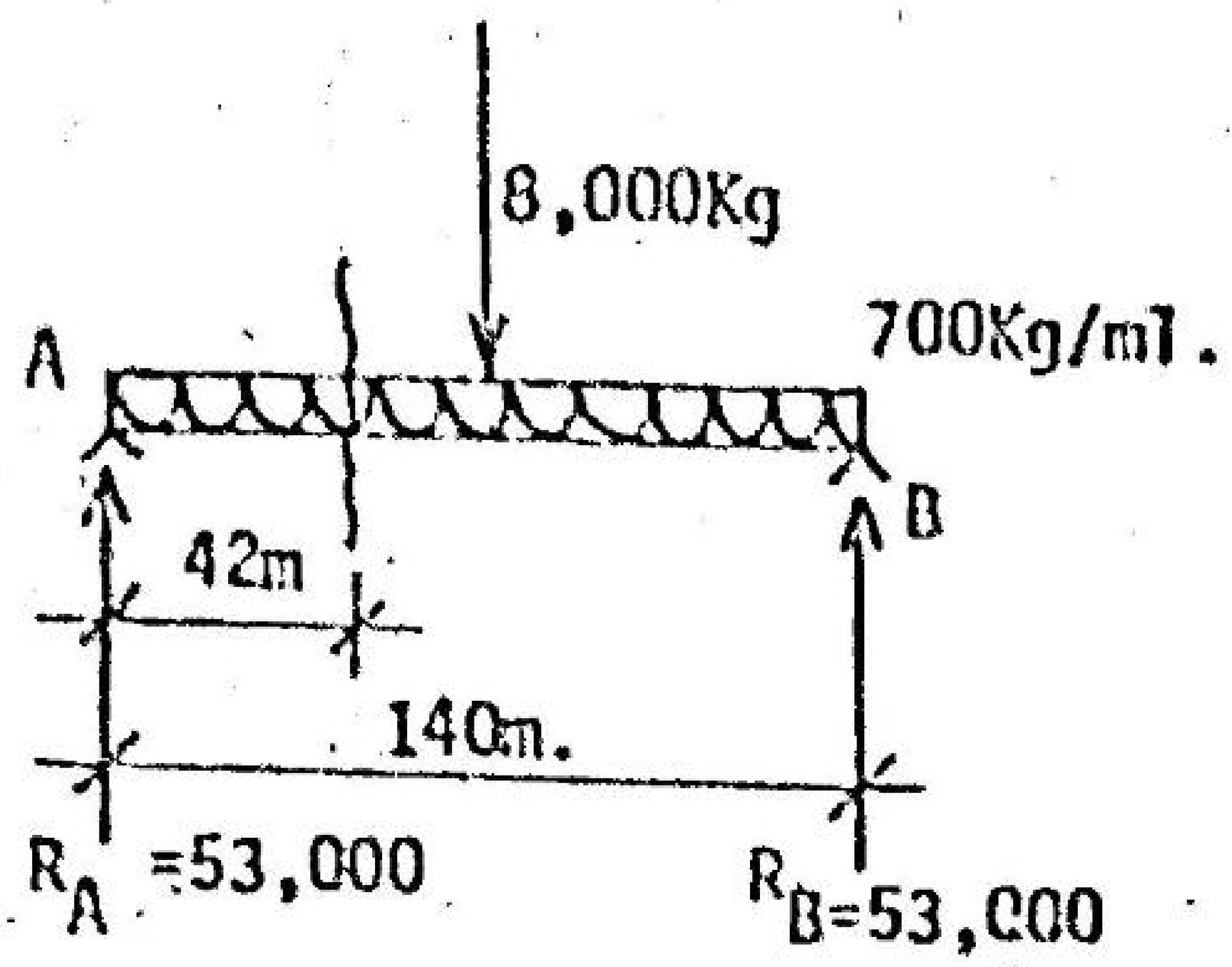
$$y = \frac{4\ f\ x}{1^2}\ (\ 1 - x\ )$$ siendo :

1 = 140 m., f=14 m.,x = 42 m.

Reemplazando:

$$\underline{Y = 11.76 \text{ m.}}$$

H_y = 142,500 (11.76) = 1675.8 Tn - m.



$R_A = R_B = 53,000$ Kg.

$$M' = 53,000 \times 42 - \frac{700 \times 42^2}{2}$$

$M' = 1,608.6$ Tn - m.

$M = 67.2$ Tn - m

$M = M' - H_y$

PROBLEMA

Se tiene un puente colgante de las siguientes características:

$l = 120$ m. , $f = 12$ m., $l_1 = l_2 = 32$ m.

$E = 1.3$ a 1.5×10^6 , Peso Propio = 3,000 Kg/m.

S/C = H20 - S16 , 1 vía de tránsito.

espaciamiento de péndolos = 6 m.

Calcular el diámetro de los cables principales, si se colocan 6 cables por banda. Calcular también su longitud geométrica total y el díametro de los péndolos, si usa cable de acero :

Cable Tipo S_T	Carga de Rotura (Kg)
1 "	55,300
1 1/4"	87,100
1 1/2"	125,000
1 3/4"	170,000
2 "	222,000
2 1/4"	281,000

Cálculo de H_{MAX} :

$$n = \frac{f}{l} = 0.1$$

$$H_{PP} = \frac{w\,l^2}{8\,f} = \frac{3,000 \times 120^2}{8\,(120 \times 0.1)} = 450,000 \text{ Kg.}$$

$$H_{s/c} = \frac{wl}{0.8} + \frac{P}{0.4} = \frac{960 \times 120}{0.8} + \frac{12000}{0.4} = 174,000 \text{ Kg.}$$

$$H_{MAX} = 450,000 + 174,000 = 624,000 \text{ Kg.}$$

$$T_{MAX} = H_{MAX} \;\; \text{Sec}\, \alpha = 624,000 \times 1.077$$

$$T_{MAX} = 672,048 \text{ Kg}$$

$$\text{Trot} = 3.5\, T_{MAX} = 3.5 \times 672,048$$

$$T_{ROT} = 2,352.168 \text{ Tn.}$$

$$T_{MANUAL} = \frac{\text{Trot}}{12} = 196\text{Tn} \longrightarrow \text{Se elige } \phi \;\; 2"$$

Cálculo de la longitud geométrica total :

$$L = l\left(1 + \frac{8}{3} n^2 - \frac{32}{5} n^4 + - - - - - -\right) \;,\;\; n = 0.1$$

$$L = 120\,(\,1 + 0.0266 - 0.0006\,)$$

$$L = 123.12 \text{ m.}$$

$$L_1 = L_2 = l \;\text{Sec}\,\alpha = 32 \times 1.077$$

$$= 34.50 \text{ m.}$$

Longitud Geométrica :

$$L_T = L + 2L_1 = 123.12 + 2 \times 34.50 = 192.12 \text{ m.}$$

$$\underline{\underline{L = 192.12 \text{ m}}}$$

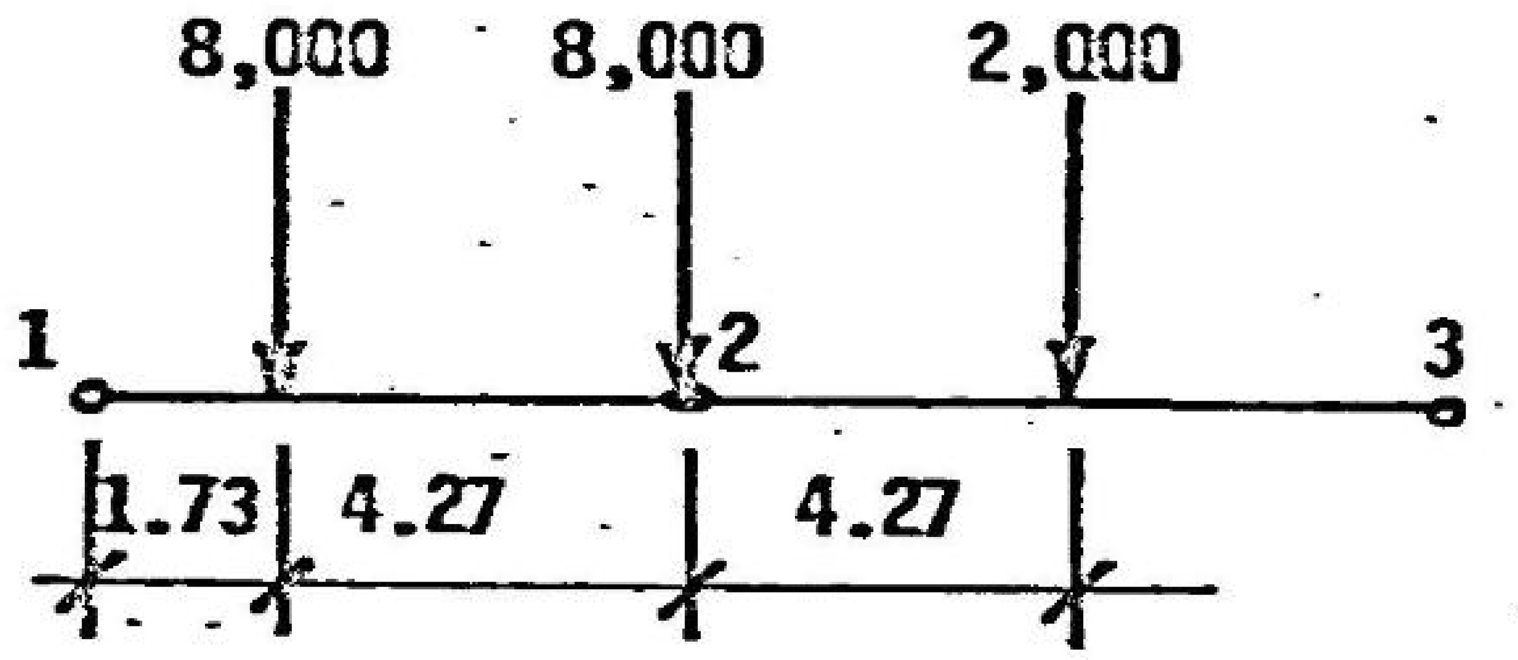
Cálculo de los Péndolos :

$$P = \frac{w\ d\ a}{2}$$

w = Peso Propio
d = Espac. entre péndolos
a = Ancho de la vía.

$$P = \frac{3{,}000 \times 6 \times 3.60}{2} = 32{,}400 \text{ Kg.}$$

- Sobrecarga :



$$M\ 1 = 8{,}000 \times 1.73 + 8{,}000 \times 6 + 2{,}000\ (10.27)$$

$$P_{s/c} = 8{,}000 + \frac{8000 \times 1.73}{6} + \frac{2000 \times 10.27}{}$$

$$P_{s/c} = 70\ \%\ (\ 13{,}730\ ) = 9511 \text{ Kg.}$$

$$\underline{\underline{P_{s/c} = 9{,}611 \text{ Kg.}}}$$

P_{TOTAL} = 32,400 + 9611 = 42,011 Kg.

P_{MANUAL} = 3 x 42,011 = 126,033 Kg.

$\rightarrow \phi$ 1 3/4"

PROBLEMA

Para un puente colgante triarticulado de las siguientes características:

l = 130 m. f = 13 m., $l_1 = l_2$ = 48 m.

A = 136 cm^2 , E = 1.3 al.6 x 10^6 Kg/cm^2

w_{pp} = 3,200 Kg/ml. , s/c : H20 - S16 (1 vía),

Calcular que desplome habrá que dar a las torres, antes de iniciar el montaje, si se quiere que con el puente terminado, queden con un desplome de 1/3 de la deformación por sobrecarga hacia los anclajes. Calcular el momento y corte de esfuerzos máximos positivos y negativos, que se presentarán en la viga de rigidez para una sección de 30 m. del origen izquierdo.

H20 - S16 $\longrightarrow$ 960 Kg/m. , M = 2,000 Kg - m.

V = 12,000 Kg.

$$\left.\Delta L = \frac{H\,(l_1 + l_2)}{A\,E}\,\mathrm{Sec}^3\,\alpha\right\}\ \text{Desplome de Torres}$$

$$H_{s/c} = \frac{wl}{0.8} + \frac{P}{0.4} = \frac{960 \times 130}{0.8} + \frac{12{,}000}{0.4} = 186{,}000 \text{ Kg.}$$

$$H_{pp} = \frac{wl}{0.8} = \frac{3200 \times 130}{0.8} = 520{,}000 \text{ Kg.}$$

Desplomes :

$$\Delta l_{pp} = \frac{W\,(l_1 + l_2)}{A\,E}$$

$$\Delta l_{pp} = \frac{520{,}000\ (48+48)}{136 \times 1.3 \times 10^6}\ Sec^3\alpha = \frac{49'920{,}000}{176'800{,}000} \times 1.249$$

$$\underline{\Delta l_{pp} = 0.35\ m}$$

$$\Delta l_{s/c} = \frac{17'856{,}000}{176'800{,}000} \times 1.249$$

$$\underline{\Delta l_{s/c} = 0.12\ m.}$$

Desplome total en cada torre :

$$\frac{\Delta l_{pp}}{2} + \frac{1}{3}\ \frac{\Delta l_{s/c}}{2} = \frac{0.35}{2} + \frac{0.12}{6}$$

2 torres

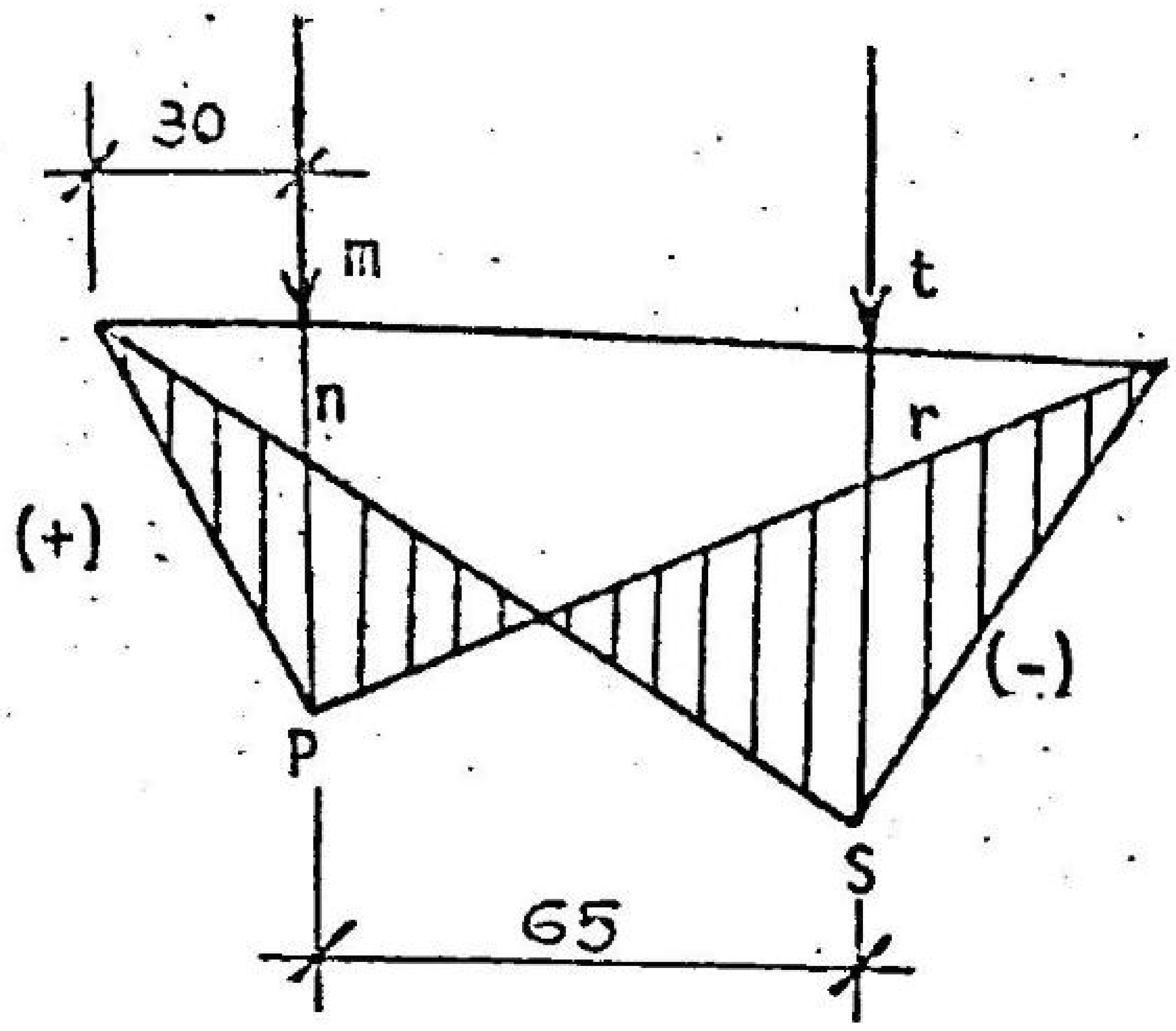
$$\underline{\underline{\Delta l = 0.195\ m.}}$$

Momentos Máximos Positivos y Negativos :

a) Por carga repartida :

$$M_{MAX} = \frac{P\,X\,(l-x)\,(l-2x)}{2\,(3l - 2x)} = \frac{960x30\ (130-30)\ (130-60)}{2\ (3x\ 130\ -2\ x\ 30)}$$

$$\underline{M_{MAX} = 305{,}454.5\ Kg - m}$$



b] Por carga concentrada :

$$\frac{1}{4f} = 2.5 \text{ m.}$$

Por semejanza : ABC AB'C

$$\frac{2.5}{65} = \frac{m\,n}{30} \qquad m\,n = 1.15 \text{ Kg - m.}$$

Luego :

$$np = 2.5 - 1.15 = 1.35 \text{ m.}$$

$$M_1^+ = 1.35 \text{ Kg - m}$$

Ordenada del Cable :

$$Y = \frac{4f\ x}{1^2}(1-x) = \frac{4 \times 13 \times 30}{130^2}(130 - 30)$$

$$Y = 9.23 \text{ m.}$$

Por Semejanza : $\triangle B^1DO \backsim \triangle BDO'$

$$\frac{2.5}{100} = \frac{tr}{65} \longrightarrow tr = 1.625 \text{ Kg - m.}$$

$$rs = 2.5 - 1.62 = 0.88 \text{ Kg - m.}$$

$$M_1^- = 0.88 \text{ Kg - m}$$

Momento Máximo debido a la Carga Concentrada :

$$M^+ = P\,M_1^+\ y = 8000\ (1.35)\ 9.23 = 99{,}684 \text{ Kg - m.}$$

$M^- = P.\ M_1^-\ y = 8000\ (\ 0.88\ )\ 9.23 = 64,979$ Kg - m.

Momentos Máximos :

$M^+_{MAX} = 305,454 + 99,684 = 405,318$ Kg - m.

$M^-_{MAX} = 305,454 + 64,979 = 370,433$ Kg - m.

Esfuerzos de Corte :

Cálculo de la Tg Ø por carga repartida,

$$Y = \frac{4f\ x^2}{l^2} \quad , \qquad Tg\ \emptyset = \frac{dr}{dx} = \frac{8f}{l^2} = \frac{8 \times 13 \times 35}{130^2}$$

$$Tg\ \emptyset = 0.2153 \ , \ \frac{1}{Tg\ \emptyset} = 4.64$$

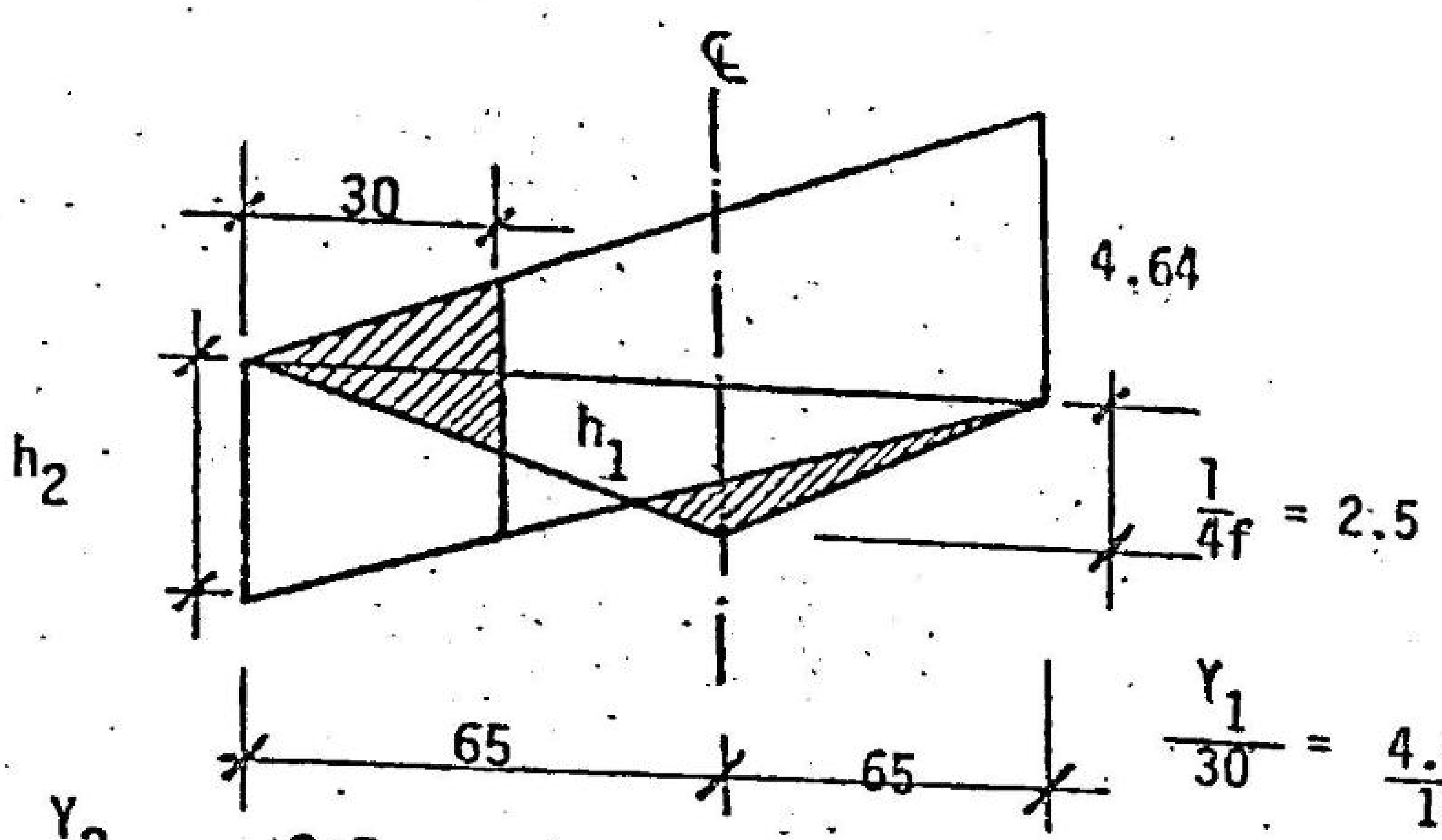
$\frac{l}{4} = 32.5$, La Sección está a la izquierda de $l/4$

(1) para carga repartida :

$$V_{MAX} = \frac{\frac{Pl}{2}\left(1 - \frac{3\ x}{l} + \frac{4x^2}{l^2}\right)^2}{\left(3 - \frac{4x}{l}\right)} = \frac{960 \times 130}{2} \times \frac{(1.069 + 1.91)^2}{3-0.92}$$

$\underline{V_{MAX} = 147,851 \text{ Kg}}$

(2) Para carga concentrada:



$$\frac{Y_1}{30} = \frac{4.64}{130}$$

$$\frac{Y_2}{30} = \frac{2.5}{65}$$

$$Y_1 = 1.07$$

$$Y_2 = 1.15$$

$$h_1 = 2.22$$

$$\frac{h_2 + Y_2}{100} = \frac{4.64}{130}$$

$$h_2 + Y_2 = 3.56$$

$$h_2 = 2.41$$

$V^{+}_{MAX} = 2.41$ Tg $\emptyset$ P = 6,225 Kg.

$V^{-}_{MAX} = 2.22$ Tg $\emptyset$ P = 5,735 Kg.

CORTANTES MAXIMOS :

$V^{+}_{MAX\ TOT} = 154{,}075$ Kg.

$V^{-}_{MAX\ TOT} = 153{,}585$ Kg.

Se tiene un puente colgante con las siguientes características :

$$l = 130 \text{ m.}, \quad f = 13 \text{ m.}, \quad l_1 = l_2 = 40 \text{ m.}$$

$$E = 1.4 \times 1.6 \times 10^6 \text{ Kg /cm}^2, \quad W_{pp} = 3{,}200 \text{ Kg/m.}$$

$W_{s/c}$ = H15 - S12 (2 vías), $A_{TOTAL} = 165 \text{ cm}^2$.

Calcular la flecha de montaje que habrá de darse a los cables, al iniciar el montaje.

S/c equivalente : $W = 720$ Kg / ml.

P → 6,000 Kg
P → 9,000 Kg.

Para 2 vías :

$W = 1{,}440$ Kg / ml. $\qquad P = 12{,}000$ Kg.

Cálculo de H :

$$H_{pp} = \frac{W_{pp}l}{0.8} = \frac{3200 \times 130}{0.8} = 520{,}000 \text{ Kg.}$$

$$H_{s/c} = \frac{wl}{0.8} + \frac{P}{0.4} = \frac{1440 \times 130}{0.8} + \frac{12{,}000}{0.4}$$

$$H_{s/c} = 264{,}000 \text{ Kg.}$$

Cálculo de Δl :

$$\Delta l = \frac{H_{pp}l}{EA}\left(1 + \frac{16}{3} n^2\right) = \frac{520{,}000 \times 130}{1.4 \times 10 \times 165}\left(\frac{1 + 0.16}{3}\right)$$

$$\underline{\Delta L = 0.3082 \text{ m.}}$$

$$\Delta l_{pp} = \frac{H_{pp}\ l_1}{E\ A}\ Sec^3 \propto = \frac{520{,}000 \times 40}{1.4 \times 10^6 = 165} \times 1.249$$

$$\underline{\Delta l_{pp} = 0.1124\ m}$$

$$\Delta l_{\ s/c} = \frac{H_{s/c}\ l_1}{5A}\ Sec^3 \propto = \frac{264{,}000 \times 40}{1.6 \times 10^6 \times 165} \times 1.249$$

(E máximo)

$$\underline{\Delta l_{s/c} = 0.0499\ m}$$

$$\Delta l_1 = -l_{pp} + \frac{1}{2}\ \Delta l_{\ s/c} = 0.1124 + 0.0249 = 0.1373\ m.$$

$$\underline{\Delta l_1 = 0.1373\ m.}$$

como $l_1 = l_2$, se dobla el valor obtenido :

$$\Delta l = 2 \times 0.1373$$

$$\underline{\underline{\Delta l = 0.2745\ m}}$$

Tanteando valores :

Suponiendo $fm = 0.92 \quad f - 11.96$

$$n = \frac{fm}{l} = \frac{11.96}{130} = 0.092$$

$$\Delta_{fi} = \left(\frac{15}{16\ n\ (5 - 24n2)} \right) \left(\frac{H_{ppl}}{E\ A} \right) \left(1 + \frac{16\ n^2}{3} \right)$$

$$\Delta f_1 = \frac{15}{1.472\ (5 - 0.20)} \left(\frac{52{,}000 \times 130}{1.4 \times 10^6 \times 165} \right) \left(\frac{3 + 0.13}{3} \right)$$

$$\underline{\Delta f_1 = 0.65\ m.}$$