

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

Departamento de Construcciones Civiles

PROYECTO DE GRADO

Puente Los Angeles

MANUEL PASTOR GUAJARDO
PROMOCION 1949

CURSO DE PUENTES

Manuel Pastor J.
Promoción 1949.

PROYECTO DE GRADO

Diseñar un puente de concreto armado, en la solución que se juzge más conveniente, para sustituir el actual - puente de "Los Angeles", pasando al mismo tiempo sobre la línea del ferrocarril.

Deberá estudiarse la ubicación más conveniente teniendo en cuenta todos los requisitos relacionados con este problema.

Las características técnicas son las siguientes:


Material:..... concreto armado
Sobrecarga:..... H15-S12
Ancho de pista:..... 6.60 mts.

El proyecto debe ceñirse a las especificaciones de la A.A.S.H.O. del 1949.

El proyecto deberá incluir memoria descriptiva, cálculos, planos completos de construcción, metrado y presupuesto. En la memoria debe justificarse el tipo de estructura empleado.

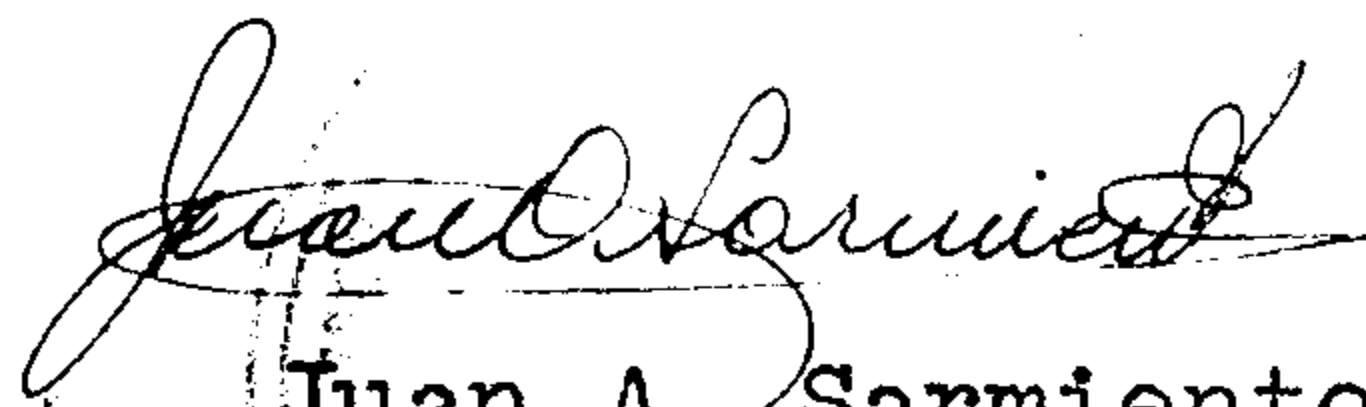
Se entregará al alumno un plano a curvas de nivel

Lima, 3 de febrero de 1950.


Ing. P. Láinez Lozada C.

En el diseño del puente se tendrá en cuenta los efectos sísmicos.

No se aceptará la solución por tramos simplemente apoyados.


Juan A. Sarmiento
Jefe del Departamento de C.C.

PROYECTO DE GRADO

Manuel Pastor Guajardo.

Promoción 1949 C.C.

Es motivo del presente Proyecto el diseño de un Puente de concreto armado para sustituir el antiguo puente metálico de "Los Angeles" en la Carretera Central Km. 35; se hará a la vez un cruce a desnivel con el ferrocarril considerándole una doble vía y tomando en cuenta las especificaciones técnicas que me fueron entregadas para el diseño, y que son:

Material:	Concreto armado
Sobrecarga:	H-15 S-12
Ancho de pista:	6.60 m.

P U E N T E " L O S A N G E L E S "

MEMORIA DESCRIPTIVA.--

Generalidades: Desde hace algún tiempo se venía sintiendo la necesidad de un nuevo puente que estuviera de acuerdo con el intenso y rápido tránsito que existe en esta zona de la Carretera Central; ya que el antiguo puente metálico era insuficiente tanto por su ancho mínimo, como por su capacidad de carga reducida, completamente inadecuado para las modernas exigencias del tránsito.

Es por estas razones que se decidió la construcción de un nuevo puente que estuviera de acuerdo con las actuales y futuras necesidades del tránsito, recayendo sobre el suscrito, la labor del cálculo estructural, así como la supervigilancia durante la construcción.

Ubicación.- Haciendo un detenido estudio de la zona en que iba a estar ubicado el puente, encontré que a la altura del Km. 34,200, se podía hacer una variante de la carretera para cruzar sobre el río - Rímac, y sobre el ferrocarril ventajosamente; haciendo con el eje longitudinal de éstos un ángulo de 50° . Considero que ésta es la posición más favorable por que cruza al río en una tangente de éste; en cuanto al ferrocarril, tiene en este punto un desnivel con la carretera actual que permite cruzarlo, manteniendo la rasante actual y dando una altura a ésta sobre el riel, que cumple con las especificaciones sobre alturas mínimas para ferrocarriles. Además, el terreno en esta zona, se presentaba propicio para cimentar una estructura de las características de este puente.

Para determinar esta posición exacta, así como la variante de la carretera, me fué necesario levantar un plano topográfico de la zona, a base de una poligonal cerrada, ya que no contaba con dicho plano, como se indica en las especificaciones que me fueron entregadas.

Si consideramos el lugar aguas arriba de la posición escogida, observamos que no se podía pasar sobre el ferrocarril, sin modificar las pendientes de la carretera actual; lo cual implicaría un costo adicional que era posible evitar. En cuanto a una posición aguas abajo, hay mucha altura de la carretera sobre el ferrocarril lo cual obligaría también a cambios en la pendiente, ó si nó, a una gran altura de relleno y de obra, sobre todo en la margen derecha del río; lo que tiene el mismo inconveniente considerado para la supuesta ubicación anterior.

Angulo de esviamiento: He escogido el ángulo de 50° entre los ejes del puente y del río y ferrocarril (en esta zona son sensiblemente paralelos) por ser éste el que más se ajustaba a la necesidad de cruzar el río en un lugar donde la carretera corre sensiblemente paralela a ésta y poder dar a los accesos curvas ajustadas a los radios mínimos correspondientes a las características de carretera de 1er. orden que tiene actualmente la Carretera Central.

Tipo de Estructura.- Para determinar el tipo de puente a emplearse, he tomado en consideración los cuatro factores principales siguiente:

a) Características de cimentación.-- El terreno en el lugar daba una resistencia de 6 Kg/cm². que eliminaba posibilidades de asentamiento, y a una corta profundidad, quedaba libre de los efectos de socavación.

b) Factor económico.-- Esta importante condición me obligaba a emplear el menor volumen posible de estructura ,dentro de la clase de material escogido.

c) Características del cruce.-- En este factor he considerado las posibilidades de ubicar apoyos intermedios y el número de éstos para determinar números de tramos del puente y luz de cada uno de ellos.

d) Zona de ubicación escogida.-- Tomando en cuenta las características del lugar, si es zona urbana o interurbana, y si lo es, más o menos el tipo de edificios del lugar.

Según estas consideraciones, el puente será un pórtico esviado y empotrado de dos tramos de 40 y 20 m. de luz, sobre el rio y sobre el ferrocarril respectivamente, y tendrá también veredas de 1.50 m. a cada lado.

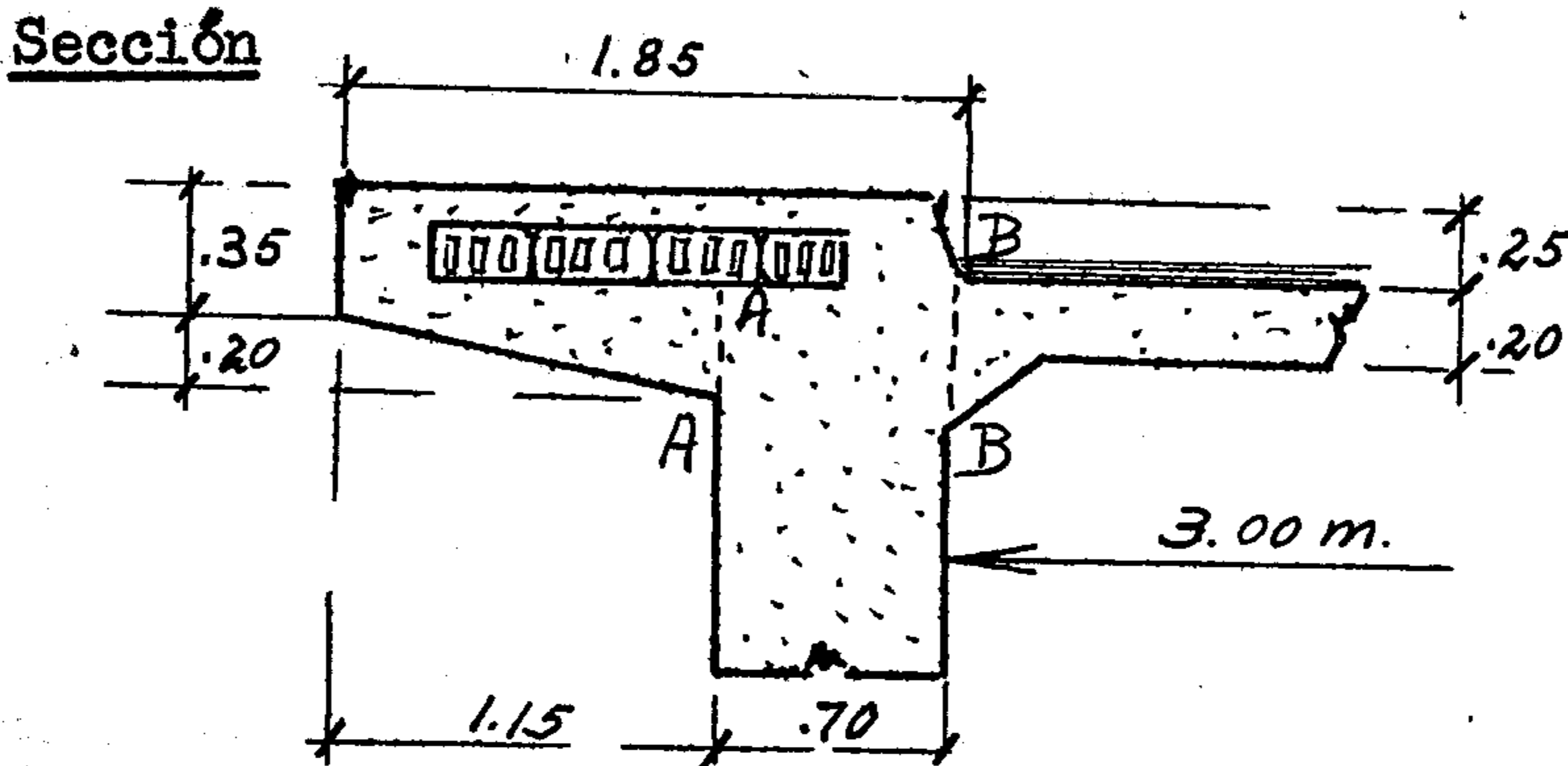
Para la determinación exacta de la altura de rasante, he tomado en consideración, además de los factores indicados más arriba, el peralte de las vigas y el espesor del encofrado, ya que será necesario diseñarlo en forma que no impida el paso del ferrocarril durante la construcción, aunque se tomarán las precauciones necesarias, para evitar las trepidaciones producidas por el rápido paso del ferrocarril, que pudieran perjudicar la resistencia final de la mezcla.

Cimentaciones.-- La profundidad y dimensiones de las zapatas, serán tales, que cumplan con los requerimientos de quedar libres del peligro de asentamientos por socavación, así como dar a las patas del pórtico el empotramiento necesario para el que fueron calculados.

C A L C U L O S.-

Diseño de la losa: Después de algunos tanteos, llego a la sección en que los momentos producidos en la cara exterior de la viga externa debido a la baranda y vereda, son prácticamente iguales a los producidos por la sobrecarga en la cara interior de la viga.

Datos :



- Asfalto: 2000 Kg/m³.
- Concreto armado 2400 Kg/m³
- Sobrecarga: H15 - S12
- Espesor de asfalto: 5 cm.

Cálculo de los momentos por peso propio:

Cara interior B-B:

$$(-) M = \frac{0.20 \times 2,400 \times 9}{12} \div \frac{100 \times 9}{12} = \frac{3}{4} (480 \div 100)$$

$$(-) M_{int} = 435 \text{ Kg.m.}$$

Cara exterior A-A :

Peso del volado: Losa = 480 Kg/m.l.
 Baranda = 860 Kg/m.l.

$$(-) M = 480 \times 0.47 \div 860 \times 0.9 = 226 \div 774$$

$$(-) M_{ext} = 1,000 \text{ Kg.m.}$$

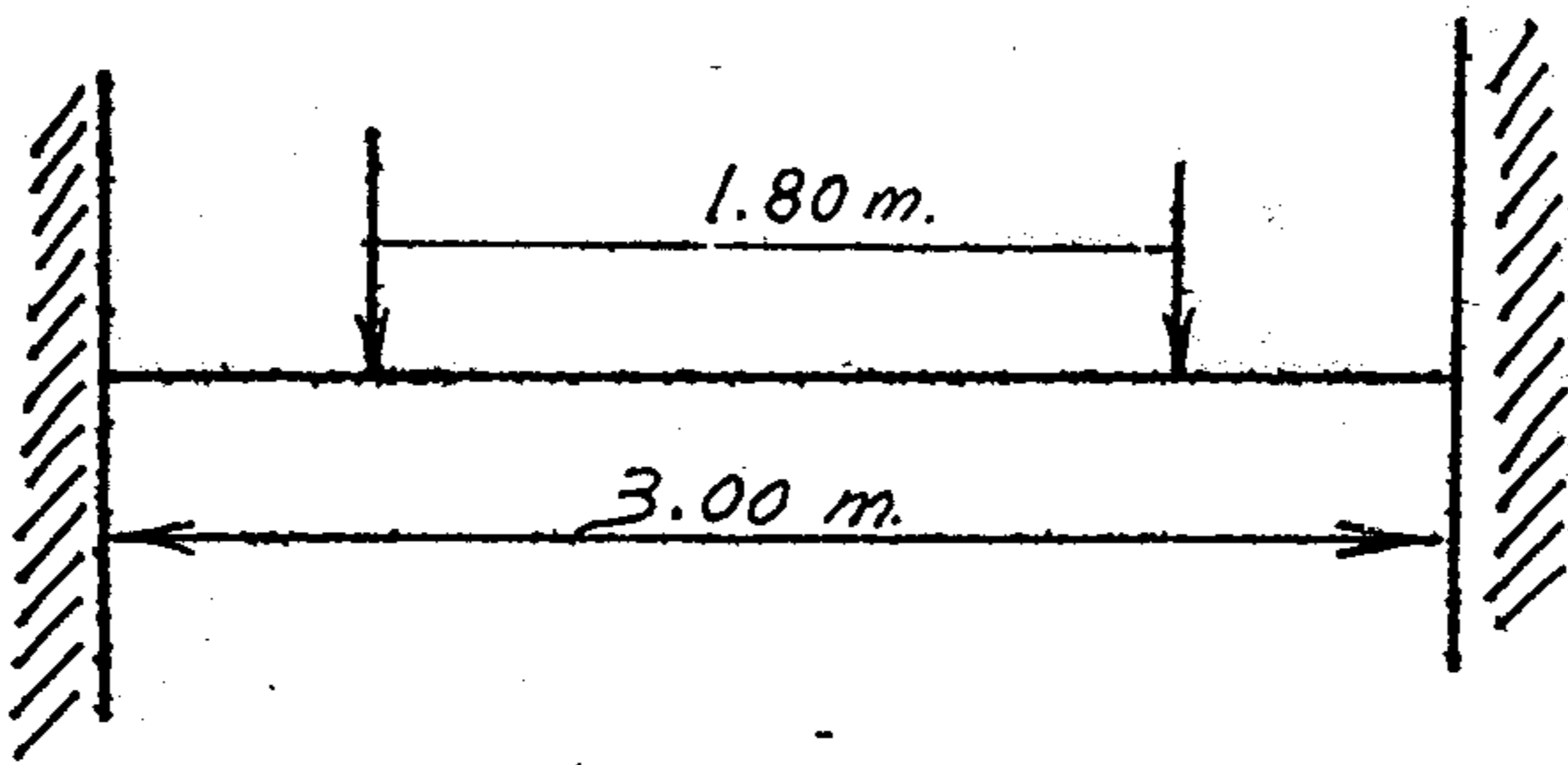
Cálculo de los momentos por sobrecarga.-

Ancho efectivo : tramo interior : E = 0.4S + 1.14 = 2.34 m.
 tramo en volado : E = 0.8L + 1.14 = 1.9 m.

Impacto : $I = \frac{50}{3.28L + 125} = \frac{50}{9.84 + 125} = 0.37$; luego

$I = 30\%$ (para ambos tramos)

Momentos en la cara interior: según líneas de influencia para una viga perfectamente empotrada:



(-) $M_{max} = 0.155 PL = 0.155 \times 5.440 \times 3$

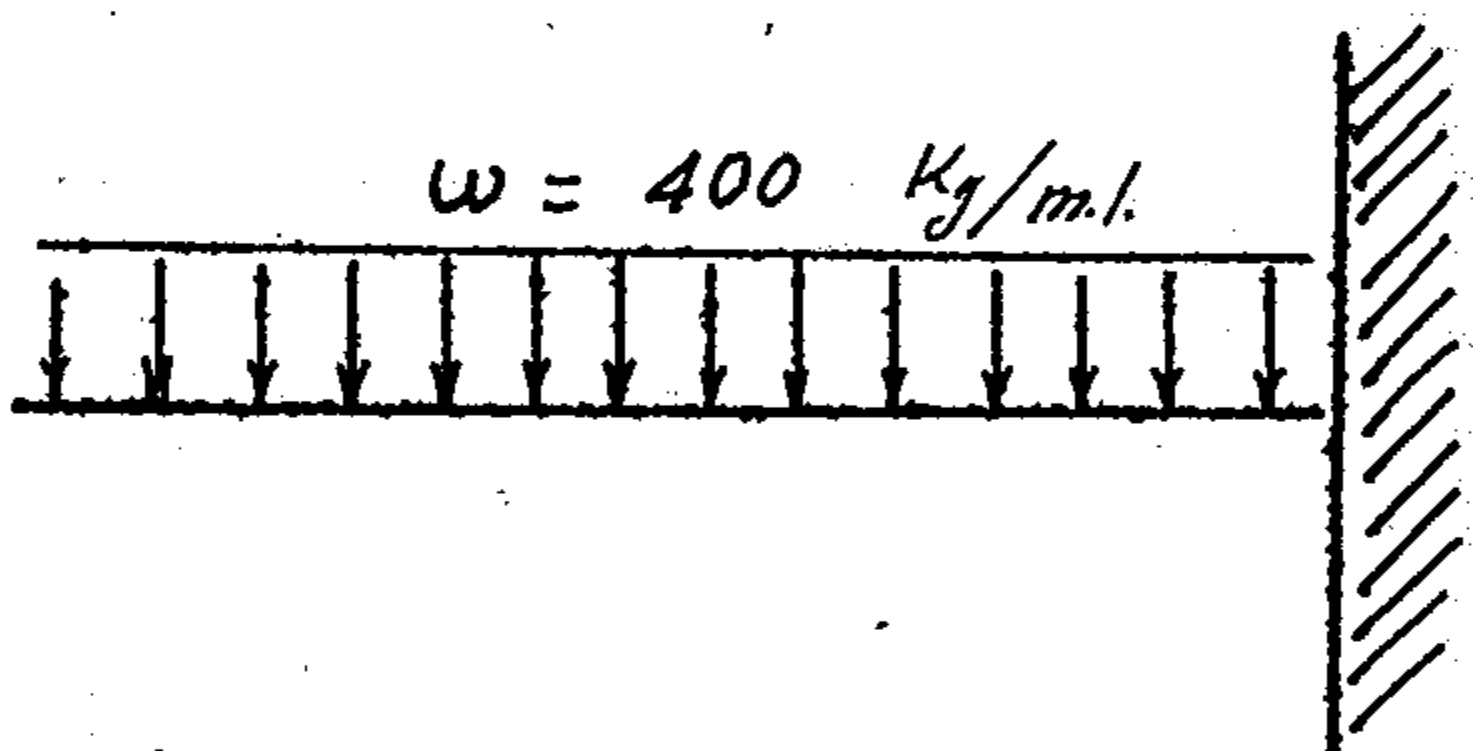
(-) $M_{max} = 2530 \text{ Kg.m.}$

Haciendo intervenir el ancho efectivo e impacto :

(-) $M_{max} = \frac{M}{E} \times I = \frac{2530 \times 1.3}{2.34}$; luego:

(-) $M_{max} = 1.400 \text{ Kg.m.}$

Momentos en la cara exterior :



(-) $M = \frac{400 \times 1^2}{2} = 200 \times .95^2 = 181 \text{ Kg.m.}$

Considerando el impacto:

(-) $M = 181 \times 1.3 = 235 \text{ Kg.m.}$

Momento máximo en cara interior:

(-) $M_{max} = 435 + 1400 = 1835 \text{ Kg.m.}$

Momento máximo en cara exterior:

(-) $M_{max} = 1000 + 235 = 1235 \text{ Kg.m.}$

Aunque no dá el mismo momento calculo con el momento máximo interior y doy las mismas dimensiones, en previsión de un aumento momentáneo del esfuerzo en el volado.

Comprobación de altura útil :

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2. \quad f_s = 1400 \text{ Kg/cm}^2. \quad K = 16.6$$

Con el momento máximo :

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{183500}{16.6 \times 100}} = \sqrt{110}$$

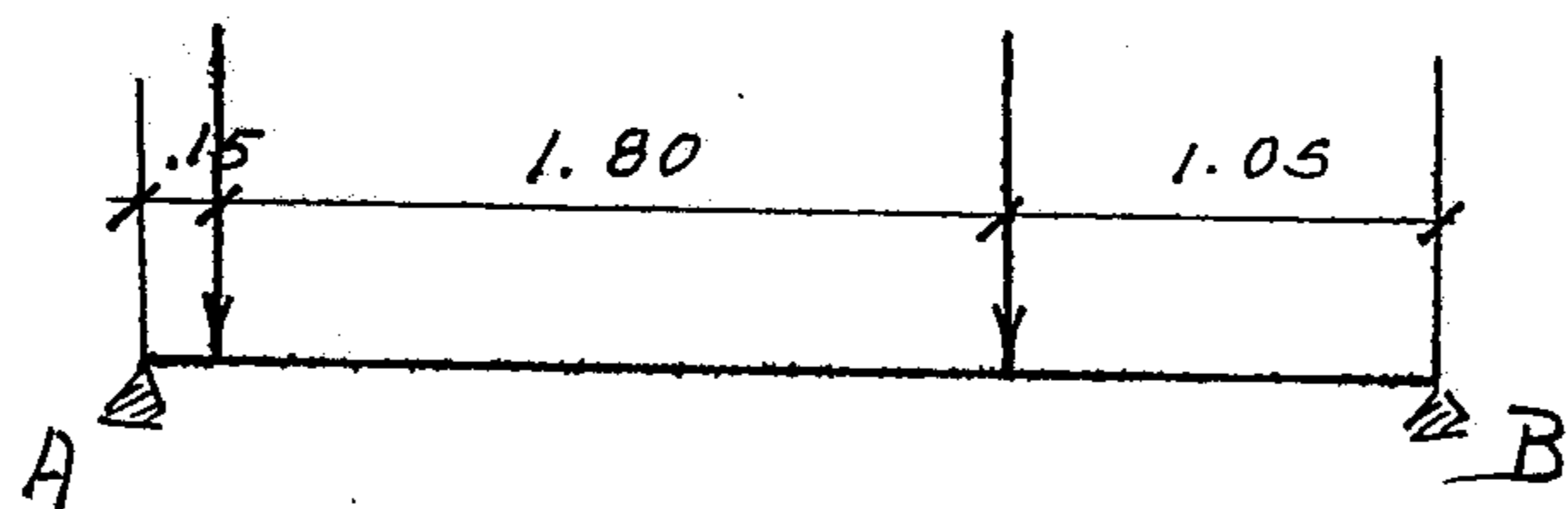
$$d = 10.5 \text{ cm.}$$

Como un mínimo tomo 20 cm. como espesor de la losa luego:

$$h = 20 \text{ cm.} ; \quad d = 17 \text{ cm.}$$

Cálculo del máximo momento positivo como simplemente apoyada:

Colocando las cargas en la posición en que el ζ biseca la resultante de las cargas y su distancia a la carga más cercana :



Por sobre-carga:

$$(\pm) M = R_A \times 1.95 - P \times 1.80$$

$$P = 5440 \text{ Kg.}$$

$$R_A = \frac{5440 (1.05 + 2.85)}{3} = 7,070 \text{ Kg.}$$

$$(\pm) M = 7,070 \times 1.95 - 5440 \times 1.8$$

$$(\pm) M = 4,010 \text{ Kg.m.}$$

Considerando ancho efectivo é impacto:

$$(\pm) M = \frac{M}{E} \times I = \frac{4,010 \times 1.3}{2.34}$$

$$(\pm) M = 2230 \text{ Kg.m.}$$

Momento positivo por peso propio :

$$\omega = 480 + 100 = 580 \text{ Kg./m.l.}$$

$$(\div) M = \frac{580 \times 9}{8} = 650 \text{ Kg.m.}$$

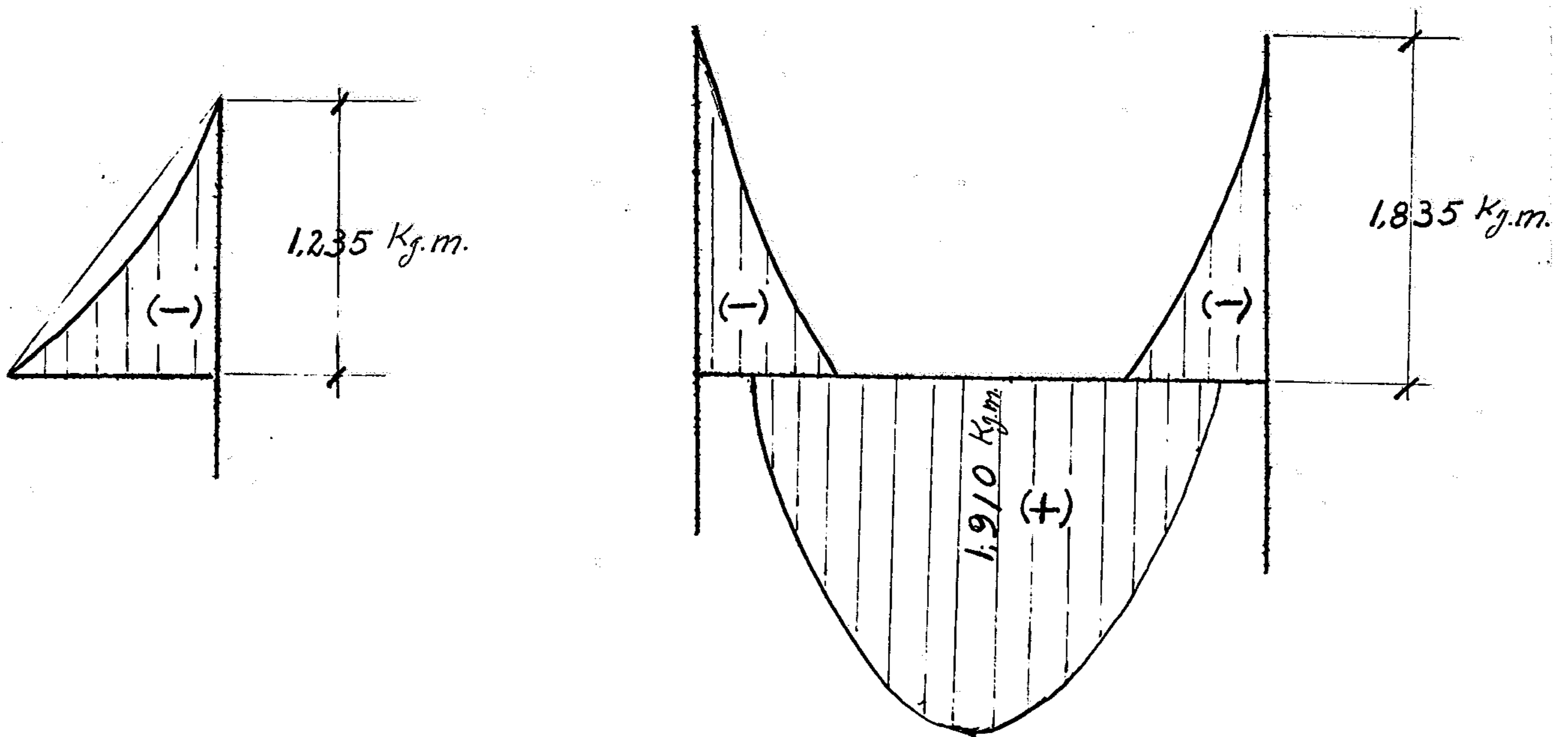
Momento positivo total:

$$(\div) M_{total} = 2230 + 650 = 2880 \text{ Kg.m.}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS DE LA LOSA:

- TRAMO INTERIOR -

-Tramo exterior-



Cálculo de las áreas de acero en la losa:

Tramo interior :

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$(-) A_s = \frac{183500}{1400 \times .866 \times 17} = 8.9 \text{ cm}^2.$$

$$(\div) A_s = \frac{191000}{1400 \times .866 \times 17} = 9.2 \text{ cm}^2.$$

Cara exterior :

$$(-) A_s = \frac{123500}{1400 \times .866 \times 17} = 5.9 \text{ cm}^2.$$

Acero de temperatura :

$$A_{s_t} = 0.001 \text{ bd} = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2.$$

Acero de repartición :

$$A_{s_r} = \frac{100}{\sqrt{3.28S}} = \frac{100}{\sqrt{9.84}} = \frac{100}{3.14} = 32\%$$

Luego acero de refuerzo principal en el tramo interior:

$$(-) A_s = 8.9 + 1.6 = 10.5 \text{ cm}^2.$$

$$(+) A_s = 9.2 + 1.6 = 10.8 \text{ cm}^2.$$

En la cara exterior :

$$(-) A_s = 5.9 + 1.6 = 7.5 \text{ cm}^2.$$

Acero de repartición :

$$0.32 \times 10.8 = 3.46 \text{ cm}^2.$$

Luego el acero se distribuirá como sigue:

Acero principal :

$$(-) A_s = \phi \frac{1}{2}'' @ 12 \text{ cm.}$$

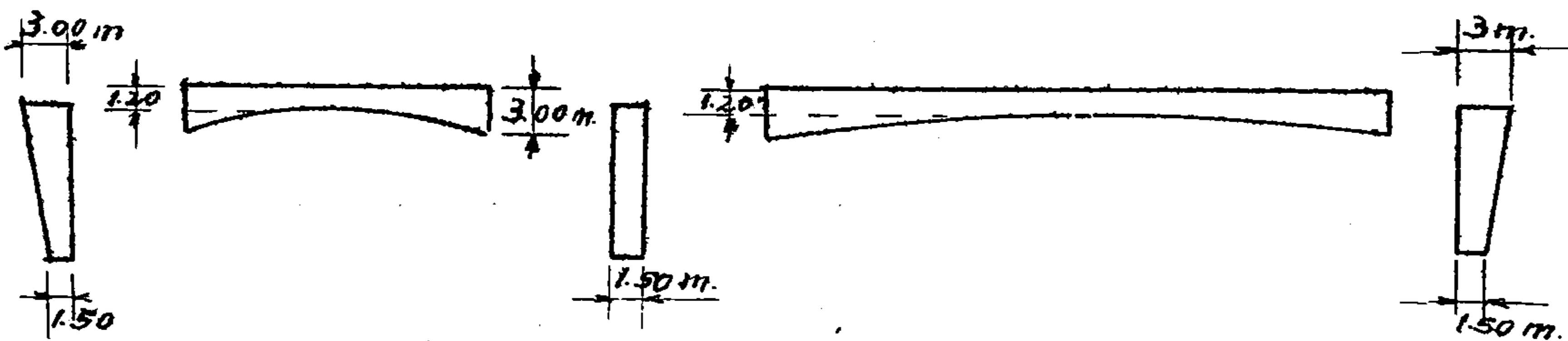
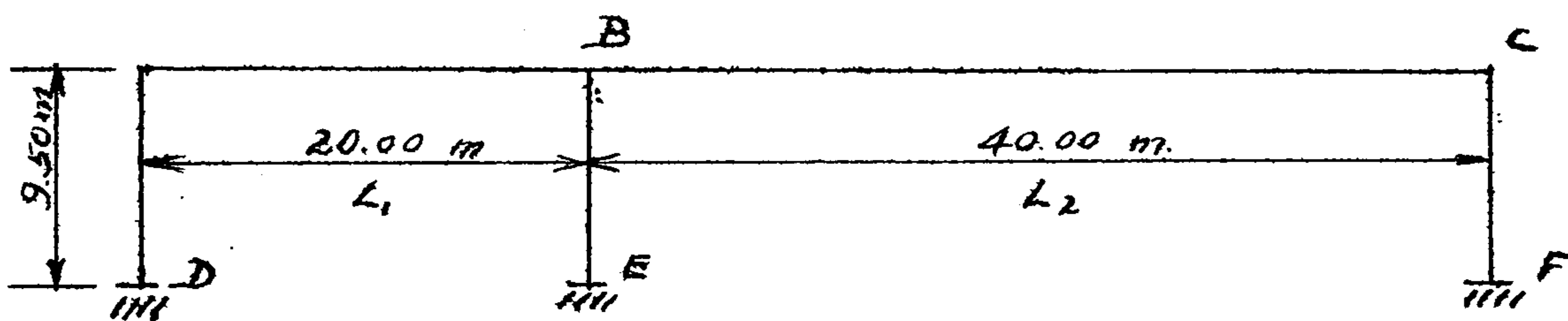
$$(+) A_s = \phi \frac{1}{2}'' @ 12 \text{ cm.}$$

Acero de repartición : $A_{s_r} = \phi \frac{3}{8}'' @ 18 \text{ cm. } \text{ó} @ 36 \text{ (según el principal)}$

Para la cara exterior se ha dejado el mismo acero principal, por facilidad de construcción.

DISEÑO DE LAS VIGAS PRINCIPALES :

Después de algunos tanteos, llego a las siguientes luces de cálculo y dimensiones :



Determinación de los coeficientes físicos de la estructura :

La relación de espesores de la clave al apoyo aconsejada es 2.5

Estos coeficientes han sido determinados por el folleto del "Continuos Concrete Bridge" de la "Portland Cement", para los acartelamientos parabólicos; y por el libro de "Cross and Morgan" para los elementos de acartelamientos rectos.

Determinación del coeficiente "r" de relación entre los espesores de un mismo elemento:

$$r_A = \frac{h_A - h_c}{h_c}$$

$$r_A = r_B = r_C = \frac{3 - 1.2}{1.2} = 1.5$$

$$r_D = r_F = \frac{3 - 1.5}{1.5} = 1.0$$

$$r_E = \frac{1.5 - 1.5}{1.5} = 0$$

A base de estos coeficientes determino las constantes físicas de la estructura :

Determinación de los coeficientes "C" de repercusión.- (carry-over)

$$C_{AB} = C_{BA} = C_{BC} = C_{CB} = 0.745$$

$$C_{AD} = C_{CF} = \frac{5.65}{19.4} = 0.29$$

$$C_{DA} = C_{FC} = \frac{5.65}{6.8} = 0.83$$

$$C_{EE} = C_{EB} = = 0.50$$

Determinación de los coeficientes de rigidez "k" :

$$k_{AB} = k_{BA} = 17.1$$

$$k_{BC} = k_{CB} = 17.1$$

$$k_{DA} = k_{FC} = 6.8$$

$$k_{AD} = k_{CF} = 19.4$$

$$k_{BE} = k_{EB} = 4.0$$

Cálculo de los coeficientes de distribución "D" :

Rigideces de los elementos : $K = \frac{k I_c}{L}$

Rigidez de A-B :

$$K_{AB} = K_{BA} = \frac{17.1 \times 1.2^3}{20} = 1.47$$

Rigidez de B C :

$$K_{CB} = K_{BC} = \frac{17.1 \times 1.2^3}{40} = 0.74$$

Rigidez de B E :

$$K_{EB} = K_{BE} = \frac{4 \times 1.5^3}{9.5} = 1.42$$

Rigidez de A D y C F :

$$K_{AD} = K_{CF} = \frac{19.4 \times 1.5^3}{9.5} = 6.90$$

$$K_{DA} = K_{FC} = \frac{6.8 \times 1.5^3}{9.5} = 2.42$$

Valores de "D" :

$$D_{AD} = \frac{6.9}{6.9 + 1.47} = 0.825 \quad 0.82$$

$$D_{AB} = \frac{1.47}{6.9 + 1.47} = 0.175 \quad 0.18$$

$$D_{BA} = \frac{1.47}{1.47 + 1.42 + 0.74} = 0.405 \quad 0.41$$

$$D_{BC} = \frac{0.74}{1.47 + 1.42 + 0.74} = 0.204 \quad 0.20$$

//.-

$$D_{BE} = \frac{1.42}{1.47 + 1.42 + 0.74} = 0.391 \quad 0.39$$

$$D_{CB} = \frac{0.74}{0.74 + 6.9} = 0.097 \quad 0.10$$

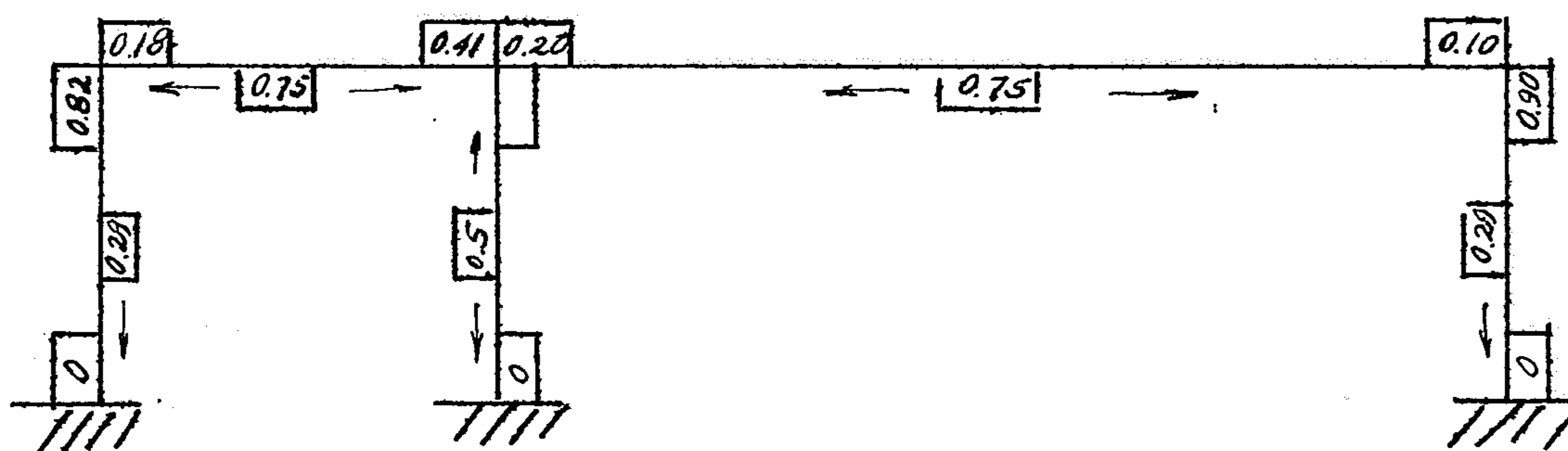
$$D_{CF} = \frac{6.9}{0.74 + 6.9} = 0.903 \quad 0.90$$

Los coeficientes físicos de la estructura serán como sigue:

giro positivo:



(con las agujas del reloj)



A continuación se harán distribuciones de momentos por el método de Hardy-Cross, considerando sucesivamente, cargados el tramo B-A y el tramo BC ; estas distribuciones se harán literales para después con los coeficientes obtenidos y con las diferentes posiciones de una carga unitaria, determinar las líneas de influencia para cada nudo y sección de la estructura:

- - - - -

Las distribuciones de momentos para los tramos A B y B C, son las siguientes:

TRAMO A-B

<u>0</u>		<u>0.82</u>	
0	← 0.29	0	<u>0.18</u>
0		-0.8200 c	+ c
-0.2380 c		0	-0.1800 c
0		-0.2592 n	+0.3075 n
-0.0731 n		0	-0.0553 n
0		-0.0340 c	+0.0415 c
-0.0099 c		0	-0.0076 c
0		-0.0133 n	+0.0162 n
-0.0039 n		0	-0.0023 n
0	-0.2479 c - 0.0770 n	-0.0018 c	+0.0162 n
	-0.8558 c - 0.2655 n		-0.0076 c
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n
			+0.0415 c
			-0.0553 n
			+0.3075 n
			-0.0076 c
			+0.0162 n
			-0.0023 n

TRAMO B-C

← 0.29		0.82		0.18		0.75		0.41		0.24		0.75		0.10	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
+0.0730 b	0	+0.2520 b	0	+0.189 f	0	+0.0133 b	0	+0.0010 f	0	-0.4100 b	-0.2000 b	+0.0750 f	-0.0150 f	+0.0150 b	-0.1500 b
+0.0055 f	0	+0.0133 b	0	0	0	+0.0022 b	-0.0016 f	+0.0031 f	-0.0216 b	-0.0308 f	+0.0133 b	-0.0105 b	+0.0113 b	+0.0011 f	-0.0079 b
+0.0039 b	0	+0.0010 f	+0.0010 f	+0.0011 b	+0.0006 b	+0.0008 f	+0.0008 f	+0.0008 b	-0.0008 b	+0.0008 b	-0.0008 b	+0.0008 b	-0.0008 b	+0.0008 b	-0.0008 b
+0.0769 b + 0.0055 f		+0.2553 b + 0.0199 f		-0.0011 b		+0.8008 b + 0.0600 f		-0.1421 b - 0.9107 f		+0.0008 b		+0.0011 f		+0.0008 b	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.1950 b	0	-0.3900 b	0	-0.0292 f	0	-0.0205 b	0	-0.0015 f	0	-0.0011 b	-0.0011 b	+0.0008 b	-0.0011 f	-0.0011 f	-0.0011 f
-0.0146 f	0	-0.0292 f	0	0	0	-0.0015 f	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.0102 b	0	-0.0205 b	0	-0.0015 f	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.0007 f	0	-0.0015 f	0	0	0	-0.0015 f	0	0	0	0	0	0	0	0	0
-0.2852 b - 0.0153 f		-0.4166 b - 0.0307 f		-0.0011 b		+0.8008 b + 0.0600 f		-0.1421 b - 0.9107 f		+0.0008 b		+0.0011 f		+0.0008 b	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
+0.2610 f	0	+0.9000 f	0	+0.9000 f	0	+0.1350 b	0	+0.0102 f	0	+0.0071 b	0	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f
+0.0392 b	0	+0.1350 b	0	+0.0102 f	0	+0.0071 b	0	+0.0005 f	0	+0.0005 f	0	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f
+0.0030 f	0	+0.0071 b	0	+0.0005 f	0	+0.0005 f	0	+0.0005 f	0	+0.0005 f	0	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f
+0.0021 b	0	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f	+0.0005 f
+0.0413 b + 0.2640 f		+0.1421 b + 0.9107 f		+0.0005 f		+0.0005 f		+0.0005 f		+0.0005 f		+0.0005 f		+0.0005 f	

$M_{BC}^F = b$
 $M_{CB}^F = f$

Con los momentos finales y literales calculados en los cuadros anteriores, calculo las líneas de influencia.

Los momentos fijos para la carga unitaria colocada a cada décimo de la luz, los determino, empleando los abacos del folleto del Continuous Concrete Bridge para vigas acarteladas parabólicamente.

Tabulando los valores para cada línea de influencia, llego a los cuadros mostrados en las siguientes páginas; con estos valores así determinados, procederé al dibujo de las líneas de influencia para momentos, en los nudos de la estructura y a base de éstos, obtendré las líneas de influencia para cada décimo de luz.

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	M	
	M_{AB} (tabla)	M_{AB}^F (libro)	M_{BA} (tabla)	M_{BA}^F (libro)		
TRAMO A-B CARGADO	0.1 L	-0.8558	0.0934	-0.2655	0.0048	-0.0812
	0.2L	-0.8558	0.1676	-0.2655	0.0230	-0.1494
	0.3L	-0.8558	0.2113	-0.2655	0.0588	-0.1966
	0.4L	-0.8558	0.2134	-0.2655	0.1140	-0.2132
	0.5L	-0.8558	0.1740	-0.2655	0.1740	-0.1952
	0.6L	-0.8558	0.1140	-0.2655	0.2134	-0.1543
	0.7L	-0.8558	0.0588	-0.2655	0.2113	-0.1064
	0.8L	-0.8558	0.0230	-0.2655	0.1676	-0.0641
	0.9L	-0.8558	0.0048	-0.2655	0.0934	-0.0289

LINEA DE INFLUENCIA PARA EL EXTREMO A

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE F	COEFICIENTE	COEFICIENTE F	M	
	M_{BC} (tabla)	M_{BC}^F (libro)	M_{CB} (tabla)	M_{CB}^F (libro)		
TRAMO B-C CARGADO	0.1L	+0.2653	0.0934	+0.0199	0.0048	+0.0249
	0.2L	+0.2653	0.1676	+0.0119	0.0230	+0.0449
	0.3L	+0.2653	0.2113	+0.0119	0.0588	+0.0573
	0.4L	+0.2653	0.2134	+0.0119	0.1140	+0.0590
	0.5L	+0.2653	0.1740	+0.0119	0.1740	+0.0497
	0.6L	+0.2653	0.1140	+0.0119	0.2134	+0.0345
	0.7L	+0.2653	0.0588	+0.0119	0.2113	+0.0198
	0.8L	+0.2653	0.0230	+0.0119	0.1676	+0.0094
	0.9L	+0.2653	0.0048	+0.0119	0.0934	+0.0032

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	M	
	M_{AB} (tabla)	M_{AB}^F (libro)	M_{BA} (tabla)	M_{BA}^F (libro)		
TRAMO A-B CARGADO	0.1L	+0.0192	0.0934	+0.1421	0.0048	+ 0.0025
	0.2L	+0.0192	0.1676	+0.1421	0.0230	+ 0.0065
	0.3L	+0.0192	0.2113	+0.1421	0.0588	+ 0.0125
	0.4L	+0.0192	0.2134	+0.1421	0.1140	+ 0.0203
	0.5L	+0.0192	0.1740	+0.1421	0.1740	+ 0.0280
	0.6L	+0.0192	0.1140	+0.1421	0.2134	+ 0.0326
	0.7L	+0.0192	0.0588	+0.1421	0.2113	+ 0.0311
	0.8L	+0.0192	0.0230	+0.1421	0.1676	+ 0.0242
	0.9L	+0.0192	0.0048	+0.1421	0.0934	+0.0134

LINEA DE INFLUENCIA EN EL EXTREMO C :

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	M	
	M_{BC} (tabla)	M_{BC}^F (libro)	M_{CB} (tabla)	M_{CB}^F (libro)		
TRAMO B-C CARGADO	0.1L	-0.1421	0.0934	-0.9107	0.0048	- 0.0177
	0.2L	-0.1421	0.1676	-0.9107	0.0230	- 0.0447
	0.3L	-0.1421	0.2113	-0.9107	0.0588	- 0.0835
	0.4L	-0.1421	0.2134	-0.9107	0.1140	- 0.1343
	0.5L	-0.1421	0.1740	-0.9107	0.1740	- 0.1832
	0.6L	-0.1421	0.1140	-0.9107	0.2134	- 0.2108
	0.7L	-0.1421	0.0588	-0.9107	0.2113	- 0.2008
	0.8L	-0.1421	0.0230	-0.9107	0.1676	- 0.1561
	0.9L	-0.1421	0.0048	-0.9107	0.0934	- 0.0857

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	M	
	M_{AB} (tabla)	M_{AB}^F (libro)	M_{BA} (tabla)	M_{BA}^F (libro)		
TRAMO A-B CARGADO	0.1L	-0.0269	0.0934	-0.1993	0.0048	-0.0034
	0.2L	-0.0269	0.1676	-0.1993	0.0230	-0.0091
	0.3L	-0.0269	0.2113	-0.1993	0.0588	-0.0174
	0.4L	-0.0269	0.2134	-0.1993	0.1140	-0.0284
	0.5L	-0.0269	0.1740	-0.1993	0.1740	-0.0394
	0.6L	-0.0269	0.1140	-0.1993	0.2134	-0.0456
	0.7L	-0.0269	0.0588	-0.1993	0.2173	-0.0437
	0.8L	-0.0269	0.0230	-0.1993	0.1676	-0.0340
	0.9L	-0.0269	0.0048	-0.1993	0.0934	-0.0187

LINEA DE INFLUENCIA EN EL NUDO B :

B - C

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	M	
	M_{BC} (tabla)	M_{BC}^F (libro)	M_{CB} (tabla)	M_{CB}^F (libro)		
TRAMO B-C CARGADO	0.1L	-0.8008	0.0934	-0.0600	0.0048	-0.0751
	0.2L	-0.8008	0.1676	-0.0600	0.0230	-0.1356
	0.3L	-0.8008	0.2113	-0.0600	0.0588	-0.1727
	0.4L	-0.8008	0.2134	-0.0600	0.1140	-0.1777
	0.5L	-0.8008	0.1740	-0.0600	0.1740	-0.1497
	0.6L	-0.8008	0.1140	-0.0600	0.2134	-0.1041
	0.7L	-0.8008	0.0588	-0.0600	0.2113	-0.0598
	0.8L	-0.8008	0.0230	-0.0600	0.1676	-0.0284
	0.9L	-0.8008	0.0048	-0.0600	0.0934	-0.0094

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	M	
	M_{AB} (tabla)	M_{AB}^F (libro)	M_{BA} (tabla)	M_{BA}^F (libro)		
TRAMO A-B CARGADO	0.1L	+0.0555	0.0934	+0.4115	0.0048	+0.0072
	0.2L	+0.0555	0.1676	+0.4115	0.0230	+0.0188
	0.3L	+0.0555	0.2113	+0.4115	0.0588	+0.0359
	0.4L	+0.0555	0.2134	+0.4115	0.1140	+0.0587
	0.5L	+0.0555	0.1740	+0.4115	0.1740	+0.0813
	0.6L	+0.0555	0.1140	+0.4115	0.2134	+0.0941
	0.7L	+0.0555	0.0588	+0.4115	0.2113	+0.0902
	0.8L	+0.0555	0.0230	+0.4115	0.1676	+0.0702
	0.9L	+0.0555	0.0048	+0.4115	0.0934	+0.0387

LINEA DE INFLUENCIA EN EL NUDO B :

B - E

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	M	
	M_{BC} (tabla)	M_{BC}^F (libro)	M_{CB} (tabla)	M_{CB}^F (libro)		
TRAMO B-C CARGADO	0.1L	-0.4116	0.0934	-0.0307	0.0048	-0.0385
	0.2L	-0.4116	0.1676	-0.0307	0.0230	-0.0696
	0.3L	-0.4116	0.2113	-0.0307	0.0588	-0.0887
	0.4L	-0.4116	0.2134	-0.0307	0.1140	-0.0913
	0.5L	-0.4116	0.1740	-0.0307	0.1740	-0.0769
	0.6L	-0.4116	0.1140	-0.0307	0.2134	-0.0534
	0.7L	-0.4116	0.0588	-0.0307	0.2113	-0.0307
	0.8L	-0.4116	0.0230	-0.0307	0.1676	-0.0146
	0.9L	-0.4116	0.0048	-0.0307	0.0934	-0.0049

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	M	
	M_{AB} (tabla)	M_{AB}^F (libro)	M_{BA} (tabla)	M_{BA}^F (libro)		
TRAMO A-B CARGADO	0.1L	+0.0824	0.0934	+0.6108	0.0048	+0.0106
	0.2L	+0.0824	0.1676	+0.6108	0.0230	+0.0278
	0.3L	+0.0824	0.2113	+0.6108	0.0588	+0.0533
	0.4L	+0.0824	0.2134	+0.6108	0.1140	+0.0872
	0.5L	+0.0824	0.1740	+0.6108	0.1740	+0.1205
	0.6L	+0.0824	0.1140	+0.6108	0.2134	+0.1397
	0.7L	+0.0824	0.0588	+0.6108	0.2113	+0.1339
	0.8L	+0.0824	0.0230	+0.6108	0.1676	+0.1043
	0.9L	+0.0824	0.0048	+0.6108	0.0934	+0.0574

LINEA DE INFLUENCIA EN EL NUDO B :

B - A

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	M	
	M_{BC} (tabla)	M_{BC}^F (libro)	M_{CB} (tabla)	M_{CB}^F (libro)		
TRAMO B-C CARGADO	0.1L	+0.3892	0.0934	+0.0293	0.0048	+0.0364
	0.2L	+0.3892	0.1676	+0.0293	0.0230	+0.0659
	0.3L	+0.3892	0.2113	+0.0293	0.0588	+0.0839
	0.4L	+0.3892	0.2134	+0.0293	0.1140	+0.0863
	0.5L	+0.3892	0.1740	+0.0293	0.1740	+0.0728
	0.6L	+0.3892	0.1140	+0.0293	0.2134	+0.0505
	0.7L	+0.3892	0.0588	+0.0293	0.2113	+0.0291
	0.8L	+0.3892	0.0230	+0.0293	0.1676	+0.0138
	0.9L	+0.3892	0.0048	+0.0293	0.0934	+0.0046

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	M	
	M_{AB} (tabla)	M_{AB}^F (libro)	M_{BA} (tabla)	M_{BA}^F (libro)		
TRAMO A-B CARGADO	0.1L	+0.0302	0.0934	+0.2052	0.0048	+0.0038
	0.2L	+0.0302	0.1676	+0.2052	0.0230	+0.0098
	0.3L	+0.0302	0.2113	+0.2052	0.0588	+0.0185
	0.4L	+0.0302	0.2134	+0.2052	0.1140	+0.0298
	0.5L	+0.0302	0.1740	+0.2052	0.1740	+0.0410
	0.6L	+0.0302	0.1140	+0.2052	0.2134	+0.0472
	0.7L	+0.0302	0.0588	+0.2052	0.2113	+0.0451
	0.8L	+0.0302	0.0230	+0.2052	0.1676	+0.0351
	0.9L	+0.0302	0.0048	+0.2052	0.0934	+0.0193

LINEA DE INFLUENCIA EN EL EXTREMO E:

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	M	
	M_{BC}	M_{BC}^F	M_{CB}	M_{CB}^F		
TRAMO B-C CARGADO	0.1L	-0.2052	0.0934	-0.0153	0.0048	-0.0193
	0.2L	-0.2052	0.1676	-0.0153	0.0230	-0.0348
	0.3L	-0.2052	0.2113	-0.0153	0.0588	-0.0443
	0.4L	-0.2052	0.2134	-0.0153	0.1140	-0.0455
	0.5L	-0.2052	0.1740	-0.0153	0.1740	-0.0384
	0.6L	-0.2052	0.1140	-0.0153	0.2134	-0.0267
	0.7L	-0.2052	0.0588	-0.0153	0.2113	-0.0153
	0.8L	-0.2052	0.0230	-0.0153	0.1676	-0.0073
	0.9L	-0.2052	0.0048	-0.0153	0.0934	-0.0024

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	M	
	M_{AB} (tabla)	M_{AB}^F (libro)	M_{BA} (tabla)	M_{BA}^F (libro)		
TRAMO A-B CARGADO	0.1L	+0.2479	0.0934	+0.0770	0.0048	+0.0236
	0.2L	+0.2479	0.1676	+0.0770	0.0230	+0.0433
	0.3L	+0.2479	0.2113	+0.0770	0.0588	+0.0569
	0.4L	+0.2479	0.2134	+0.0770	0.1140	+0.0617
	0.5L	+0.2479	0.1740	+0.0770	0.1740	+0.0565
	0.6L	+0.2479	0.1140	+0.0770	0.2134	+0.0447
	0.7L	+0.2479	0.0588	+0.0770	0.2113	+0.0309
	0.8L	+0.2479	0.0230	+0.0770	0.1676	+0.0186
	0.9L	+0.2479	0.0048	+0.0770	0.0934	+0.0084

LINEA DE INFLUENCIA EN EL EXTREMO D :

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	M	
	M_{BC} (tabla)	M_{BC}^F (libro)	M_{CB} (tabla)	M_{CB}^F (libro)		
TRAMO B-C CARGADO	0.1L	-0.0769	0.0934	-0.0055	0.0048	-0.0072
	02.L	-0.0769	0.1676	-0.0055	0.0230	-0.0130
	0.3L	-0.0769	0.2113	-0.0055	0.0588	-0.0165
	0.4L	-0.0769	0.2134	-0.0055	0.1140	-0.0170
	0.5L	-0.0769	0.1740	-0.0055	0.1740	-0.0144
	0.6L	-0.0769	0.1140	-0.0055	0.2134	-0.0100
	0.7L	-0.0769	0.0588	-0.0055	0.2113	-0.0057
	0.8L	-0.0769	0.0230	-0.0055	0.1676	-0.0027
	0.9L	-0.0769	0.0048	-0.0055	0.0934	-0.0009

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	M	
	M_{AB} (tabla)	M_{AB}^F (libro)	M_{BA} (tabla)	M_{BA}^F (libro)		
TRAMO A-B CARGADO	0.1L	-0.0053	0.0934	-0.0412	0.0048	-0.0007
	0.2L	-0.0053	0.1676	-0.0412	0.0230	-0.0018
	0.3L	-0.0053	0.2113	-0.0412	0.0588	-0.0036
	0.4L	-0.0053	0.2134	-0.0412	0.1140	-0.0059
	0.5L	-0.0053	0.1740	-0.0412	0.1740	-0.0082
	0.6L	-0.0053	0.1140	-0.0412	0.2134	-0.0094
	0.7L	-0.0053	0.0588	-0.0412	0.2113	-0.0090
	0.8L	-0.0053	0.0230	-0.0412	0.1676	-0.0070
	0.9L	-0.0053	0.0048	-0.0412	0.0934	-0.0038

LINEA DE INFLUENCIA EN EL EXTREMO F :

SECCION	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	COEFICIENTE	M	
	M_{BC} (tabla)	M_{BC}^F (libro)	M_{CB} (tabla)	M_{CB}^F (libro)		
TRAMO B-C CARGADO	0.1L	+0.0413	0.0934	+0.2640	0.0048	+0.0051
	0.2L	+0.0413	0.1676	+0.2640	0.0230	+0.0130
	0.3L	+0.0413	0.2113	+0.2640	0.0588	+0.0242
	0.4L	+0.0413	0.2134	+0.2640	0.1140	+0.0389
	0.5L	+0.0413	0.1740	+0.2640	0.1740	+0.0532
	0.6L	+0.0413	0.1140	+0.2640	0.2134	+0.0611
	0.7L	+0.0413	0.0588	+0.2640	0.2113	+0.0582
	0.8L	+0.0413	0.0230	+0.2640	0.1676	+0.0451
	0.9L	+0.0413	0.0048	+0.2640	0.0934	+0.0248

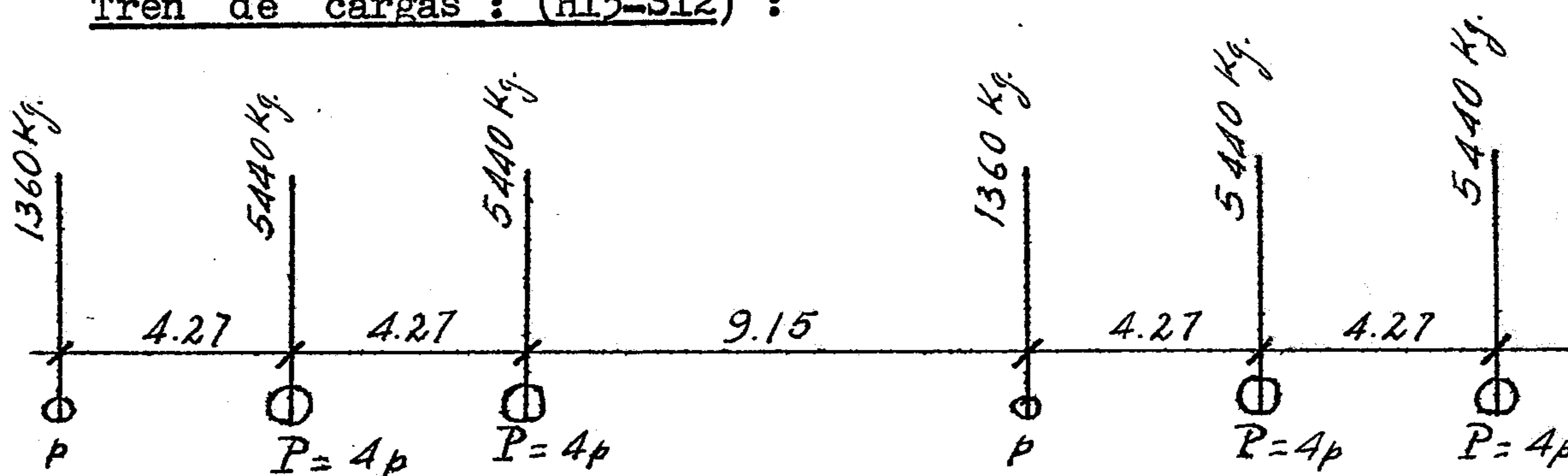
Llevando a un gráfico los valores obtenidos en las tablas anteriores, obtengo las líneas de influencia que figuran en los planos "3" y "4" del juego de planos del proyecto.

Para las líneas de influencia en cada sección a los décimos de luz, he empleado un método gráfico aparecido en la revista - "Construcción" en el número de Setiembre de 1950, por Weiner y Singer y que aparecen en los planos N°s. "5", "6", "7" y "8".

El procedimiento gráfico se presenta únicamente para el tramo A B, haciéndose en igual forma para el tramo B C; y en esta forma obtengo las dieciocho líneas de influencia para las secciones intermedias en cada décimo de luz.

Momentos máximos según las líneas de influencia:

Tren de cargas : (H15-S12) :



Momentos máximos negativos por sobrecarga :

En términos de p , L_1 y L_2 :

$$p = 1360 \text{ Kg.}$$

$$L_1 = 20 \text{ m.}$$

$$L_2 = 40 \text{ m.}$$

Los valores máximos de los momentos así calculados serán modificados luego, con el impacto y la concentración de cargas correspondientes:

Momentos negativos: (por sobrecarga)

$$(-) M_A = [4p (0.196 + 0.192) + 0.063p] L_1 = pL_1 (0.784 + 0.063)$$

$$(-) M_A = 1360 \times 20 \times 1.615$$

$$(-) M_A = 43,900 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M_D = 4p L_2 (0.017 \div 0.017 \div 0.005) \div pL_2 (0.012 \div 0.009)$$

$$(-) M_D = 13.60 \times 40 \times 0.177$$

$$(-) M_D = 9,125 \text{ kg.m.}$$

$$(-) M_C = 4 pL_2 (0.026 \div 0.059 \div 0.207 \div 0.205) \div pL_2 (0.004 \div 0.170 \div 0.078)$$

$$(-) M_C = 1360 \times 40 \times 2.240$$

$$(-) M_C = 121,900 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M_F = 4 pL_1 = (0.009 \div 0.009) \div pL_1 (0.003) = pL_1 (0.036 \div 0.036 \div 0.003)$$

$$(-) M_F = 1360 \times 20 \times 0.075$$

$$(-) M_F = 2,040 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M_E = 4pL_2 (0.045 \div 0.044 \div 0.010 \div 0.004) \div pL_2 (0.021 \div 0.036)$$

$$(-) M_E = 1360 \times 40 \times 0.469$$

$$(-) M_E = 18,750 \text{ Kg.m. (tracción en la cara al río)}$$

$$(-) M_{BE} = 4pL_2 (0.090 \div 0.090 \div 0.021 \div 0.009) \div pL_2 (0.042 \div 0.070)$$

$$(-) M_{BE} = 1360 \times 40 \times 0.952$$

$$(-) M_{BE} = 51,800 \text{ Kg.m. (compresión cara al río)}$$

$$(-) M_{BA} = 4pL_2 (0.068 \div 0.084 \div 0.040 \div 0.020) \div 4pL_1 (0.129 \div 0.124) \div$$

$$\div pL_2 (0.035 \div 0.063) \div 0.058 pL_1$$

$$(-) M_{BA} = p (0.946L_2 \div 1.070L_1) = 1360 (37.85 \div 21.40)$$

$$(-) M_{BA} = 80,580 \text{ Kg.m.}$$

$$\begin{aligned} (-) M_{BC} &= 4pL_2 (0.174 + 0.174 + 0.041 + 0.015) + 4pL_1 (0.004 + 0.040 + 0.009) + \\ &+ pL_2 (0.064 + 0.140 + 0.002) + 0.016 pL_1 \end{aligned}$$

$$(-) M_{BC} = p (1.822L_2 + 0.228L_1) = 1360 (75.28 + 4.72)$$

$$(-) M_{BC} = 108,800 \text{ Kg.m.}$$

Momentos positivos : (por sobrecarga)

$$(+) M_A = 4 pL_2 (0.026 + 0.047 + 0.043 + 0.026) + 0.057 pL_2$$

$$(+) M_A = 1360 \times 40 \times 0.625$$

$$(+) M_A = 34,000 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M_D = 4 pL_1 (0.056 + 0.055) + pL_1 (0.018) = 0.462 pL_1$$

$$(+) M_D = 1360 \times 20 \times 0.462$$

$$(+) M_D = 12,570 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M_C = 4 pL_1 (0.030 + 0.029) + pL_1 (0.013) = 0.249 pL_1$$

$$(+) M_C = 1360 \times 20 \times 0.249$$

$$(+) M_C = 6,770 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M_F = 4 pL_2 (0.007 + 0.017 + 0.061 + 0.060) + pL_2 (0.002 + 0.057 + 0.025)$$

$$(+) M_F = 1360 \times 40 \times 0.665$$

$$(+) M_F = 36,200 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M_E = 4 pL_1 (0.042 + 0.042) + 0.018 pL_1$$

$$(+) M_E = 1360 \times 20 \times 0.354$$

$$(+) M_E = 9,640 \text{ Kg.m.}$$

$$(\div) M_{BE} = 4 pL_1 (0.085 \div 0.086) \div pL_1 (0.036)$$

$$(\div) M_{BE} = 1360 \times 20 \times 0.720$$

$$(\div) M_{BE} = 19,600 \text{ Kg.m.}$$

Cálculo del impacto y la concentración de cargas :

$$\text{Impacto : Tramo de 40 m. } I = \frac{50}{3.28 \times 40 \div 125} = 19.5\%$$

$$\text{Tramo de 20 m. } I = \frac{50}{3.28 \times 20 \div 125} = 26.3\%$$

$$\text{Promedio de tramos } I = \frac{50}{3.28 \times 30 \div 125} = 22.4\%$$

Concentración de cargas :

Según el reglamento de la A.S.S.H.O. :

$$\text{tomando S en el límite : } C = \frac{S}{5} = \frac{9.85}{5} = 1.97$$

Cuadros de momentos máximos negativos y positivos en los apoyos:

SECCION	MOMENTO (-)	CONCENTRACION DE CARGA	COEFICIENTE DE IMPACTO	MAXIMO (-) M kg.m.
A	43.900	1.97	1.263	109.100
C	121.900	1.97	1.195	287.000
D	9.125	1.97	1.195	21,500
E	18.750	1.97	1.195	44,200
F	2,040	1.97	1.263	5.080
B A	80,580	1.97	1.224	241,300
B C	108,800	1.97	1.224	262.200
B E	51,800	1.97	1.195	122.00

MAXIMOS NEGATIVOS :

SECCION	MOMENTO (+)	CONCENTRACION DE CARGA	COEFICIENTE DE IMPACTO	MAXIMO (+) M
A	34,000	1.97	1.263	84,500
C	6,770	1.97	1.195	15,950
D	12,570	1.97	1.263	31,250
E	9,640	1.97	1.263	24,000
F	36,200	1.97	1.195	85,300
B E	19,600	1.97	1.263	48,800

MAXIMOS POSITIVOS :

Con estos datos, obtengo las ordenadas de los apoyos para el diagrama de momentos, debido a sobrecarga.

CALCULO DE LOS MAXIMOS MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS PARA CADA

DECIMO DE LUZ :

Para 0.1 de A B :

$$(-) M = 4 pL_1 (0.121 \div 0.130) \div pL_1 \times 0.060 = pL_1 (0.484 \div 0.520 \div 0.060)$$

$$(-) M = 1,360 \times 20 \times 1.064$$

$$(-) M = 29,000 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M = 4 pL_2 (0.023 \div 0.039 \div 0.032 \div 0.018) \div pL_2 (0.002 \div 0.043) \div 4pL_1 \times 0.015$$

$$(+) M = p (0.493 L_2 \div 0.060 L_1) = 1360 (19.72 \div 1.2)$$

$$(+) M = 28,400 \text{ Kg.m.}$$

Para 0.2 de A B :

$$(-) M = 4 pL_1 (0.068 \div 0.067) \div pL_1 \times 0.023 = pL_1 (0.272 \div 0.268 \div 0.023)$$

$$(-) M = 1360 \times 20 \times 0.563$$

$$(-) M = 15,300 \text{ Kg. m.}$$

$$(+) M = 4pL_2 (0.013 \div 0.024 \div 0.021 \div 0.014) \div pL_2 (0.027 \div 0.001) \div 4pL_1 \times 0.034$$

$$(+) M = p(0.316 L_2 \div 0.136 L_1) = 1360 (0.316 \times 40 \div 0.136 \times 20)$$

$$(+) M = 20,900 \text{ Kg.m.}$$

Para 0.3 de A B ;

$$(-) M = 4 pL_1 (0.028 \div 0.016) = pL_1 (0.112 \div 0.064)$$

$$(-) M = 1360 \times 20 \times 0.176$$

$$(-) M = 4,790 \text{ Kg.m.}$$

$$(\dagger) M = 4 pL_2 (0.008 \dagger 0.013 \dagger 0.012 \dagger 0.007) \dagger pL_2 (0.015 \dagger 0.002) \dagger 4pL_1 \times 0.056$$

$$(\dagger) M = p (0.177 L_2 \dagger 0.224 L_1) = 1360 (0.177 \times 40 \dagger 0.224 \times 20)$$

$$(\dagger) M = 15,700 \text{ Kg.m.}$$

Para 0.4 de A B :

$$(-) M = 0$$

$$(\dagger) M = 4 pL_1 (0.080 \dagger 0.017) = 1360 \times 20 \times 0.388$$

$$(\dagger) M = 10,560 \text{ Kg.m.}$$

Para 0.5 de A B :

$$(-) M = 4 pL_2 (0.012 \dagger 0.013 \dagger 0.005 \dagger 0.004) \dagger pL_2 (0.011 \dagger 0.001)$$

$$(-) M = 0.148 \times 1360 \times 40 ;$$

$$(-) M = 8,050 \text{ Kg.m.}$$

$$(\dagger) M = 4 pL_1 (0.094 \dagger 0.029) \dagger pL_1 \times 0.007$$

$$(\dagger) M = 0.499 \times 1360 \times 20$$

$$(\dagger) M = 13,600 \text{ Kg.m.}$$

Para 0.6 de A B :

$$(-) M = 4 pL_2 (0.026 \dagger 0.028 \dagger 0.009 \dagger 0.005) \dagger pL_2 (0.015 \dagger 0.020)$$

$$(-) M = 0.307 \times 1360 \times 40 \quad (-) M = 16,700 \text{ Kg.m.}$$

$$(\dagger) M = 4 pL_1 (0.095 \dagger 0.033) \dagger pL_1 \times 0.020$$

$$(\dagger) M = 0.532 \times 1360 \times 20$$

$$(\dagger) M = 14,480 \text{ Kg.m.}$$

Para 0.7 de A B :

$$(-) M = 4 pL_2 (0.042 \div 0.042 \div 0.009 \div 0.005) \div pL_2 (0.018 \div 0.035) \div$$

$$\div 4 pL_1 \times 0.009 \quad p (0.445 L_2 \div 0.0036 L_1)$$

$$(-) M = 1360 (0.445 \times 40 \div 0.036 \times 20)$$

$$(-) M = 25,200 \text{ Kg. m.}$$

$$(+) M = 4 pL_1 (0.087 \div 0.019) \div pL_1 \times 0.007$$

$$(+) M = 0.431 \times 1360 \times 20,$$

$$(+) M = 11,710 \text{ Kg.m.}$$

Para 0.8 de A B :

$$(-) M = 4 pL_2 (0.055 \div 0.057 \div 0.013 \div 0.006) \div pL_2 (0.027 \div 0.044) \div pL_1 \times 0.006$$

$$(-) M = p (0.595 L_2 \div 0.226 L_1) = 1360 (0.595 \times 40 \div 0.226 \times 20)$$

$$(-) M = 38,500 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M = 4 pL_1 \times 0.065 - pL_2 \times 0.028$$

$$(+) M = 1360 (0.260 \times 20 - 0.028 \times 40)$$

$$(+) M = 5,540 \text{ Kg.m.}$$

Para 0.9 de A B :

$$(-) M = 4 pL_2 (0.069 \div 0.069 \div 0.016 \div 0.007) \div pL_2 (0.032 \div 0.057)$$

$$\div 4 pL_1 (0.066 \div 0.071) \div pL_1 \times 0.026 \quad p (0.733 L_2 \div 0.574 L_1)$$

$$(-) M = 1360 (0.733 \times 40 \div 0.574 \times 20)$$

$$(-) M = 55,500 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M = 4 pL_1 \times 0.039 - 4pL_2 \times 0.02 - pL_2 \times 0.048 = - 0.10 pL_1 \text{ (no hay positivo)}$$

Para 0.1 de B C :

$$(-) M = 4 pL_2 (0.108 \div 0.107 \div 0.021 \div 0.007) \div pL_2 (0.043 \div 0.075) \div \\ \div 4 pL_1 (0.034 \div 0.034) \div pL_1 \times 0.016$$

$$(-) M = p(1.090 L_2 \div 0.278 L_1) = 1360 (1.090 \times 40 \div 0.278 \times 20)$$

$$(-) M = 66,900 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M = 4pL_2 \times 0.020 - pL_1 \times 0.031 = p (0.080 L_2 - 0.031 L_1) = \\ = 1360 (0.080 \times 40 - 0.031 \times 20)$$

$$(+) M = 5,200 \text{ Kg.m.}$$

Para 0.2 BC :

$$(-) M = 4 pL_2 (0.052 \div 0.053 \div 0.008) \div pL_2 (0.017 \div 0.024) \div 4pL_1 (0.027 \div 0.027) \div pL_1 \times 0.012$$

$$(-) M = p (0.493 L_2 \div 0.228 L_1)$$

$$(-) M = 1360 (0.493 \times 40 \div 0.228 \times 20)$$

$$(-) M = 33,000 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M = 4 pL_2 (0.043 \div 0.014) = 0.228 pL_2$$

$$(+) M = 0.228 \times 1360 \times 40$$

$$(+) M = 12,400 \text{ Kg.m.}$$

Para 0.3 de BC :

$$(-) M = 4 pL_2 (0.016 \div 0.0100) \div pL_2 \times 0.007 \div 4pL_1 (0.020 \div 0.018) \div pL_1 \times 0.008$$

$$(-) M = p (0.111 L_2 \div 0.160 L_1)$$

$$(-) M = 1360 (0.111 \times 40 \div 0.160 \times 20)$$

$$(-) M = 10,400 \text{ Kg.m.}$$

$$(\div) M = 4 pL_2 (0.064 \div 0.030) \div pL_2 \times 0.010 = 0.386 pL_2$$

$$(\div) M = 0.386 \times 1360 \times 40$$

$$(\div) M = 21,000 \text{ Kg.m.}$$

Para 0.5 de BC :

$$(-) M = 4 pL_1 (0.006 \div 0.005) = 0.044 pL_1$$

$$(-) M = 0.044 \times 1360 \times 20$$

$$(-) M = 1,200 \text{ Kg.m.}$$

$$(\div) M = 4 pL_2 (0.085 \div 0.045 \div 0.006 \div 0.002) \div pL_2 (0.018 \div 0.022) = 0.592 pL_2$$

$$(\div) M = 0.592 \times 1360 \times 40$$

$$(\div) M = 32,200 \text{ Kg.m.}$$

Para 0.6 de BC :

$$(-) M = 4 pL_2 (0.002 \div 0.002) = 0.016 pL_2 = 0.016 \times 1360 \times 40$$

$$(-) M = 870 \text{ Kg.m.}$$

$$(\div) M = 4 pL_2 (0.075 \div 0.031 \div 0.004) \div pL_2 (0.012 \div 0.009) \div 4pL_1 (0.003 \div 0.002) =$$

$$= 0.942 pL_1$$

$$(\div) M = 0.942 \times 1360 \times 20$$

$$(\div) M = 25,600 \text{ Kg.m.}$$

Para 0.7 de BC :

$$(-) M = 4pL_2 (0.026 \div 0.026) \div pL_2 \times 0.017 = 0.225 pL_2$$

$$(-) M = 0.225 \times 1360 \times 40$$

$$(-) M = 12,250 \text{ Kg.m.}$$

$$(+)\ M = 4\ pL_2 (0.054 + 0.022) + pL_2 \times 0.006 + 4pL_1 (0.009 + 0.008) + pL_1 \times 0.003$$

$$(+)\ M = 0.619\ pL_1 = 0.691 \times 1360 \times 20$$

$$(+)\ M = 18,800\ \text{Kg.m.}$$

Para 0.8 de BC :

$$(-)\ M = 4\ pL_2 (0.059 + 0.075 + 0.019 + 0.006) + pL_2 \times 0.063$$

$$(-)\ M = 0.699\ pL_2 = 0.699 \times 1360 \times 40$$

$$(-)\ M = 38,000\ \text{Kg.m.}$$

$$(+)\ M = 4\ pL_2 (0.031 + 0.010) + 4pL_1 (0.015 + 0.016) + pL_1 \times 0.008$$

$$(+)\ 0.460\ pL_1 = 0.460 \times 1360 \times 20$$

$$(+)\ M = 12,500\ \text{Kg.m.}$$

Para 0.9 de BC :

$$(-)\ M = 4\ pL_2 (0.108 + 0.137 + 0.055 + 0.027) + pL_2 (0.094 + 0.049) = 1.451\ pL_2$$

$$(-)\ M = 1.451 \times 1360 \times 40$$

$$(-)\ M = 79,000\ \text{Kg.m.}$$

$$(+)\ M = 4\ pL_1 (0.023 + 0.024) + pL_1 \times 0.012 + 4pL_2 \times 0.010 = 0.280\ pL_1 = 0.280 \times 1360 \times 20$$

$$(+)\ M = 7,600\ \text{Kg.m.}$$

Tablas de momentos máximos, para cada décimo de luz, multiplicando por el impacto y la concentración de cargas:

T R A M O A - B

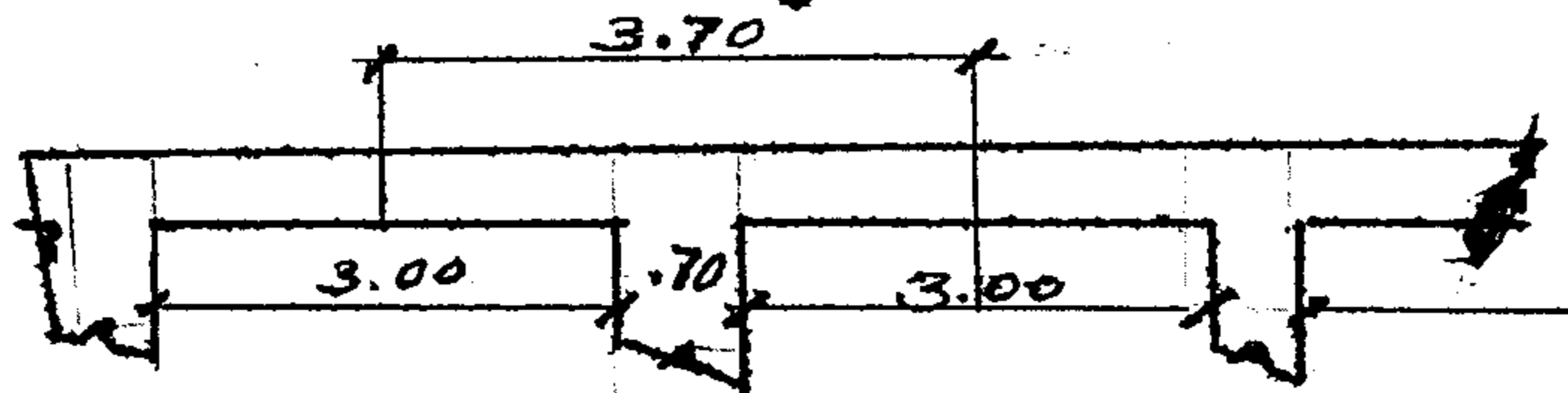
Secc.	Momento (+) Kg.m.	Momento (-) Kg.m.	C.C.	I.	M _{máx} (+) Kg.m.	M _{máx} (-) Kg.m.
0.1	28,400	29,000	1.97	$\frac{-1.263}{+1.224}$	68,000	72,200
0.2	20,900	15,300	1.97	$\frac{-1.263}{+1.224}$	50,000	38,100
0.3	15,700	4,790	1.97	$\frac{-1.263}{+1.224}$	37,600	11,950
0.4	10,560	0	1.97	$\frac{0}{+1.263}$	26,300	0
0.5	13,600	8,050	1.97	$\frac{-1.195}{+1.263}$	38,850	18,950
0.6	14,480	16,700	1.97	$\frac{-1.195}{+1.263}$	36,000	39,300
0.7	11,710	25,200	1.97	$\frac{-1.224}{+1.263}$	29,200	60,250
0.8	5,540	38,500	1.97	$\frac{-1.224}{+1.263}$	13,800	92,100
0.9	$\frac{+}{-} 2,720$	55,500	1.97	$\frac{-1.224}{+1.224}$	$\frac{-}{+} 6,500$	134,000

T R A M O B - G

Sección	Momento (+) Kg.m.	Momento (-) Kg.m.	C.C.	I.	M _{máx} (+) Kg.m.	M _{máx} (-) Kg.m.
0.1	5,200	66,900	1.97	$\frac{-1.224}{+1.195}$	12,250	161,400
0.2	12,400	33,000	1.97	$\frac{-1.224}{+1.195}$	29,200	79,600
0.3	21,000	10,400	1.97	$\frac{-1.263}{+1.195}$	49,500	25,100
0.4	30,300	2,780	1.97	$\frac{-1.263}{+1.195}$	71,400	6,900
0.5	32,200	1,200	1.97	$\frac{-1.195}{+1.224}$	75,800	3,000
0.6	25,600	870	1.97	$\frac{-1.195}{+1.224}$	61,800	2,050
0.7	18,800	12,250	1.97	$\frac{-1.195}{+1.224}$	45,350	28,800
0.8	12,500	38,000	1.97	$\frac{-1.195}{+1.224}$	30,200	89,400
0.9	7,600	79,000	1.97	$\frac{-1.195}{+1.224}$	18,300	186,000

Cálculo de los esfuerzos de peso propio para la viga central.--

Ancho de acción sobre la viga: 3.70 m.



Peso del asfalto por m.l.--

Con 2" de espesor:

$$P = 0.05 \times 3.7 \times 2000 = 370 \text{ Kg/m.l.}$$

Peso de la losa por m.l.

Con 20 cm. de espesor

$$P = 0.20 \times 3.7 \times 2400 = 1,780 \text{ Kg/m.l.}$$

Peso de la viga en su parte de espesor uniforme:

Con 1.m. de peralte:

$$P = (0.7 + 0.2 \times 0.2) 2400 = 2400 \times 0.74 = 1775 \text{ Kg/m.l.}$$

Peso uniformemente repartido total:

$$\omega = 370 + 1780 + 1775 = 3925 \text{ Kg/m.l.}$$

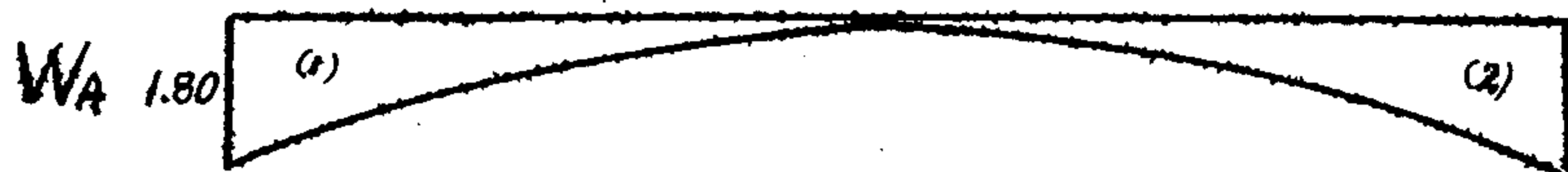
$$\omega = 4000 \text{ Kg/m.l.}$$

Momentos de empotramiento para Hardy Cross (abaco N° 16)

$$(-) M_A = M_{BA} = 0.107 \omega l^2 = 0.107 \times 4000 \times 400 = 0.107 \times 1'600.000 = \underline{171,200}$$

$$(-) M_{BC} = M_C = 0.107 \times 4000 \times 1600 = 0.107 \times 6'400,000 = \underline{648,800 \text{ Kg.m.}}$$

Momentos de empotramiento debido a los acartelamientos:



$$W_A = W_B = 1.8 \times 0.7 \times 2400 = 3,025 \text{ Kg.}$$

Momentos de empotramiento con $r = 1,5$

$$(-) M_A = M_{BA} = (0.0171 \div 0.0025) W_A L_1^2 = 0.0196 \times 3.025 \times 400 = 23.700$$

$$(-) M_{BC} = M_C = 0.0196 \times 3,025 \times 1600 = 94,900$$

$$(-) M_A = M_{BA} = 23,700 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M_{BC} = M_C = 94,900 \text{ Kg.m.}$$

Momentos totales de empotramiento por peso propio:

$$(-) M_A = M_{BA} = 171,200 \div 23,700 = 195,000 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M_{BC} = M_C = 648,800 \div 94,900 = 780.000 \text{ Kg.m.}$$

Momentos de empotramiento en las patas, por empuje de tierras:

$$(-) M_A = M_C = 60,800 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M_D = M_F = 36,400 \text{ Kg.m.}$$

Momentos en los nudos después de la repartición por Hardy Cross :

$$M_A = - 5,900 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{BA} = - 454,900 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{BC} = - 710,200 \text{ Kg.m.}$$

$$M_C = - 796,400 \text{ Kg.m.}$$

$$M_D = - 52,200 \text{ Kg.m.}$$

$$M_F = + 177,100 \text{ Kg.m.}$$

Cálculo de las ordenadas finales para le envolvente total de momentos, cada décimo de luz (por peso muerto)

Para 0.1 de AB :

$$\text{Carga repartida : } M = \frac{4000 \times 400}{2} \times 0.1 \times 0.9 = 72,000 \text{ Kg.m.}$$

$$\text{Carga cartel: } 3,025 \times 400 \times 0.0124 = \frac{15,000 \text{ Kg.m.}}{87,000 \text{ Kg.m.}}$$

Efecto de momentos en los apoyos:

$$\begin{aligned} (-) M &= 5,900 \div 0.1 \times 449,000 &= - & \frac{50,800}{36,200 \text{ Kg.m.}} \\ & \text{0.1 de AB} &= + & \end{aligned}$$

Para 0.2 de AB :

$$\text{Carga repartida : } 800,000 \times 0.2 \times 0.8 = 128,000$$

$$\text{Carga cartel : } 1'210,000 \times 0.0180 = \frac{21,780}{149,780}$$

Efecto de momentos en los apoyos

$$\begin{aligned} (-) M &= 5,900 \div 0.2 \times 449,000 &= - & \frac{95,700}{54,080 \text{ Kg.m.}} \\ & \text{0.2 de AB} &= + & \end{aligned}$$

Para 0.3 de AB :

Carga repartida : $800,000 \times 0.3 \times 0.7 = 168,000$

Carga cartel : $1'210,000 \times 0.0202 = \frac{24,442}{192,442}$

Efecto de momentos en los apoyos

$(-) M = 5,900 \div 0.3 \times 449,000 = - \frac{140,600}{0.3 \text{ de AB}} = \div 51,842 \text{ Kg.m.}$

Para 0.4 de AB :

Carga repartida : $800,000 \times 0.4 \times 0.6 = 192,000$

Carga cartel : $1'210,000 \times 0.0207 = \frac{25,047}{217,047}$

Efecto de momentos en los apoyos

$(-) M = 5,900 \div 0.4 \times 449,000 = - \frac{185,500}{0.4 \text{ de AB}} = \div 31,547 \text{ Kg.m.}$

Para 0.5 de AB :

Carga repartida : $800,000 \times 0.5 \times 0.5 = 200,000$

Carga cartel : $1'210,000 \times 0.0208 = \frac{25,168}{225,168}$

Efecto de momentos en los apoyos

$(-) M = 5,900 \div 0.5 \times 449,000 = - \frac{230,400}{0.5 \text{ de AB}} = - 5,232 \text{ Kg.m.}$

Para 0.6 de AB :

Carga repartida : $800,000 \times 0.6 \times 0.4 = 192,000$

Carga cartel : $1'210,000 \times 0.0207 = \frac{25,047}{217,047}$

Efecto de momentos en los apoyos

$(-) M = 5,900 \div 0.6 \times 449,000 = - \frac{275,300}{0.6 \text{ de AB}} = - 58,253 \text{ Kg.m.}$

Para 0.7 de A B :

Carga repartida : $800,000 \times 0.7 \times 0.3 = 168,000$

Carga cartel : $1'210,000 \times 0.0202 = \underline{24,442}$
 $192,442$

Efecto de momentos en los apoyos

(-) $M = 5,900 \div 0.7 \times 449,000 = - \underline{320,200}$
 $0.7 \text{ de AB} = - 127,758 \text{ Kg.m.}$

Para 0.8 de A B :

Carga repartida : $800,000 \times 0.8 \times 0.2 = 128,000$

Carga cartel : $1'210,000 \times 0.0180 = \underline{21,780}$
 $149,780$

Efecto de momentos en los apoyos:

(-) $M = 5,900 \div 0.8 \times 449,000 = - \underline{365,100}$
 $0.8 \text{ de AB} = - 215,320 \text{ Kg.m.}$

Para 0.9 de A B ;

Carga repartida : $800,000 \times 0.9 \times 0.1 = 72,000$

Carga cartel : $1'210,000 \times 0.0124 = \underline{15,000}$
 $87,000$

Efecto de momentos en los apoyos

(-) $M = 5,900 \div 0.9 \times 449,000 = - \underline{410,000}$
 $0.9 \text{ de AB} = - 323,000 \text{ Kg.m.}$

Para 0.1 de B C :

Carga repartida : $3'200,000 \times 0.1 \times 0.9 = 288,000$

Carga cartel : $3,025 \times 1600 \times 0.0124 = \underline{60,000}$
 $348,000$

Efecto de momentos en los apoyos:

(-) $M = 710,200 \div 0.1 \times 86,200 = - \underline{718,900}$
 $0.1 \text{ de BC} = - 370,900 \text{ Kg.m.}$

Para 0.2 de B C:

Carga repartida : $3'200,000 \times 0.2 \times 0.8 = 512,000$

Carga cartel : $4'840,000 \times 0.0180 = \underline{87,120}$
599,120

Efecto de momentos en los apoyos :

(-) $M = 710,200 \div 0.2 \times 86,200 = - \underline{727,440}$
0,2 de BC = - 128,320 Kg.m.

Para 0,3 de B C :

Carga repartida : $3'200,000 \times 0.3 \times 0.7 = 672,000$

Carga cartel : $4'840,000 \times 0.0202 = \underline{97,770}$
769,770

Efecto de momentos en los apoyos :

(-) $M = 710,200 \div 0.3 \times 86,200 = - \underline{736,060}$
0.3 de BC = \div 33,710 Kg.m.

Para 0.4 de B C :

Carga repartida : $3'200,000 \times 0.4 \times 0.6 = 768,000$

Carga cartel : $4'840,000 \times 0.0207 = \underline{100,190}$
868,190

Efecto de momentos en los apoyos :

(-) $M \approx 710,200 \div 0.4 \times 86,200 = - \underline{744,680}$
0.4 de BC = \div 123,510 Kg.m.

Para 0.5 de B C :

Carga repartida : $3'200,000 \times 0.5 \times 0.5 = 800,000$

Carga cartel : $4'840,000 \times 0,0208 = \underline{100,670}$
900,670

Efecto de momentos en los apoyos :

(-) $M = 710,200 \div 0.5 \times 86,200 = - \underline{753,320}$
0,5 de BC = - 147,350 Kg.m.

Para 0.6 de B C :

Carga repartida : $3'200,000 \times 0.6 \times 0.4 = 768,000$

Carga cartel : $4'840,00 \times 0.0207 = \underline{100,190}$
868,190

Efecto de momentos en los apoyos:

(-) $M = 710,200 \div 0.6 \times 86,200 = - \underline{761,920}$
0.6 de BC = $\div 106,270$ Kg.m.

Para 0.7 de B C :

Carga repartida : $3'200,000 \times 0.7 \times 0.3 = 672,000$

Carga cartel : $4'840,000 \times 0.0202 = \underline{97,770}$
769,770

Efecto de momentos en los apoyos

(-) $M = 710,200 \div 0.7 \times 86,200 = - \underline{770,540}$
0.7 de BC = - 770 Kg.m.

Para 0.8 de B C :

Carga repartida : $3'200,000 \times 0.8 \times 0.2 = 512,000$

Carga cartel : $4'840,000 \times 0.0180 = \underline{87,120}$
599,120

Efecto de momentos en los apoyos:

(-) $M = 710,200 \div 0.8 \times 86,200 = - \underline{779,160}$
0.8 de BC = - 180,040 Kg.m.

Para 0.9 de B C :

Carga repartida : $3'200,000 \times 0.9 \times 0.1 = 288,000$

Carga cartel : $4'840,000 \times 0.0124 = \underline{60,000}$
348,000

Efecto de momentos en los apoyos :

(-) $M = 710,200 \div 0.9 \div 86,200 = - \underline{787,780}$
0.9 de BC = - 439,780 Kg.m.

Cálculo de la altura útil para el apoyo más cargado:

Concreto de 210 Kg/cm² a la rotura a los 28 días:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} \quad M = \sqrt{\frac{108'340,000}{16.6 \times 70}} = \sqrt{\frac{108'340,000}{1162}}$$

$$d = \sqrt{93236}$$

$$d = 3.05 \text{ M.}$$

Luego va a necesitar algo de acero en compresión.

Cálculo de los momentos producidos por acción de la temperatura : (variación de 30°)

Cálculo del alargamiento de la parte horizontal del puente:

Tramo de 40 m.;

$$\Delta = 40 \times 0.00001 \times 30 = 0.012 \text{ m.}$$

Tramo de 20 m.:

$$\Delta = 0.006 \text{ m.}$$

Alargamiento total:

$$r = 0.018 \text{ m.}$$

Considero una deflexión de 1.5 cm.

Momentos en las patas por temperatura :

$$M_A = \frac{\Delta}{h^2} \left[K_A EI (1 - C_A) \right]$$

$$\Delta = 0.015 \text{ m.}$$

$$E = 21,100',000,000 \text{ Kg./m}^2.$$

$$h = 9.5 \text{ m.}$$

$$I = \frac{0.7 \times 1.5^3}{12} = 0.2 \text{ m}^4$$

$$C_A = 0.29$$

$$K_A = 0.4$$

$$M_A = \frac{0.4 \times 2,100',000,000 \times 0.2 \times 0.015 \times 0.71}{90.25}$$

$$M_A = 19,825 \text{ Kg.m.}$$

El momento es del orden de 20,000 Kg.m. en 1'000,000 lo cual representa un 2% que prácticamente no tiene mayor influencia, de manera que puedo dejar de tomarlo en cuenta.

Cálculo para determinar si el ala trabaja a la compresión permisible al centro del tramo B - C :

Momento tomado por la viga rectangular:

$$M = K b'd^2 = 16.6 \times 70 \times 11025$$

$$M = 12'811,000 \text{ Kg.cm.}$$

Momento remanente :

$$M_r = M_T - M = 22'315,000 - 12'811,000$$

$$M_r = 9'504,000 \text{ Kg.cm.}$$

Cálculo de K_T :

$$K_T = \frac{f_c \cdot t}{2} \cdot \frac{t}{d} \left(2 - \frac{t}{kd} - \frac{t}{d} + \frac{2}{3k} \frac{t^2}{d^2} \right)$$

$$K_T = \frac{950}{105} \left(2 - \frac{20}{42.31} - \frac{4}{21} + \frac{800}{13,329.22} \right)$$

$$K_T = 9.05 (2 - 0.473 - 0.191 + 0.06)$$

$$K_T = 9.05 \times 1.396$$

$$K_T = 13.25$$

Momento que puede resistir el ala:

$$Mala = K_T \cdot (b - b') \cdot d^2$$

Determinación de b : (según el A.C.I.)

$$\left. \begin{aligned} b &= \frac{L}{4} = \frac{3700}{4} = 925 \text{ cm} \\ b &= 16t + b' = 6 \times 20 + 70 = 390 \text{ cm} \\ b &= 1' + b' = 300 + 70 = 370 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Tomo:} \\ b = 370 \text{ cm.} \end{array}$$

$$Mala = K_T (b - b') d^2 = 13.25 \times (370 - 70) \times 11025$$

$$Mala = 13.25 \times 300 \times 11025$$

$$Mala = 43'900,000 \text{ Kg.cm.}$$

Luego: $Mala > M_{\text{remanente}}$

Quiere decir que el ala resiste perfectamente la compresión

//.-

Determinación de las alturas útiles: (cada décimo de luz)

Ecuación de la parábola :

$$y = \frac{4fx}{l^2} (l - x)$$

$$f = 1.80$$

$$l = 20$$

$$y = 0.018 x (20 - x)$$

Valores de y para diferentes valores de x

sección	x	y	h	d
0.0 1	0	0	3.000	2.90
0.1 1	2	0.648	2.352	2.25
0.2 1	4	1.152	1.848	1.75
0.3 1	6	1.512	1.488	1.39
0.4 1	8	1.728	1.272	1.17
0.5 1	10	1.800	1.200	1.10
0.6 1	12	1.728	1.272	1.17
0.7 1	14	1.512	1.488	1.35
0.8 1	16	1.152	1.848	1.70
0.9 1	18	0.648	2.352	2.20
1.0 1	20	0	3.000	2.82

T R A M O A-B

Para el tramo B C : (cada décimo de luz)

Ecuación de la parábola :

$$y = \frac{4fx}{l^2} (l - x)$$

$$f = 1.8$$

$$l = 40$$

$$y = 0.0045 x (40 - x)$$

Cálculo de las alturas:

sección	x	y	h	d
0.0 1	0	0	3.00	2.82
0.1 1	4	0.648	2.352	2.17
0.2 1	8	1.152	1.848	1.70
0.3 1	12	1.512	1.488	1.34
0.4 1	16	1.728	1.272	1.10
0.5 1	20	1.800	1.200	1.05
0.6 1	24	1.728	1.272	1.10
0.7 1	28	1.512	1.488	1.34
0.8 1	32	1.152	1.848	1.70
0.9 1	36	0.648	2.352	2.17
0.1 1	40	0	3.00	2.82

TRAMO B-C

ENVOLVENTE DE AREAS DE ACERO.

K = 16.6

P = 0.0136

$\frac{M}{fs jd}$

Sección	Altura útil (cm.)	+ M Kg. cm.	- M Kg. cm.	K b d ² Kg. cm.	Momento Remanente Mr Kg. cm.	As ₁ = pbd cm ² .	F _s (d-d')	As ₂ = $\frac{Mr}{fs(d-d')}$ cm ² .	As ₁ +As ₂ (+) As cm ² .	(-) As cm ² .
0.0 L	290	7'860,000	11'500,000	97'724,000	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	22.33	32.62
0.1 L	225	10'420,000	3'600,000	58'826,000	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	38.20	13.20
0.2 L	175	10'408,000	-	35'586,000	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	49.00	-
0.3 L	139	8'944,000	-	22'451,000	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	53.10	-
0.4 L	117	5'785,000	-	15'906,000	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	41.40	-
0.5 L	110	2'862,000	-	14'060,000	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	21.43	-
0.6 L	117	-	9'1755,000	15'906,000	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	18.12	68.70
0.7 L	135	-	18'801,000	21'177,000	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	114.75	149.20
0.8 L	170	-	30'742,000	33'582,000	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	171.20	171.20
0.9 L	220	-	45'700,000	56'124,000	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	203.70	203.70
1.0 L	282	-	69'620,000	92'406,000	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	-	-

FRAMO A - B . . .

0.0 L	282	-	97'240,000	92'406,000	-4'834,000	268.60	380.800	12.70	51.15	281.30
0.1 L	217	-	53'230,000	54'717,000	-	-	-	-	146.10	202.10
0.2 L	170	-	20'792,000	33'582,000	-	-	-	-	212.40	101.00
0.3 L	134	8'321,000	-	20'864,000	-	-	-	-	152.85	-
0.4 L	110	19'491,000	-	14'060,000	no considero	-	-	-	27.40	-
0.5 L	105	22'315,000	-	12'811,000	no considero	-	-	-	-	-
0.6 L	110	16'807,000	-	14'060,000	no considero	-	-	-	-	-
0.7 L	134	4'458,000	2'1957,000	20'864,000	-	-	-	-	18.18	18.18
0.8 L	170	-	26'944,000	33'582,000	-	-	-	-	130.50	130.50
0.9 L	217	-	62'578,000	54'717,000	7'861,000	206	289.800	27.10	233.10	233.10
1.0 L	282	-	108'340,000	92'406,000	15'934,000	268	378.000	42.15	310.15	310.15

FRAMO B - C . . .

Cálculo del acero en compresión en el apoyo C:

$$M_{total} = 1'083,50^0 \text{ Kg.m.} = 108'350.000 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_c = Kbd^2 = 16.6 \times 70 \times 282^2 = 92'400,000 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_r = M_T - M_c = 15'950,000 \text{ Kg.cm.}$$

Area de acero de tracción:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = pbd + \frac{M_r}{f_s(d-d')}$$

$$A_s = 0.0136 \times 70 \times 282 + \frac{15'950,000}{140.0 \times 274} = 268.46 + 41.6$$

$$A_s = 310 \text{ cm}^2.$$

Area de acero en compresión:

$$A_s = \frac{M_r}{2f'_s(d-d')}$$

$$f'_s = n f_c \frac{kd-d'}{kd}$$

$$f'_s = 10 \times 95 \frac{0.403 \times 282 - 8}{0.403 \times 282} = 884 \text{ Kg./cm}^2$$

$$2f'_s = 1768 > 1400$$

$$A'_s = A_{s2} = 41.6 \text{ cm}^2.$$

El área de acero al centro de la viga es de 212 cm².; luego la cuarta parte 53 cm²., que se pasa al apoyo cubre perfectamente el acero en compresión. Por lo tanto no es necesario hacer el cálculo del acero en compresión en otras secciones.

- - - - -

Cálculo de las reacciones por viga :

Por peso propio :

Peso uniforme de asfalto, losa y parte de viga de sección uniforme:

$$w = 3600 \text{ Kg/m.l.}$$

$$R_A = \frac{3600 \times 20}{2} = \underline{36,000 \text{ Kg.}}$$

$$R_B = \frac{3600 \times 20}{2} + \frac{3600 \times 40}{2} = 3600 \times 30 = \underline{108,000 \text{ Kg.}}$$

$$R_C = \frac{3600 \times 40}{2} = 3600 \times 20 = \underline{72,000 \text{ Kg.}}$$

Peso debido al acartelamiento :

$$R_A = \frac{1.8 \times 20 \times 0.7 \times 2400}{3 \times 2} = \underline{10,080 \text{ Kg.}}$$

$$R_B = 10,080 + \frac{1.8 \times 20 \times 0.7 \times 2400}{3} = 20,160 + 10,080 = \underline{30,240 \text{ Kg.}}$$

$$R_C = \frac{1.8 \times 20 \times 0.7 \times 2400}{3} = \underline{20,160 \text{ Kg.}}$$

Reacciones por peso propio : (como simplemente apoyadas)

$$R_A = 46,000 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 138,000 \text{ Kg.}$$

$$R_C = 92,000 \text{ Kg.}$$

Cálculo del esfuerzo cortante en diferentes secciones:

Por peso propio:

T R A M O AB

En 0.25 l

$$V_{0.25} = 46,000 - \left[3600 \times 5 + \frac{2400}{3} (1.80 \times 10 - 0.50 \times 5) \cdot 0.7 \right]$$

$$V_{0.25} = 46,000 - 26,000$$

$$V_{0.25} = 20,000 \text{ Kg.}$$

En 0.5 l :

$$V_{0.5} = 0$$

Corrección por los momentos :

$$\text{El esfuerzo cortante en A : } \frac{-M_{BA} + M_A}{l}$$

$$V_A = - \frac{406,400 + 5,600}{20} = - 2,040 \text{ Kg.}$$

$$V_A = 46,000 - 2,040$$

$$V_A = 43,960 \text{ Kg.}$$

T R A M O BC

$$V_{BC} = 92,000 \text{ Kg.}$$

$$V_{0.2} = 92,000 - \left[3600 \times 8 + 560 (1.8 \times 20 - 0.65 \times 12) \right] = 47,400 \text{ Kg.}$$

$$V_{0.4} = 92,000 - \left[3600 \times 16 + 560 (36 - 0.072 \times 4) \right] = 14,400 \text{ Kg.}$$

$$V_{0.5} = 0 = 0$$

Corrección por los momentos :

El esfuerzo cortante en B :

$$V_B = \frac{M_A - M_B}{l^2}$$

$$V_B = \frac{711.400 - 636.100}{40} = - 1880$$

$$\underline{V_C = + 1880}$$

Reacciones corregidas por peso propio :

$$R_A = 43,960 \text{ Kg.} \quad V_A = 43,960 \text{ Kg.}$$

$$R_B = 138,160 \text{ Kg.} \quad V_{BA} = 48,040 \text{ Kg.}$$

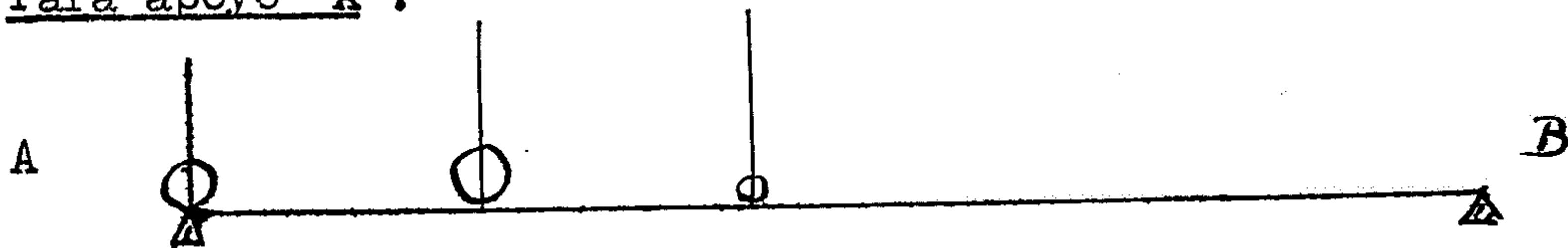
$$R_C = 93,880 \text{ Kg.} \quad V_{BC} = 90,120 \text{ Kg.}$$

$$V_C = 93,880 \text{ Kg.}$$

Cálculo del esfuerzo cortante por sobrecarga : en el AB

(Tramo A-B positivo)

Para apoyo A :



$$V_A = \frac{4P \times 20 + 4P \times 15.73 + P \times 11.43}{20} = \frac{4P \times 35.73 + P \times 11.43}{20} = \frac{P \times 154.35}{20}$$

Considerando impacto y concentración de carga:

$$P = 1360 \times 1.97 \times 1.263$$

P = 3,380 Kg.

Luego

$$\underline{V_A = 26,100 \text{ Kg.}}$$

Corrección de V_A por los momentos :

$$M_A = 1, (4P \times 0.153 + P \times 0.212) = Pl, (0.612 + 0.153) = P \times 0.765 \times l,$$

$$(-) M_A = 3,380 \times 0.765 \times 20 = \underline{51,700 \text{ Kg.m.}}$$

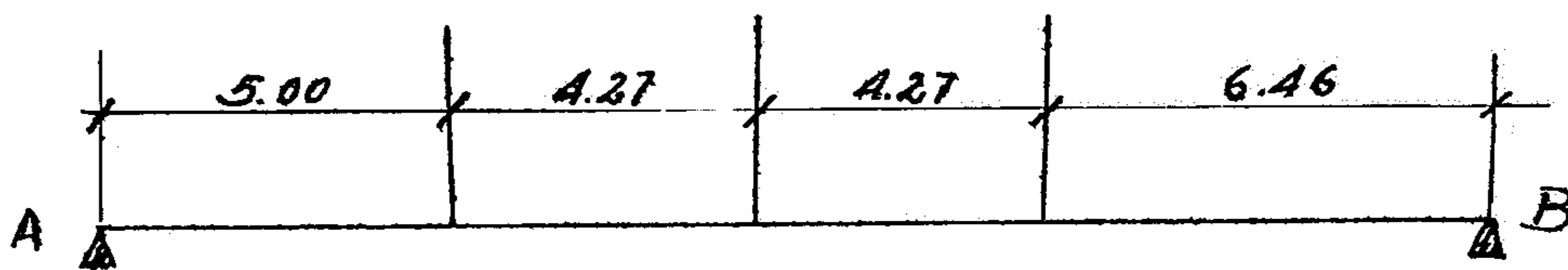
$$(-) M_{BA} = 1, (4P \times 0.03 + P \times 0.096) = Pl, (0.120 + 0.096) = P \times 0.216 \times l,$$

$$(-) M_{BA} = 3380 \times 0.216 \times 20 = 14,600 \text{ Kg.m.}$$

$$\text{Corrección : } - \frac{14,600 + 51,700}{20} = \frac{37,100}{20} = + \underline{1855}$$

$$\text{Luego } V_A = 26,100 + 1,855 = \underline{28,000 \text{ Kg.}}$$

Esfuerzo cortante a 0.25 l, :



$$R_A = \frac{4P \times 15 + 4P \times 10.73 + P \times 6.46}{20} = \frac{P(60 + 42.92 + 6.46)}{20} = \frac{109.38P}{20}$$

$$V_{0.25} = \frac{3,380 \times 109.38}{20} = 18,500 \text{ Kg.}$$

Corrección de $V_{0.25}$ por los momentos

$$(-) M_A = 1, (4P [0.175 + 0.208] + P \times 0.119) = Pl, (0.700 + 0.832 + 0.119) = Pl, \times 1.651$$

$$(-) M_A = 3,380 \times 20 \times 1.651 = \underline{111,800 \text{ Kg. m.}}$$

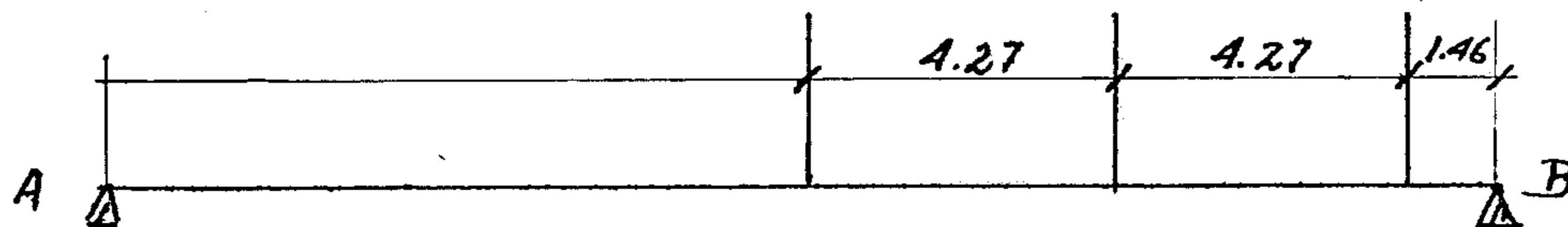
$$(-) M_{BA} = 1, [4P (0.039 + 0.107) + P \times 0.136] = Pl, (0.156 + 0.428 + 0.136) = Pl, \times 0.720$$

$$(-) M_{BA} = 3,380 \times 20 \times 0.720 = \underline{48,700 \text{ Kg.m.}}$$

$$\text{Corrección : } - \frac{48.700 \div 118.800}{20} = \frac{70.100}{20} = \div 3.505$$

$$\text{Luego } V_{0.25} = 18.500 \div 3.500 = 22.000 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo cortante en 0.5 l.



$$R_A = \frac{4P (10.573) \div P \times 1.46}{20} = \frac{P(40.22.92 \div 1.46)}{20} = \frac{P \times 64.38}{20}$$

$$V_{0.5} = \frac{3.380 \times 64.38}{20} = 10.870$$

Corrección de $V_{0.5}$ por los momentos

$$(-) M_A = 1; [4P (0.195 \div 0.103) \div P \times 0.022] = P l, (0.780 \div 0.412 \div 0.022) = P l, \times 1.214$$

$$(-) M_A = 3.380 \times 20 \times 1.214 = \underline{82.100 \text{ Kg.m.}}$$

$$(-) M_{BA} = 1, [4P (0.120 \div 0.130) \div P \times 0.042] = P l, (0.480 \div 0.520 \div 0.042) = P l, \times 1.042$$

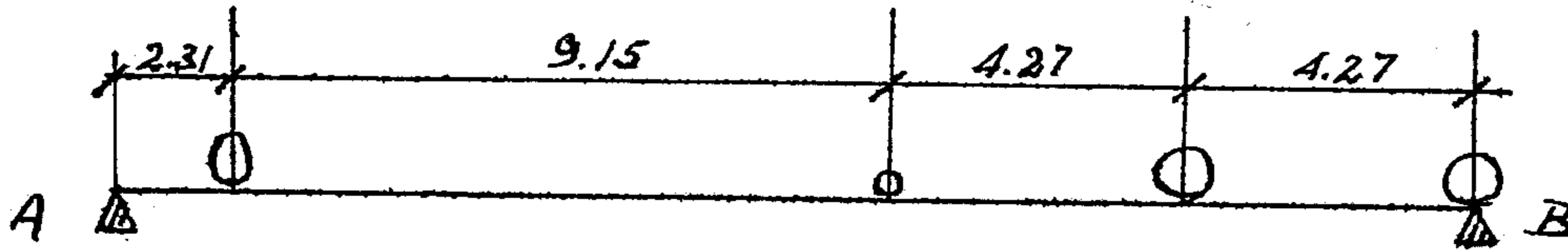
$$(-) M_{BA} = 3.380 \times 20 \times 1.042 = \underline{70.500 \text{ Kg.m.}}$$

$$\text{Corrección : } - \frac{70.500 \div 82.100}{20} = \div \frac{11.600}{20} = 580 \text{ Kg.}$$

$$\text{Luego } V_{0.5} = 10.870 \div 580 = \underline{11.500 \text{ Kg.}}$$

Esfuerzo cortante en A B negativo

Esfuerzo cortante en B : 26,100 Kg.



$$R_B = \frac{4P (20 \div 15.73 \div 2.31) \div P \times 11.46}{20} = \frac{P (80 \div 62.92 \div 9.24 \div 11.46)}{20}$$

$$R_B = \frac{3.380 \times 163.62}{20} = 27,600 \text{ Kg.}$$

$$V_B = 27,600 \text{ Kg.}$$

Corrección de V_B por los momentos (cargando los dos tramos)

$$(-) M_{BA} = 1, [4P (0.012 \div 0.110) \div P \times 0.137] \div L_2 [4P (0.085 \div 0.084 \div 0.017 \div 0.006) \div P (0.072 \div 0.035)]$$

$$= PL_1 (0.048 \div 0.440 \div 0.137) \div PL_2 (0.340 \div 0.336 \div 0.068 \div 0.024 \div 0.072 \div 0.035)$$

$$(-) M_{BA} = P (0.96 \div 8.80 \div 2.74 \div 13.60 \div 13.44 \div 2.72 \div 0.96 \div 2.88 \div 1.40)$$

$$(-) M_{BA} = 3,380 \times 47.50 = - \underline{160.600 \text{ Kg.m.}}$$

$$M_A = - 1, [4P (0.100 \div 0.071) \div P \times 0.165] \div L_2 [4P (0.058 \div 0.057 \div 0.015) \div P (0.059 \div 0.024)]$$

$$M_A = - PL_1 (0.400 \div 0.284 \div 0.165) \div PL_2 (0.232 \div 0.228 \div 0.060 \div 0.049 \div 0.024)$$

$$M_A = P (9.28 \div 9.13 \div 2.40 \div 1.96 \div 0.96 \div 8.00 \div 5.68 \div 3.30)$$

$$M_A = \div 3,380 \times 6.75 = \underline{\div 22,800 \text{ Kg.m.}}$$

$$\text{Corrección } \frac{22,800 \div 160.600}{20} = \div 9.170$$

$$\text{Luego } (-) V_{BA} = 27,600 \div 9.170 = \underline{36,800 \text{ Kg.}}$$

Esfuerzo cortante en 0.75 l:

$$R_B = 18,500 \text{ Kg.} \quad V_{0.75} = 18,500 \text{ Kg.}$$

Corrección de $V_{0.75}$ por los momentos:

$$(-) M_{BA} = 1, [4P(0.130 \div 0.121) \div Px0.061] \div L_2 [4P(0.068 \div 0.084 \div 0.039 \div 0.019) \div P(0.036 \div 0.062)]$$

$$(-) M_{BA} = PL_1(0.520 \div 0.484 \div 0.061) \div PL_2(0.272 \div 0.336 \div 0.156 \div 0.076 \div 0.036 \div 0.062)$$

$$(-) M_{BA} = P(10.40 \div 9.68 \div 122 \div 10.88 \div 13.43 \div 6.24 \div 3.04 \div 1.44 \div 2.48)$$

$$(-) M_{BA} = 3,380 \times 58.81 = - \underline{199,000 \text{ Kg.m.}}$$

$$M_A = - 1, [4P(0.179 \div 0.086) \div Px0.202] \div L_2 [4P(0.046 \div 0.058 \div 0.027 \div 0.013) \div P(0.026 \div 0.043)]$$

$$M_A = - PL_1(0.716 \div 0.344 \div 0.202) \div PL_2(0.184 \div 0.232 \div 0.108 \div 0.052 \div 0.026 \div 0.043)$$

$$M_A = P(7.36 \div 9.28 \div 4.32 \div 2.08 \div 1.04 \div 1.72 - 14.32 - 6.88 - 4.04)$$

$$M_A = 3,380 \times 0.56 = \div 1,900 \text{ Kg.m.}$$

$$\text{Corrección : } \frac{1,900 \div 199,000}{20} = \div 10,000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Luego : } (-) V_{0.75} = 18,500 \div 10,000 = \underline{28,500 \text{ Kg.}}$$

Esfuerzo cortante en 0,5 l,:

$$R_B = 10,870 \quad V_{0.5} = \underline{10,900 \text{ Kg.}}$$

Corrección de $V_{0.5}$ por los momentos:

$$(-) M_{BA} = 1, [4P(0.049 \div 0.120) \div P \times 0.032] \div L_2 [4P(0.030 \div 0.064 \div 0.066 \div 0.043) \div P(0.085 \div 0.008)]$$

$$(-) M_{BA} = PL_1(0.196 \div 0.480 \div 0.032) \div PL_2(0.120 \div 0.256 \div 0.264 \div 0.172 \div 0.085 \div 0.008)$$

$$(-) M_{BA} = P (3.92 \div 9.60 \div 0.64 \div 4.80 \div 10.23 \div 10.56 \div 6.88 \div 3.40 \div 0.32)$$

$$(-) M_{BA} = 3,380 \times 50.35 = - 170,000 \text{ Kg.m.}$$

$$M_A = - 1 [4P (0.192 \div 0.195) \div P (0.062 \div 0.013)] \div [4P(0.020 \div 0.043 \div 0.046 \div 0.040) \div P (0.058 \div 0.005)] L_2$$

$$M_A = - PL_1 (0.768 \div 0.780 \div 0.062 \div 0.013) \div PL_2(0.080 \div 0.172 \div 0.184 \div 0.160 \div 0.058 \div 0.005)$$

$$M_A = P (3.20 \div 6.88 \div 7.36 \div 6.40 \div 2.32 \div 0.20 - 15.36 - 15.60 - 1.24 - 0.26)$$

$$M_A = 3,380 (-6.10) = - \underline{20,600 \text{ Kg.m.}}$$

$$\text{Corrección : } \frac{-20,600 \div 170,000}{20} = \div 7,470$$

$$\text{Luego : } (-) V_{0.5} = 10,900 \div 7,470 = \underline{18,000 \text{ Kg.}}$$

Ordenadas de la envolvente total de esfuerzos cortantes para el tramo A B

En el apoyo A :

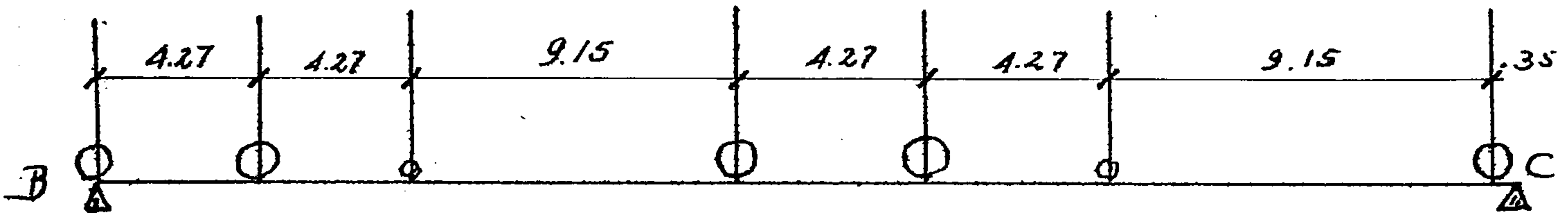
$$(+)\left\{\begin{array}{l} V_A = 43,960 \div 28,000 = 72,000 \text{ Kg.} \\ V_{0.25} = 17,960 \div 22,000 = 40,000 \text{ Kg.} \\ V_{0.5} = - 2,040 \div 11,500 = + 9,500 \text{ Kg.} \end{array}\right.$$

$$(-)\left\{\begin{array}{l} V_{0.5} = - 2,040 - 18,000 = - 20,000 \text{ Kg.} \\ V_{0.75} = - 22,040 - 28,500 = - 50,500 \text{ Kg.} \\ V_{BC} = - 48,040 - 36,800 = - 85,000 \text{ Kg.} \end{array}\right.$$

Cálculo del esfuerzo cortante por sobrecarga en el tramo B C :

Esfuerzo cortante en B :

(Positivo)



$$R_B = \frac{4 P (40 \div 35.73 \div 22.31 \div 18.04 \div 4.62)}{40} \div \frac{P (31.46 \div 13.77)}{40} = \frac{P (482.80 \div 45.23)}{40}$$

$$R_B = \frac{3,380 \times 528.03}{40} = \underline{44,600 \text{ Kg.}}$$

Corrección de V_{BC} por los momentos : (cargando los dos tramos)

$$(-) M_{BC} = L_1 [4P(0.005 \div 0.020) \div Px0.042] \div L_2 [4P(0.079 \div 0.170 \div 0.230 \div 0.013) \div \div P (0.141 \div 0.079)]$$

$$(-) M_{BC} = PL_1(0.020 \div 0.080 \div 0.042) \div PL_2(0.316 \div 0.680 \div 0.520 \div 0.052 \div 0.141 \div 0.079)$$

$$(-) M_{BC} = P (0.40 \div 1.60 \div 0.84 \div 12.62 \div 27.20 \div 20.80 \div 2.08 \div 5.64 \div 3.16)$$

$$(-) M_{BC} = 3,380 \times 74.34 = \underline{- 251,000 \text{ Kg.m.}}$$

$$M_C = \div L_1 [4P(0.018) \div P(0.031)] - L_2 [4P(0.018 \div 0.153 \div 0.199 \div 0.103 \div 0.015) \div \div P (0.047 \div 0.210)]$$

$$M_C = \div PL_1(0.072 \div 0.031) - PL_2(0.072 \div 0.612 \div 0.796 \div 0.412 \div 0.060 \div 0.047 \div 0.210)$$

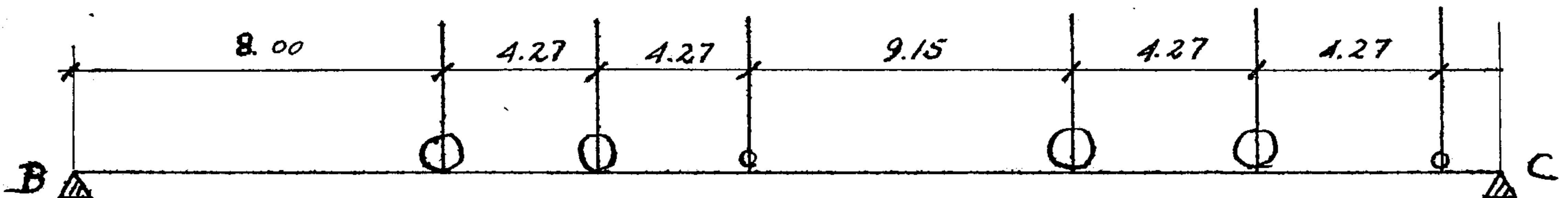
$$M_C = P (1.44 \div 0.62 - 2.88 - 24.50 - 31.80 - 16.50 - 2.40 - 1.88 - 8.40)$$

$$M_C = 3,380 (-86.30) = \underline{-292,000 \text{ Kg.m.}}$$

$$\text{Corrección : } \frac{-292,000 \div 251,000}{40} = -1,025 \text{ Kg.}$$

$$\text{Luego } \div V_{BC} = 44,600 - 1,025 = \underline{43,600 \text{ Kg.}}$$

Esfuerzo cortante en 0.2L₂:



$$R_B = \frac{4P(32 \div 27.73 \div 13.31 \div 9.04)}{40} \div \frac{P(22.46 \div 4.77)}{40} = \frac{P(328.32 \div 27.23)}{40}$$

$$V_{0.2} = \frac{3,380 \times 355.55}{40} = 30,000 \text{ Kg.}$$

Corrección de V_{0.2} por los momentos : (cargando los dos tramos

$$(-) M_{BC} = L_1 [4P(0.040 \div 0.041) \div Px0.012] \div L_2 [4P(0.135 \div 0.173 \div 0.085 \div 0.042) \div \div P(0.175 \div 0.016)]$$

$$(-) M_{BC} = PL_1 (0.160 \div 0.164 \div 0.012) \div PL_2 (0.540 \div 0.692 \div 0.340 \div 0.168 \div 0.175 \div 0.016)$$

$$(-) M_{BC} = P (3.20 \div 3.28 \div 0.24 \div 21.60 \div 27.68 \div 13.57 \div 6.72 \div 700 \div 0.64)$$

$$(-) M_{BC} = 3,380 \times 83,93 = - \underline{284,000 \text{ Kg.m.}}$$

$$M_C = \div L_1 [4P(0.030 \div 0.028) \div Px0.009] - L_2 [4P(0.044 \div 0.086 \div 0.211 \div 0.184) \div \div P(0.139 \div 0.124)]$$

$$M_C = \div PL_1 [0.120 \div 0.112 \div 0.009] - PL_2 [0.176 \div 0.344 \div 0.844 \div 0.736 \div 0.139 \div 0.124]$$

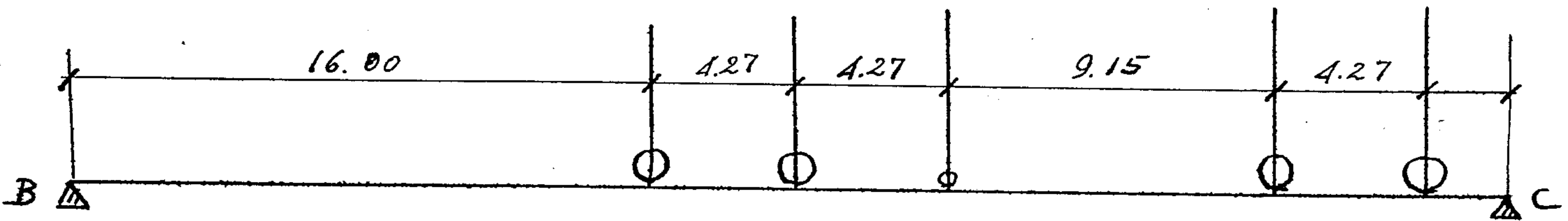
$$M_C = P (2.40 \div 2.24 \div 0.18 - 7.05 - 13.78 - 33.78 - 29.43 - 5.56 - 4.96)$$

$$M_C = 3,380 (-89.74) = - \underline{303,300 \text{ Kg.m.}}$$

$$\text{Corrección - } \frac{-303,300 \div 284,000}{40} = -483 \text{ Kg.}$$

$$\underline{\text{Luego } V_{0.2}} = 30,000 - 483 = \underline{29,500 \text{ Kg.}}$$

Esfuerzo cortante en 0.4 L₃:



$$R_B = \frac{4P (24.19.73 + 6.11 + 1.84) + P(15.26)}{40} = \frac{P(206.72 + 15.26)}{40}$$

$$V_{0.4} = \frac{3,380 \times 221.98}{40} = 18,800 \text{ Kg.}$$

Corrección por los momentos :

$$- M_{BC} = 1, [4P (0.015 + 0.014) + P \times 0.035] + L_2 [4P (0.053 + 0.177 + 0.146 + 0.0 + P (0.121 + 0.097))$$

$$- M_{BC} = PL_1 (0.060 + 0.056 + 0.035) + PL_2 (0.212 + 0.708 + 0.584 + 0.092 + 0.121)$$

$$(-) M_{BC} = P (1.20 + 1.12 + 0.70 + 8.48 + 28.31 + 23.35 + 3.68 + 4.84 + 3.88)$$

$$(-) M_{BC} = 3,380 \times 75.56 = - 255,400 \text{ Kg.m.}$$

$$M_C = +1, [4P (0.010 + 0.010) + P \times 0.027] - L_2 [4P (0.010 + 0.133 + 0.186 + 0.132 + 0.050) + P (0.035 + 0.211)]$$

$$M_C = + PL_1 (0.040 + 0.040 + 0.027) - PL_2 (0.040 + 0.532 + 0.744 + 0.528 + 0.200 + 0.035 + 0.211)$$

$$M_C = P (0.80 + 0.80 + 0.54 - 1.60 - 21.30 - 29.75 - 21.13 - 8.00 - 1.40 - 8.44)$$

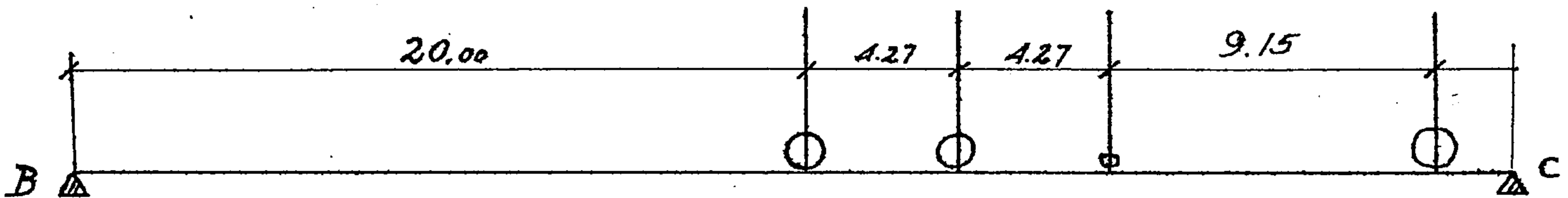
$$M_C = 3,380 (-89.48) = - 302,200 \text{ Kg.}$$

Corrección :

$$= \frac{- 302,200 + 255,400}{40} = - 1,170$$

$$\text{Luego : } V_{0.4} = 18,800 - 1,170 = \underline{17,600 \text{ Kg.}}$$

Cálculo del esfuerzo cortante en 0.5 L₁:



$$R_B = \frac{4P(20 \div 15.73 \div 2.31) \div Px11.46}{40} = \frac{P(152.16 \div 11.46)}{40}$$

$$V_{0.5} = \frac{3,380 \times 163.62}{40} = 13,800 \text{ Kg.}$$

Corrección por los momentos :

$$M_C = \div L_1 [4P(0.009 \div 0.026) \div Px0.031] - L_2 [4P(0.043 \div 0.184 \div 0.211 \div 0.055) \div P(0.071 \div 0.197)]$$

$$M_C = \div PL_1 (0.036 \div 0.104 \div 0.031) - PL_2 (0.172 \div 0.736 \div 0.844 \div 0.220 \div 0.071 \div 0.197)$$

$$M_C = P(0.72 \div 2.08 \div 0.62 - 6.88 - 29.42 - 33.73 - 8.80 - 2.84 - 7.88)$$

$$M_C = 3,380 (-86.13) = - 292,000 \text{ Kg.}$$

$$(-) M_{BC} = L_1 [4P(0.013 \div 0.033) \div Px0.044] \div L_2 [4P(0.046 \div 0.116 \div 0.149 \div 0.101 \div 0.005) \div P(0.165 \div 0.054)]$$

$$(-) M_{BC} = PL_1 (0.052 \div 0.132 \div 0.044) \div PL_2 (0.184 \div 0.464 \div 0.596 \div 0.404 \div 0.020 \div 0.165 \div 0.054)$$

$$(-) M_{BC} = P (1.04 \div 2.64 \div 0.88 \div 7.36 \div 18.56 \div 23.84 \div 16.16 \div 0.80 \div 6.60 \div 2.16)$$

$$M_{BC} = 3,380 \times 80.04 = - 270,600 \text{ Kg.m.}$$

Corrección :

$$= \frac{- 292,000 \div 270,600}{40} = - 535$$

$$\text{Luego : } V_{0.5} = 13,800 - 535 = \underline{13,300 \text{ Kg.}}$$

Cálculo del esfuerzo cortante en C : (Negativo)

$$R_C = V_C = 44,000 \text{ Kg.}$$

Corrección de V_C por los momentos:

$$M_{BC} = L_2 \left[4P (0.010 + 0.124 + 0.164 + 0.091) + P (0.179 + 0.031) \right] = PL_2 \\ (0.040 + 0.496 + 0.656 + 0.364 + 0.210)$$

$$- M_{BC} = PL_2 \times 1.766 = 3,380 \times 40 \times 1.766$$

$$(-) M_{BC} = - 239,000$$

$$M_C = L_2 \left[4P(0.090 + 0.204 + 0.164 + 0.022) + P(0.163 + 0.108) \right] = P L_2 \\ (0.360 + 0.816 + 0.656 + 0.088 + 0.163 + 0.108)$$

$$(-) M_C = P \times L_2 \times 2.191 = 3,380 \times 40 \times 2.191$$

$$(-) M_C = - 296,000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Corrección : } \frac{-239,000 + 296,000}{40} = + 1400 \text{ Kg.}$$

$$\text{Luego } (-) V_C = 44,000 + 1400 = 45,400 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo cortante en $0.8 L_2$:

$$V_{0.8} = 30,000 \text{ Kg.}$$

Corrección por los momentos :

$$(-) M_C = L_2 \left[4P(0.156 + 0.202 + 0.113 + 0.065) + P(0.209 + 0.030) \right] = PL_2 \\ (0.624 + 0.808 + 0.452 + 0.260 + 0.239)$$

$$(-) M_C = 3,380 \times 40 \times 2,383 = - 322,200 \text{ Kg.m.}$$

$$\begin{aligned} (-) M_{BC} &= L_2 [4P(0.028+0.061+0.180+0.159) + P(0.107+0.111)] = \\ &= PL_2 (0.112+0.244+0.720+0.636+0.107+0.111) \end{aligned}$$

$$(-) M_{BC} = 3,380 \times 40 \times 1.93 = - 261,200 \text{ Kg.m.}$$

$$\text{Corrección : } \frac{-261,200 + 322,200}{40} = + 1500 \text{ Kg.}$$

$$\text{Luego } (-) V_{0.8} = 30,000 + 1,500 = 31,500 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo cortante en 0.6 L₂:

$$V_{0.6} \cong 18,800 \text{ Kg.}$$

Corrección por los momentos:

$$\begin{aligned} (-) M_{BC} &= L_2 [4P(0.104+0.151+0.114+0.043) + P \times 0.178] = \\ &= PL_2 (0.416+0.604+0.456+0.172+0.178) \end{aligned}$$

$$(-) M_{BC} = 3,380 \times 40 \times 1.826 = - 247,000 \text{ Kg.m.}$$

$$\begin{aligned} (-) M_C &= L_2 [P(0.210+0.182+0.033+0.008) + P \times 0.126] = P L_2 \\ &(0.840+0.728+0.132+0.032+0.126) \end{aligned}$$

$$(-) M_C = 3,380 \times 40 \times 1.858 = - 251,300 \text{ Kg.}$$

$$\text{Corrección : } \frac{-247,000 + 251,300}{40} = + 100 \text{ Kg.}$$

$$\text{Luego } (-) V_{0.6} = 18,800 + 100 = 18,900 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo cortante en 0.5 L₂:

$$V_{0.5} = 13,100 \text{ Kg.}$$

$$\begin{aligned} (-) M_{BC} &= L_2 [4P(0.028 \div 0.061 \div 0.180 \div 0.159) \div P(0.107 \div 0.111)] = \\ &= PL_2 (0.112 \div 0.244 \div 0.720 \div 0.636 \div 0.107 \div 0.111) \end{aligned}$$

$$(-) M_{BC} = 3,380 \times 40 \times 1.93 = - 261,200 \text{ Kg.m.}$$

$$\text{Corrección : } \frac{-261,200 \div 322,200}{40} = \div 1500 \text{ Kg.}$$

$$\text{Luego } (-) V_{0.8} = 30,000 \div 1,500 = 31,500 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo cortante en 0.6 L₂:

$$V_{0.6} \cong 18,800 \text{ Kg.}$$

Corrección por los momentos:

$$\begin{aligned} (-) M_{BC} &= L_2 [4P(0.104 \div 0.151 \div 0.114 \div 0.043) \div P \times 0.178] = \\ &PL_2 (0.416 \div 0.604 \div 0.456 \div 0.172 \div 0.178) \end{aligned}$$

$$(-) M_{BC} = 3,380 \times 40 \times 1.826 = - 247,000 \text{ Kg.m.}$$

$$\begin{aligned} (-) M_C &= L_2 [4P(0.210 \div 0.182 \div 0.033 \div 0.008) \div P \times 0.126] = P L_2 \\ &(0.840 \div 0.728 \div 0.132 \div 0.032 \div 0.126) \end{aligned}$$

$$(-) M_C = 3,380 \times 40 \times 1.858 = - 251,300 \text{ Kg.}$$

$$\text{Corrección : } \frac{-247,000 \div 251,300}{40} = \div 100 \text{ Kg.}$$

$$\text{Luego } (-) V_{0.6} = 18,800 \div 100 = 18,900 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo cortante en 0.5 L₂:

$$V_{0.5} = 13,100 \text{ Kg.}$$

Corrección por los momentos:

$$(-) M_C = L_2 \{ 4P(0.184 + 0.131) + Px0.078 \} = PL_2(0.736 + 0.524 + 0.078) = PL_2 x 1.338$$

$$(-) M_C = 3,380 x 40 x 1.338 = 179,500 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M_{BC} = L_2 \{ 4P(0.149 + 0.177) + Px0.169 \} = PL_2(0.596 + 0.708 + 0.169) = 3,380 x 40 x 1.473 =$$

$$= - 199,500 \text{ Kg.m.}$$

$$\text{Corrección : } \frac{199,500 + 179,500}{40} = - 500$$

$$\text{Luego } (-) V_{0.5} = 12,600 \text{ Kg.}$$

Ordenadas de la envolvente de Esfuerzos cortantes para el tramo B C :

$$V_{BC} = 90,100 + 43,600 = 133,700 \text{ Kg.}$$

$$V_{0.2} = 45,500 + 29,500 = 75,000 \text{ Kg.}$$

(+)

$$V_{0.4} = 12,500 + 17,600 = 30,100 \text{ Kg.}$$

$$V_{0.5} = - 1,900 + 13,300 = 11,400 \text{ Kg.}$$

$$V_{0.5} = - 1,900 - 12,600 = - 14,500 \text{ Kg.}$$

$$V_{0.6} = - 16,300 - 18,900 = - 35,200 \text{ Kg.}$$

(-)

$$V_{0.8} = - 49,300 - 31,500 = - 80,800 \text{ Kg.}$$

$$V_C = - 93,900 - 45,400 = - 139,300 \text{ Kg.}$$

Cálculo de los esfuerzos cortantes que puede absorber el concreto:

El esfuerzo unitario que puede absorber :

$$\bar{v} = 0.03 f'_c \quad (\text{anclaje especial})$$

$$v = 0.03 \times 210 = 6.3 \text{ Kg./cm}^2.$$

$$V = v b j d$$

$$V = 6.3 \times 70 \times 0.866 \times d$$

$$V = 382d$$

Esfuerzo cortante tomado por el concreto, cada décimo de luz :

Para el tramo A B :

0.0l,	382	x	290	=	110,700 Kg.
0.1 l,	382	x	225	=	86,000 Kg.
0.2 l,	382	x	175	=	66,800 Kg.
0.3 l,	382	x	139	=	53,100 Kg.
0.4 l,	382	x	117	=	44,700 Kg.
0.5 l,	382	x	110	=	42,000 Kg.
0.6 l,	382	x	117	=	44,700 Kg.
0.7 l,	382	x	135	=	51,600 Kg.
0.8 l,	382	x	170	=	64,900 Kg.
0.9 l,	382	x	220	=	84,000 Kg.
1.0 l,	382	x	282	=	107,800 Kg.

Para el tramo B C :

0.0 L ₂	382	x	282	=	107,800 Kg.
0.1 L ₂	382	x	217	=	82,900 Kg.
0.2 L ₂	382	x	170	=	64,900 Kg.
0.3 L ₂	382	x	134	=	51,200 Kg.

0.4 L ₂	382	x	110	=	42,000 Kg.
0.5 L ₂	382	x	105	=	40,100 Kg.
0.6 L ₂	382	x	110	=	42,000 Kg.
0.7 L ₂	382	x	134	=	51,200 Kg.
0.8 L ₂	382	x	170	=	64,900 Kg.
0.9 L ₂	382	x	217	=	82,900 Kg.
1.0 L ₂	382	x	282	=	107,800 Kg.

- - - - -

Cálculo de la pata central del pórtico:

h = 9.5 m. Sección = 0.7 x 1.5

Peso propio: P = 0.7 x 1.5 x 9.5 x 2.400 = 24,000 Kg.

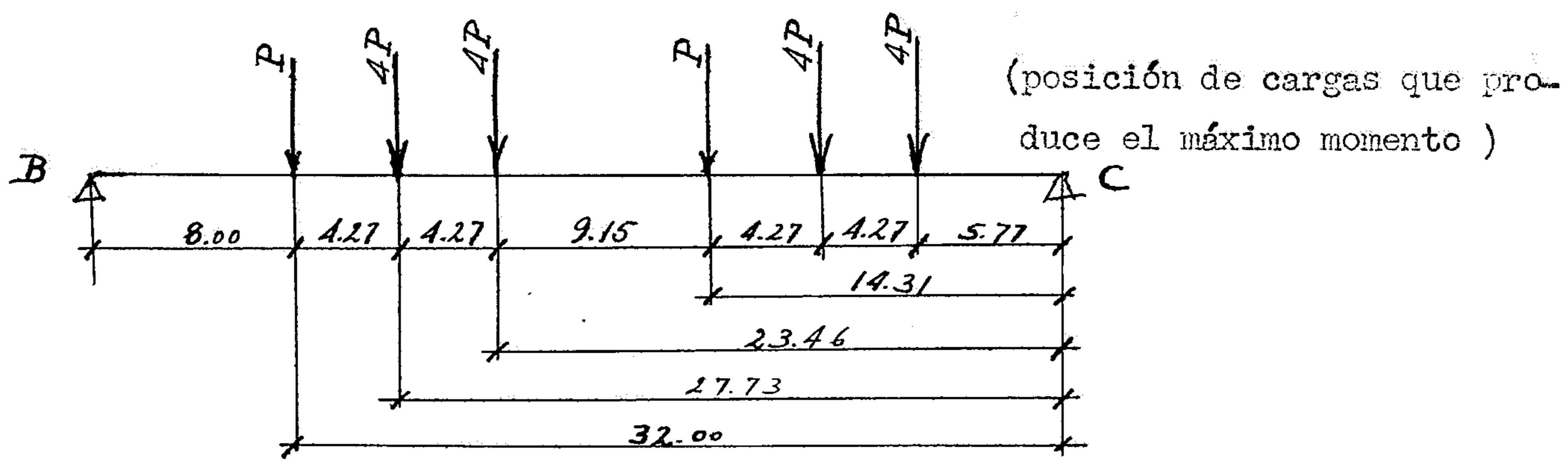
Momento que adúe en la parte superior :

por peso propio : 255,300 Kg.m.

Por sobrecarga : 122,000 Kg.m.

Momento total : 377,300 Kg.m.

Cálculo de la carga axial por sobrecarga :



$$R_B = \frac{P(32+14.31) + 4P(27.73+23.46+10.04+5.77)}{40}$$

$$R_B = \frac{46.31P + 4 \times 67P}{40} = \frac{314.31 P}{40} = \frac{314.31 \times 3,200}{40}$$

$$R_B = 25,200 \text{ Kg.}$$

Carga axial que recibe la pata:

por p p del puente	138,000 Kg.
por " " de la columna	24,000 Kg.
por sobrecarga	<u>25,200</u>
	N = 187,200 Kg.

Cálculo de la columna :

$$M = 377,300 \text{ Kg.m.} \quad N = 187,200 \text{ Kg.}$$

$$t = 1.5 \text{ m.} ; \quad \frac{d'}{t} = \frac{7.5}{150} = 0.05$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{377,300}{187,200} = 2.02$$

$$\frac{d'}{t} = 0.05 \quad e = 2.02 \text{ m.} \quad \frac{e}{t} = 1.345 \quad \frac{t}{e} = 0.74$$

$$\text{Supongo } f_c = 90 \text{ Kg./cm.}^2$$

$$C_2 = \frac{f_c b t^2}{M}$$

$$C_2 = \frac{90 \times 70 \times 22500}{37730000} = \frac{63 \times 2.25}{3773}$$

$$C_2 = 3.8$$

Del diagrama 16 de Peabody :

$$np = 0.42 \quad \text{luego } p = 0.042$$

Cálculo de t_p :

$$f_a = 0.8 \frac{0.225 f_c t + p f_s}{1 + (n-1) p} = 0.8 \frac{47.25 + 58.8}{1.378}$$

$$f_a = 77 \text{ Kg./cm.}^2. \quad a = 60 \text{ cm.}$$

$$C = \frac{77}{94.5} = 0.815 ; \quad R^2 = \frac{t^2 + 12(n-1) p a^2}{12[1 + (n-1) p]} = \frac{2.25 + 1.64}{16.58}$$

$$R^2 = 0.235$$

$$D = \frac{t^2}{2R^2} = \frac{2.25}{0.47} = 4.8$$

$$f_p = f_a \left(\frac{t + De}{t + CDe} \right) ; f_p = 77 \left(\frac{1.5 + 4.8 \times 2.02}{1.5 + 0.815 \times 4.8 \times 2.02} \right)$$

$$f_p = 77 \cdot \frac{15 + 9.7}{1.5 + 7.9} = \frac{77 \times 11.2}{9.4}$$

$$f_p = 91.7 \text{ Kg./cm}^2.$$

Luego $p = 0.04$.

$$A_s = 0.04 \times 150 \times 70 = 420 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A_s = 82 \text{ } \phi \text{ 1"}}$$

Cálculo de la sección de empotramiento :

$$M = 127,300 \text{ (peso propio)}$$

$$M = 44,200 \text{ (por sobrecarga)}$$

$$M = 171,500 \text{ Kg.m.}$$

$$e = \frac{171.500}{187.200} = 0.915 \frac{d'}{t} = \frac{15}{150} = 0.10$$

$$N = 187,200 \text{ Kg.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{0.915}{1.5} = 0.61$$

$$\frac{t}{e} = \frac{150}{91.5} = 1.64$$

Supongo $f_c = 85 \text{ Kg./cm}^2$

$$C_2 = \frac{f_c \cdot bt^2}{M} = \frac{85 \times 70 \times 22500}{17150000} = 7.8$$

$$np = 0.14 \quad p = 0.014 \quad f_a = 0.8 \quad \frac{47 + 19.6}{1 + 0.126} = \frac{0.8 \times 66.6}{1.126}$$

$$f_a = 47.3 \text{ Kg/cm}^2 \quad ; \quad G = \frac{47.3}{94.5} = 0.5 \quad ; \quad D = 5$$

$$f_p = 47.3 \frac{1 \div 5 \times 0.61}{1 \div 0.5 \times 5 \times 0.61} = \frac{47.3 \times 4.05}{2.52} = f_p = 76 \text{ Kg./cm}^2$$

para $p = 0.02$; $f_c = \frac{M}{bt^2} c^2$; $C_2 = 6.8$; $f_c = 10.9 \times 6.8 = 74 \text{ Kg./cm}^2$.

Luego : $A_s = 0.02 \times 150 \times 70 = 210 \text{ cm}^2$.

$A_s \quad 41 \phi 1''$

Cálculo de la data C F :

Sección superior :

$M = 1'083,400 \text{ Kg.m.}$

$N = 139,300 \text{ Kg.}$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1'083,400}{139,300} = 7.77 \quad ; \quad \frac{t}{e} = \frac{3}{7.77} = 0.39$$

$$\frac{e}{t} = \frac{7.77}{3} = 2.59$$

Cálculo del f_c : (Peabody)

$$C_2 = \frac{f_c \cdot bt^2}{M} \quad \text{supongo : } f_c = 90 \text{ Kg./cm}^2$$

$$C_2 = \frac{90 \times 70 \times 90000}{108'340,000} = 5.23$$

Con este valor entro en el diagrama 16 de Peabody y determino

p : Del diagrama: $np = 0.22$; $n = 10$
 $p = 0.022$

Con este valor de p, calculo fp y hago un nuevo tanteo:

$$f_a = 0.8 \frac{47.3 \div 30.8}{1 \div 0.2} = \frac{0.8 \times 78.1}{1.2} = \frac{62.5}{1.2}$$

Luego : $f_a = 52 \text{ Kg./cm}^2$.

$$C = \frac{52}{94.6} = 0.55$$

$$R^2 = \frac{9 \div 12 \times 9 \times 0.022 \times 1.82}{12 \times 1.198} = \frac{9 \div 4.33}{12 \times 1.198} = \frac{13.33}{14.37} = 0.928$$

$$D = \frac{9}{1.856} = 4.86$$

$$f_p = 52 \cdot \frac{1 \div 4.86 \times 2.59}{1 \div 0.55 \times 4.86 \times 2.59} = 52 \cdot \frac{1 \div 12.6}{1 \div 6.9} = 52 \cdot \frac{13.6}{7.9} = 52 \cdot 1.72$$

Luego $f_p = 89.5 \text{ Kg./cm}^2$.

$$89.5 \approx 90$$

Luego la sección tendrá 2.2% de acero

$$A_s = 0.022 \times 21.000 = \underline{462 \text{ cm}^2}$$

Luego en la cara superior tendrá 9l. ϕ 1"

Cálculo de la sección a 6 m. de altura (a 3.5 m. de la cara superior)

$$M = 526,000 \text{ Kg.m.}$$

$$N = 139,300 \div \frac{(3 \div 1.9)}{2} \times 3.5 \times 0.7 \times 2500 = 139,300 \div 15.000$$

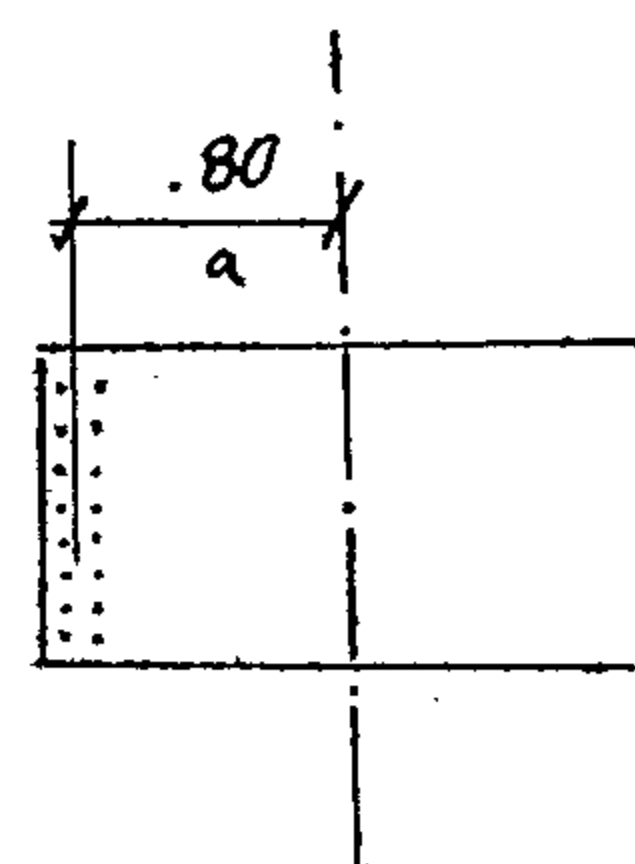
$$N = 154,300 \text{ Kg.}$$

$$e = \frac{526,000}{154,300} = 3.41$$

$$t = 1.9 \quad \frac{e}{t} = 1.8$$

$$n = 10 \quad a = 0.8$$

$$\frac{t}{e} = \frac{1.9}{3.41} = 0.57 \quad \frac{d'}{t} = 0.08$$



Cálculo de f_c :

Supongo $f_c = 86 \text{ Kg./cm}^2$.

$$C_2 = \frac{f_c b t^2}{M} = \frac{86 \times 70 \times 361}{5260} = \frac{602 \times 361}{52600}$$

$$C_2 = 4.13 ; \frac{t}{e} = 0.57$$

para $\frac{d'}{t} = 0.10$: $np = 0.44$; $p = 0.044$

para $\frac{d'}{t} = 0.05$: $np = 0.34$; $p = 0.034$

para $\frac{d'}{t} = 0.08$: $np = 0.40$; $p = 0.040$

Cálculo del f_p :

$$f_a = 0.8 \frac{47.3 + 56}{1 + 0.36} = \frac{0.8 \times 103.3}{1.36}$$

$$f_a = 60.8 \text{ Kg./cm}^2$$

$$c = \frac{60.8}{94.6} = 0.64$$

$$R^2 = \frac{3.61 + 108 \times 0.04 \times 0.64}{12 \times 1.36} = \frac{3.61 + 2.76}{16.33} = \frac{6.37}{16.33} = 0.39$$

$$D = \frac{3.61}{0.78} = 4.63$$

$$f_p = 60.8 \frac{1 + 4.63 \times 1.8}{1 + 0.64 \times 4.63 \times 1.8} = 60.8 \frac{1 + 8.33}{1 + 5.33} = \frac{60.8 \times 9.33}{6.33}$$

$$f_p = 89.5 \text{ Kg./cm}^2$$

$$\text{Supongo } f_c = 89 \text{ Kg./cm}^2$$

$$C_2 = \frac{89 \times 70 \times 36100}{52600000} = 4.27$$

$$\begin{aligned} \text{para } d'/t &= 0.10 & ; & \quad np = 0.41 \\ \text{para } d'/t &= 0.05 & ; & \quad np = 0.31 \\ \text{para } d'/7 &= 0.08 & ; & \quad pp = 0.37 \quad ; \quad p = 0.037 \end{aligned}$$

Valor de f_p :

$$f_a = \frac{0.8 (47.3+51.7)}{1.33} = \frac{0.8 \times 99}{1.33}$$

$$f_a = 59.5 \text{ Kg./cm}^2$$

$$C = \frac{59.5}{94.6} = 0.63$$

$$R^2 = \frac{3.61+108 \times 0.037 \times 0.64}{12 \times 1.33} = \frac{3.61+2.56}{16} = \frac{6.17}{16} = 0.386$$

$$D = \frac{3.61}{0.772} = 4.68$$

$$f_p = 59.5 \frac{1+4.68 \times 1.8}{1+0.63 \times 4.68 \times 1.8} = \frac{59.5 (1+8.42)}{1+5.3} = \frac{59.5 \times 9.42}{6.3}$$

$$f_p = 89 \text{ Kg./cm}^2$$

Luego : $n = 0.037$

$$A_s = \frac{0.037 \times 70 \times 190}{1} = 490 \text{ cm}^2$$

luego a 6 cm. tendrá $A_s = 96 \text{ } \phi \text{ 1"}$

Cálculo en la sección de empotramiento :

$$t = 1.50 \text{ m.}$$

$$M = 258.000 \text{ Kg.m.}$$

$$N = 139,300 \div \frac{(4.5)}{2} \times 9.5 \times 0.7 \times 2500 = 139,300 \div 37,400 \text{ Kg.}$$

$$N = 176,700 \text{ Kg.}$$

$$e = \frac{258,000}{176,700} = 1.46 \text{ m.} \quad \frac{d'}{t} = 0.1$$

$$\frac{e}{t} = \frac{1.46}{1.5} = 0.97 \quad ; \quad \frac{t}{e} = 1.03$$

supongo : $f_c = 85 \text{ Kg./cm.}^2$.

$$C_2 = \frac{f_c b t^2}{M} = \frac{85 \times 70 \times 22500}{258.00000}$$

$$C_2 = 5.2$$

Peabody : diagrama 17 $np = 0.33$; $p = 0.033$

$$f_a = \frac{0.8 (0.225 f_c + p f_s)}{1 + (n-1) p}$$

$$f_a = \frac{0.8 (47 + 41)}{1 + 0.3} = \frac{70.5}{1.3} = 54 \text{ Kg./cm}^2$$

$$C = \frac{54}{94.5} = 0.57$$

$$R^2 = \frac{t^2 + 12(n-1) p a^2}{12[1 + (n-1)p]} = \frac{2.25 + 108 \times 0.033 \times 0.34}{12 \times 1.3} = \frac{2.25 \times 1.21}{15.6}$$

$$R^2 = \frac{3.46}{15.6} = 0.23$$

$$D = \frac{2.25}{0.46} = 5$$

$$f_p = f_a \left(\frac{1 + D \frac{e}{t}}{1 + CD \frac{e}{t}} \right) = 54 \left(\frac{1 + 5 \times 0.97}{1 + 0.57 \times 5 \times 0.97} \right) = \frac{54 \times 5.85}{3.76}$$

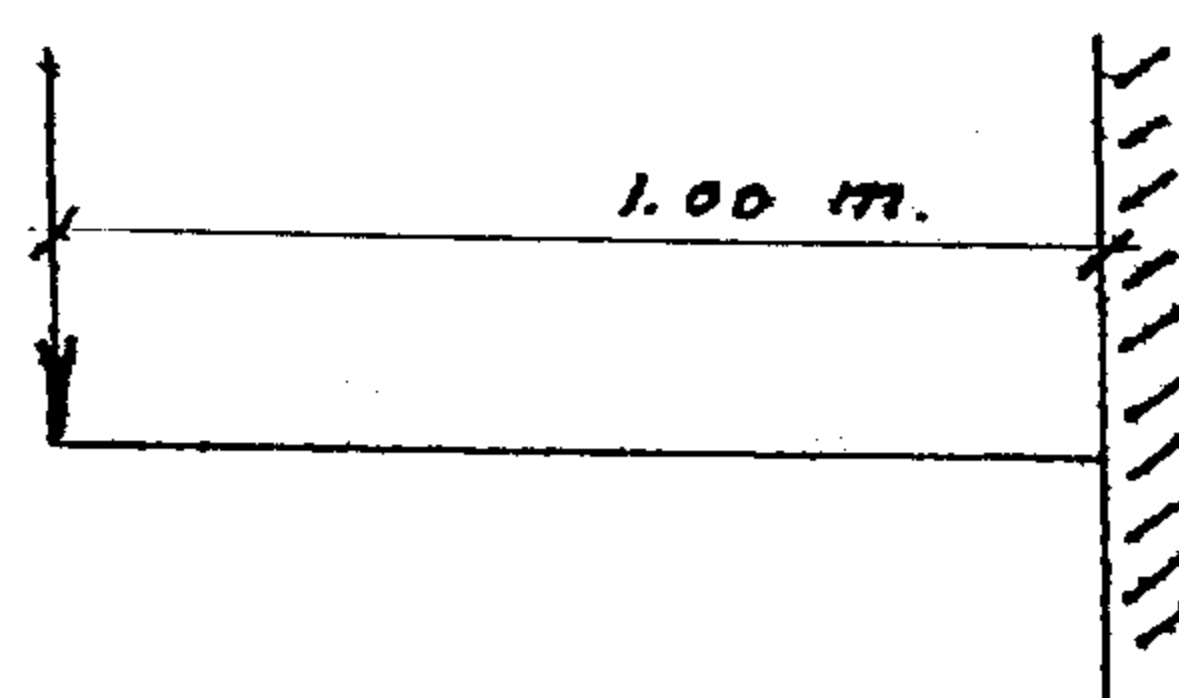
$$f_p = 84 \text{ Kg./cm}^2 \text{ (que chequea con el supuesto de } 85 \text{ Kg./cm}^2 \text{)}$$

luego $p = 0.033$

$$A_s = 0.033 \times 70 \times 150 = 346 \text{ cm}^2$$

luego en la sección de empotramiento tendrá $68 \text{ } \phi \text{ 1"}$.

Chequeo del volado de la vereda:



Peso de la baranda:

Peso de la pilastra:

(cuerpo) : $0.57 \times 0.28 \times 0.9 \times 2400 = 345 \text{ Kg.}$

(molduras): $0.12 \times 0.40 \times 0.67 \times 2400 = 78 \text{ ''}$

Peso de la baranda:

(cuerpo) : $2400 (0.1 \times 0.9 - 0.1 \times 0.3 \times 0.15 \times 4) = 173 \text{ Kg.}$

(molduras) : $0.15 \times 0.4 \times 2400 = \underline{144 \text{ ''}}$

Peso por metro de baranda : 740 Kg.

Momento por sobrecarga:

(-) $M_{S/C} = 500 \times 0.5 = \underline{250 \text{ Kg.m.}}$

Momento por la baranda:

(-) $M_B = 740 \times 1 = \underline{740 \text{ Kg.m.}}$

Momento por peso propio:

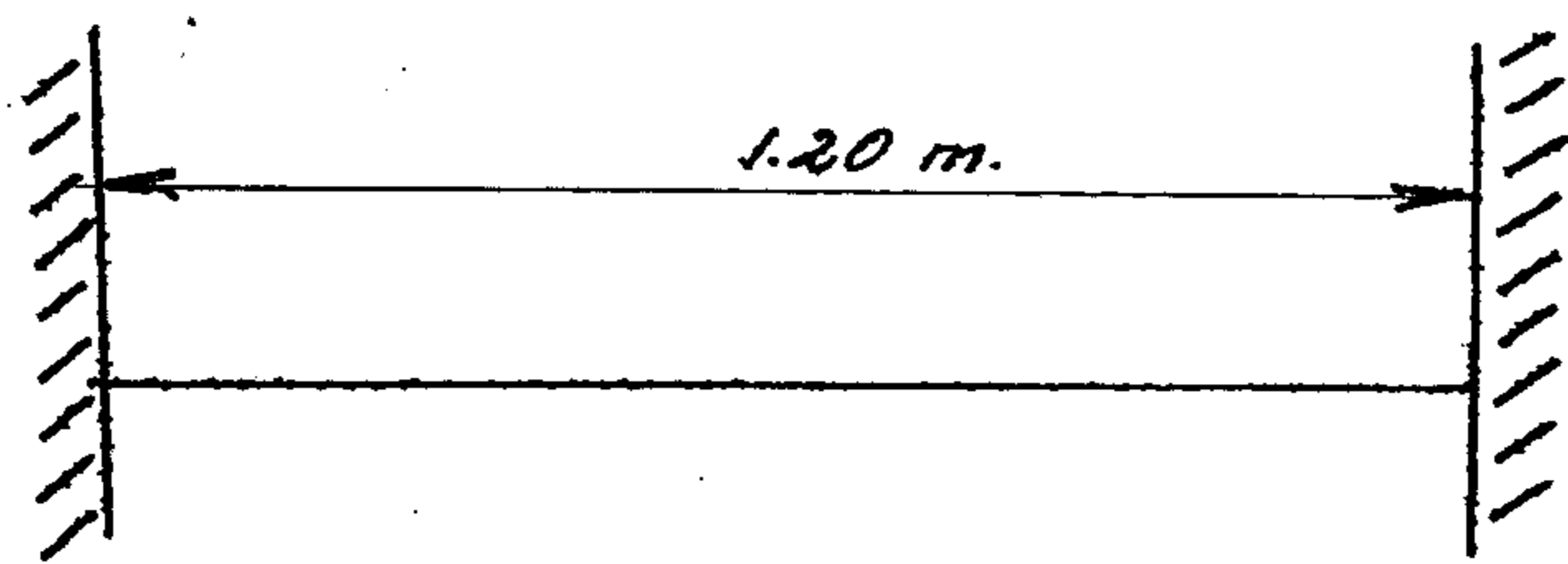
$pp = (0.15 + 0.35) 0.6 \times 2400 = 720 \text{ Kg.}$

(-) $M_{pp} = 720 \times 0.4 = 288 \text{ Kg.m.}$

Momento de empotramiento:

(-) $M_{\text{máx}} = 1300 \text{ Kg.m.}$

Cálculo del acero en la vereda:



Momento de empotramiento:

por p.p. $0.10 \times 2400 = 240 \text{ Kg/m}^2.$

$$(-) M_{p.p.} = \frac{240 \times 1.2^2}{12} = 20 \times 1.44$$

$$(-) M_{p.p.} = \underline{28.8 \text{ Kg.m.}}$$

por sobrecarga:

$$(-) M_{s/c} = \frac{500 \times 1.2^2}{12} = \frac{1.44 \times 250}{6} = 0.24 \times 250$$

$$(-) M_{s/c} = 60 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M_r = 90 \text{ Kg.m.}$$

Momento positivo:

como simplemente apoyada $(+) M_r = \frac{740 \times 1.2^2}{8} = 185 \times 0.72$

$$(+) M_r = 135 \text{ Kg.m.}$$

Momento positivo : $(+) M = 45 \text{ Kg.m.}$

Altura útil:

$$d = 0.3 \sqrt{90} = 0.3 \times 9.5 = 3 \text{ cm.}$$

Luego el acero se puede poner al centro.-

Cálculo del área de acero:

$$(-) A_s = \frac{90}{14 \times 866 \times 5} = 1.5 \text{ cm}^2.$$

Acero de temperatura :

$$A_s \text{ temp.} = 0.001 b d = 0.601 \times 100 \times 5 = 0.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \text{ princ.} = 2 \text{ cm}^2.$$

$$\phi \ 3/8'' \quad (a) \ 30 \text{ cm.}$$

Acero de repartición :

$$\phi \ 3/8'' \quad (a) \ 45 \text{ cm.}$$

Chequeo del acero del sardinel :

$$M = 750 \text{ Kg.} \times 0.25 = 190 \text{ Kg.m.}$$

$$A_s = \frac{190}{14 \times 0.866 \times 15} = \frac{19}{21 \times 0.866} = \frac{19}{18.18} = 1.1 \text{ cm}^2.$$

Luego basta $\phi \ 3/8'' \quad (a) \ 30 \text{ cm.}$

GURVA GIRCULAR DE ENLACE ENTRE LA PATA Y FONDO DE VIGA

Ecuación de la parábola :

(Tramo de 40 mts.)

$$y = \frac{4 f x}{l^2} (l - x)$$

$$f = 1.80$$

$$l = 37.75$$

1°.- valor de x : $x = 1.50 \text{ m.}$

2°.- ordenada para x = 1.5

$$y = \frac{4 \times 1.8 \times 1.5}{37.75^2} (37.75 - 1.5)$$

$$y = \frac{10.8 \times 36.25}{1425.06} = 0.275$$

$$y = 0.275 \text{ m.}$$

$$3^{\circ}.- \quad y = \frac{4 f x}{1} - \frac{4 f x^2}{1^2}$$

$$\frac{d y}{d x} = \frac{4 f}{1} - \frac{8 f x}{1^2} = \frac{4 f}{1} \left(1 - \frac{2 x}{1}\right)$$

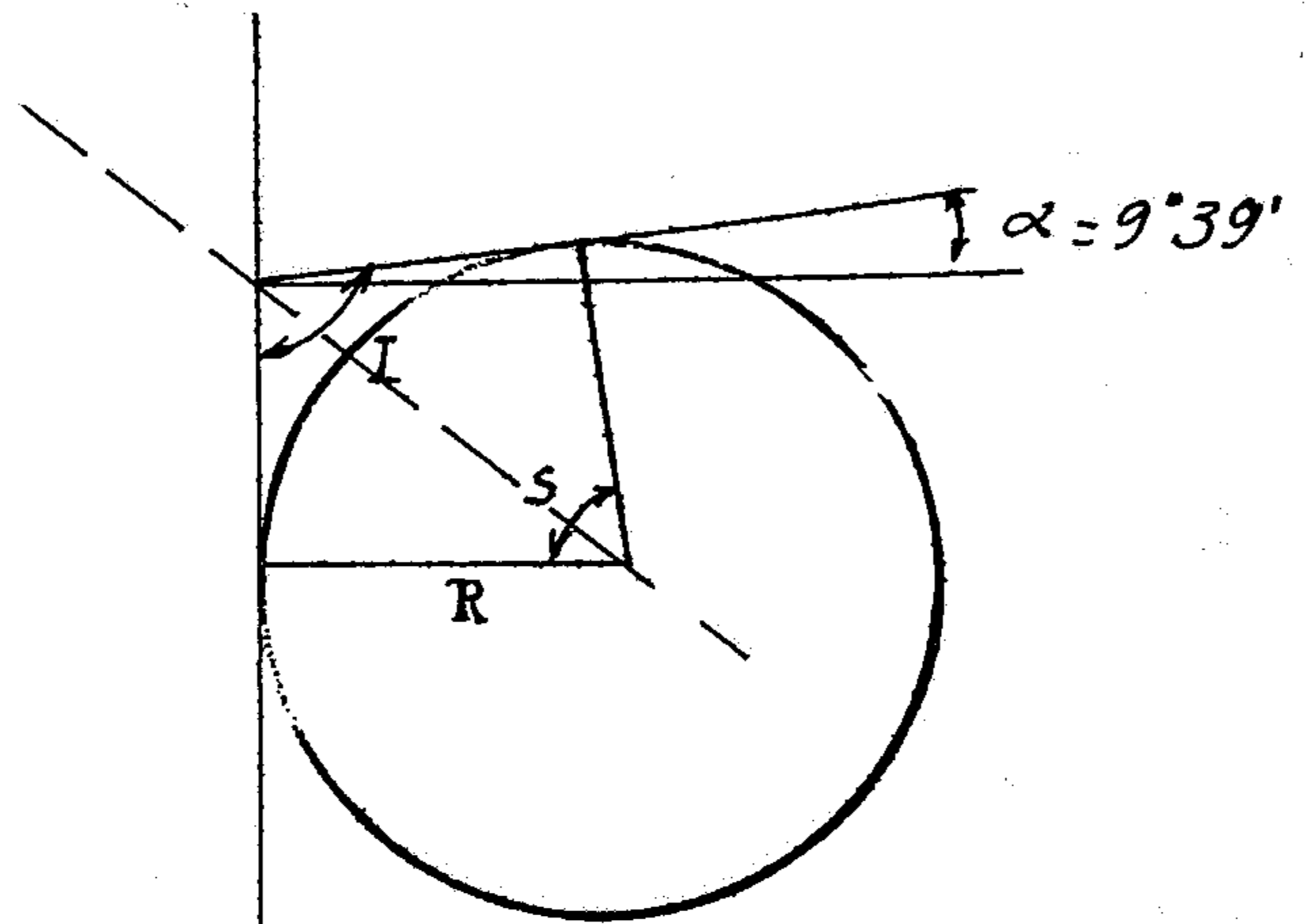
$$\frac{d y}{d x} = \frac{4 x \cdot 1.8}{37.76} \left(1 - \frac{2 x}{37.75}\right)$$

$$\frac{d y}{d x} = 0.186 (1 - 0.053 x)$$

$$\frac{d y}{d x} = 0.186 - 0.00986 x$$

$$\frac{d y}{d x} = 0.186 - 0.0148$$

$$\underline{\frac{d y}{d x} = 0.17}$$



4^o.- Componente vertical de tangente:

$$\frac{17}{100} = \frac{x}{1.5} \quad ; \quad x = \frac{17 \times 1.5}{100} = \underline{0.25 \text{ m.}}$$

5^o.- Longitud de tangente:

$$L = \sqrt{0.25^2 + 1.5^2} = \sqrt{0.0625 + 2.25} = \sqrt{2.3125}$$

$$\underline{L = 1.52}$$

6^o.- Altura sobre la base, del centro de la circunferencia:

$$\Delta = 8.275 - (0.25 + 1.52) = 8.275 - 1.77$$

$$\underline{\Delta = 6.505}$$

7°.- Longitud del radio:

Angulo externo:

El ángulo de la tg con la horizontal :

$$\text{tg } \alpha = 0.17 ; \alpha = 9^\circ 39'$$

$$\text{Angulo externo I} = 99^\circ 39'$$

$$I/2 = 49^\circ 49'$$

La mitad del ángulo en el centro :

$$S/2 = 90^\circ - 49^\circ 49' = 40^\circ 11'$$

$$\text{tg } S/2 = \frac{1.52}{R} ; R = \frac{1.52}{0.84} = 1.82$$

$$\underline{R = 1.82 \text{ m.}}$$

Para el Tramo de 20 mts.-

$$y = \frac{4 f x}{l^2} (1 - x) \quad \begin{array}{l} f = 1.80 \\ l = 17.75 \end{array}$$

1°.- Valor de x:

$$\underline{x = 1.45}$$

2°.- Ordenada para $x = 1.45$

$$y = \frac{4 \times 1.80 \times 1.45}{17.75^2} (17.75 - 1.45)$$

$$y = \frac{10.44 \times 16.30}{315.06} = \frac{170.17}{315.06}$$

$$\underline{y = 0.54 \text{ m.}}$$

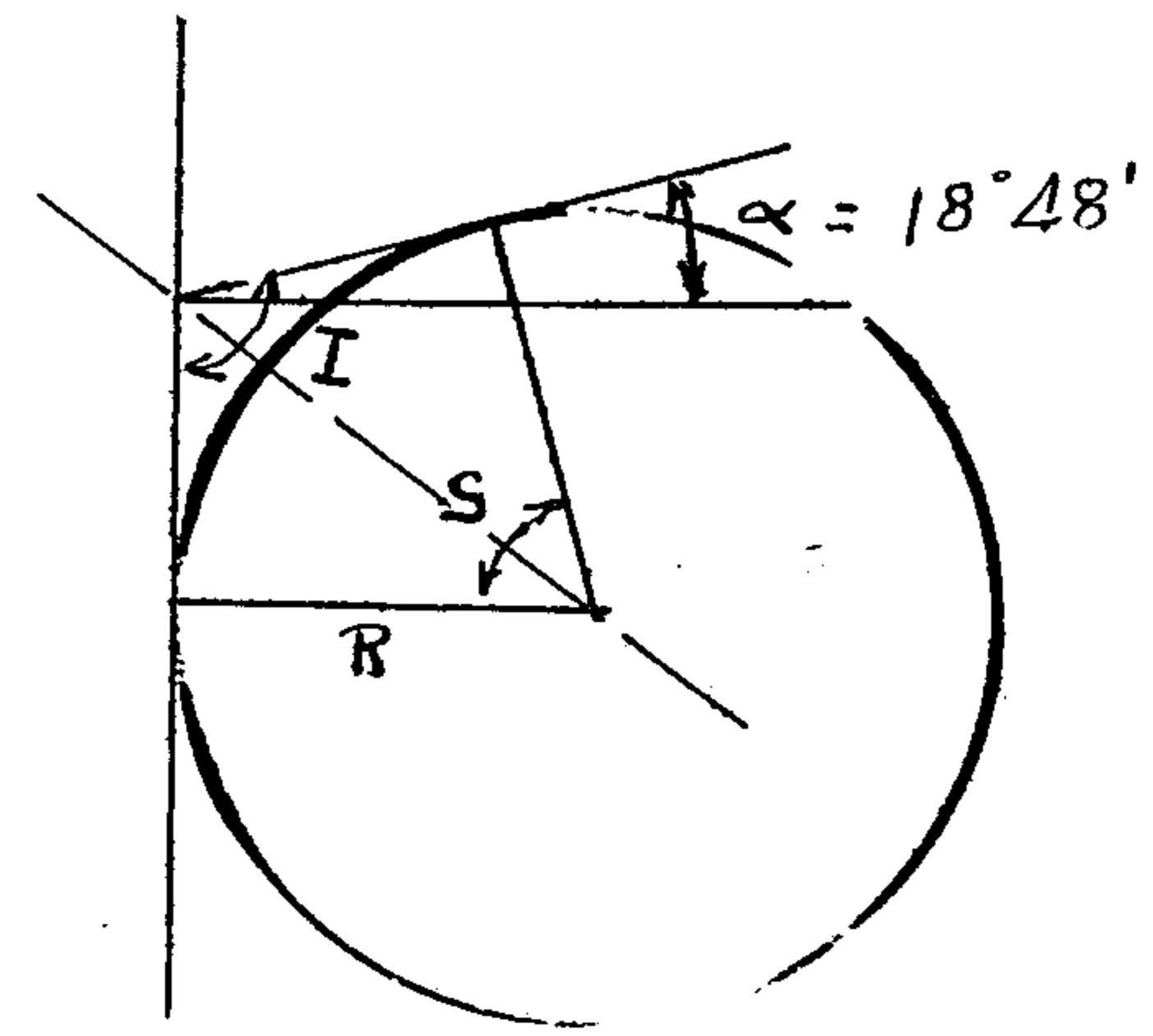
3°.- Inclinación de la tg.

$$\frac{d y}{d x} = \frac{4 t}{1} \left(1 - \frac{2 x}{1} \right)$$

$$\frac{d y}{d x} = \frac{4 \times 1.8}{17.75} \left(1 - \frac{2.9}{17.75} \right)$$

$$\frac{d y}{d x} = 0.405 \times 0.837$$

$$\frac{d y}{d x} = 0.34$$



4°.- Componente vertical de la tg.-

$$\frac{34}{100} = \frac{x}{1.45} ; \quad x = \frac{1.45 \times 34}{100} = \underline{0.49 \text{ m.}}$$

5°.- Longitud de tangente:

$$L = \sqrt{\frac{0.49^2}{1} + \frac{1.45^2}{1}} = \sqrt{0.2401 + 2.1025} = \sqrt{2.3426}$$

$$\underline{\underline{L = 1.53 \text{ m.}}}$$

6°.- Altura del centro de la circunferencia, sobre la base:

$$\Delta = 8.54 - (0.49 + 1.53) = 8.54 - 2.02$$

$$\underline{\underline{\Delta = 6.52 \text{ m.}}}$$

7°.- Longitud del radio:

Angulo externo:

Angulo de la tg. con la horizontal:

$$\text{tg } \alpha = 0.34 ; \quad \alpha = 18^{\circ}48'$$

$$\text{Angulo externo } I = 108^{\circ}48'$$

$$I/2 = 54^{\circ}24'$$

La mitad del ángulo en el centro:

$$S/2 = 90^\circ - 54^\circ 24' = 35^\circ 36'$$

$$\text{tg } S/2 = \frac{1.53}{R} ; R = \frac{1.53}{\text{tg} 35^\circ 36'} = \frac{1.53}{0.715}$$

$$\underline{\underline{R = 2.14 \text{ m.}}}$$

DETERMINACION DE ESTRIBOS POR ESFUERZO CORTANTE.

Cálculo por las fórmulas de Peabody y el diagrama/

Cálculo de los estribos por metro:

$$v = \frac{V}{b j d} ; S = \frac{a_s f_s j d}{V_s}$$

Máximo v :

$$v = \frac{133,700}{70 \times .866 \times 280} = 7.87 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$v_c = 0.03 f'_c = 0.03 \times 210 = 6.3$$

$$v_s = 1.57 \text{ Kg./cm}^2.$$

$$V_s = 1.57 \times 70 \times .866 \times 280 = 26,600 \text{ Kg.}$$

Cálculo de los espaciamientos:

$$S = \frac{a_s f_s j d}{V_s}$$

$\phi' 1/2''$
 $a_s = 2.52 \text{ cm}^2.$
 $f_s = 1.400 \text{ Kg/cm}^2.$
 $j = 0.866$

En el 1er. metro:

$$S = \frac{2.52 \times 1400 \times 0.866 \times d}{V_s} = 3055 \frac{d}{V_s}$$

$$S = 3055 \frac{250}{26000} = 29.3 \text{ cm.}$$

luego: $1/2''$ (a) 30 cm en 2m.

En el 3er. y 4o. metro:

$$S = 3055 \frac{220}{24000} = 28 \text{ cm.}$$

En el 5o. metro:

$$S = 3055 \frac{210}{19000} = 33.8 \text{ cm.}$$

En el 6o. metro:

$$S = 3055 \frac{190}{16000} = 36.2 \text{ cm.}$$

En el 7o. metro :

$$S = 3055 \frac{180}{13000} = 42.3 \text{ cm.}$$

En el 8o. metro:

$$S = 3055 \frac{170}{10000} = 52 \text{ cm.}$$

4 m (a)	<u>30</u>
2 m (a)	<u>35</u>
1 m (a)	<u>40</u>
1 m (a)	<u>50</u>
resta (a)	<u>50</u>
hasta	12 m.
lo demás a	1 m.

Cálculo de los estribos en el extremo derecho:

$$S = 3055 \frac{d}{V_s}$$

En los 3 primeros metros:

$$S = 3055 \frac{230}{32000} = 22 \text{ cm.}$$

En el 4° metro:

$$S = 3055 \frac{220}{30000} = 22.4 \text{ cm.}$$

En el 5° metro:

$$S = 3055 \frac{210}{28000} = 23 \text{ cm.}$$

En el 6° metro:

$$S = 3055 \frac{190}{25000} = 23.2 \text{ cm.}$$

En el 7° metro:

$$S = 3055 \frac{180}{22000} = 25 \text{ cm.}$$

En el 8° metro:

$$S = 3055 \frac{170}{19000} = 27.4 \text{ cm.}$$

En el 9° metro:

$$S = 3055 \frac{155}{17000} = 28 \text{ cm.}$$

En el 10° y 11° metro:

$$S = 30.55 \frac{140}{13000} = 32 \text{ cm.}$$

En el 12° y 13° metros:

$$S = 3055 \cdot \frac{125}{9000} = 42 \text{ cm.}$$

En el 14° metro:

$$S = 3055 \cdot \frac{115}{5400} = 65 \text{ cm.}$$

4 m. @ 20 cm.

4 m. @ 25 cm.

3 m. @ 30 cm.

2 m. @ 40 cm.

1 m. @ 50 cm.

resto a @ 1.00 m.

Luego los estribos irán como sigue:

En el tramo A B :

Estribos a 1 m. comenzando en la cara

▮ ϕ 1/2" @ 1.00 m. (en todo el tramo)

En el tramo B C :

Lado Izquierdo:

empezando en la cara: estribos de 1/2"

14 ▮ @ 30 cm.; 6 ▮ @ 35 cm.; 3 ▮ @ 40 cm.; 8 ▮ @ 50 cm.

resto a 1 m.

Lado derecho:

empezando en la cara : estribos de 1/2"

21 ▮ @ 20cm; 16 ▮ @ 25 cm.; 10 ▮ @ 30 cm.; 5 ▮ @ 40 cm.;

2 ▮ @ 50 cm.; resto a 1 m.

Chequeo de la adherencia en las vigas del pórtico:

$$\Sigma. = \frac{V}{u j d} \quad u = 10.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

Adherencia en el apoyo "C"..

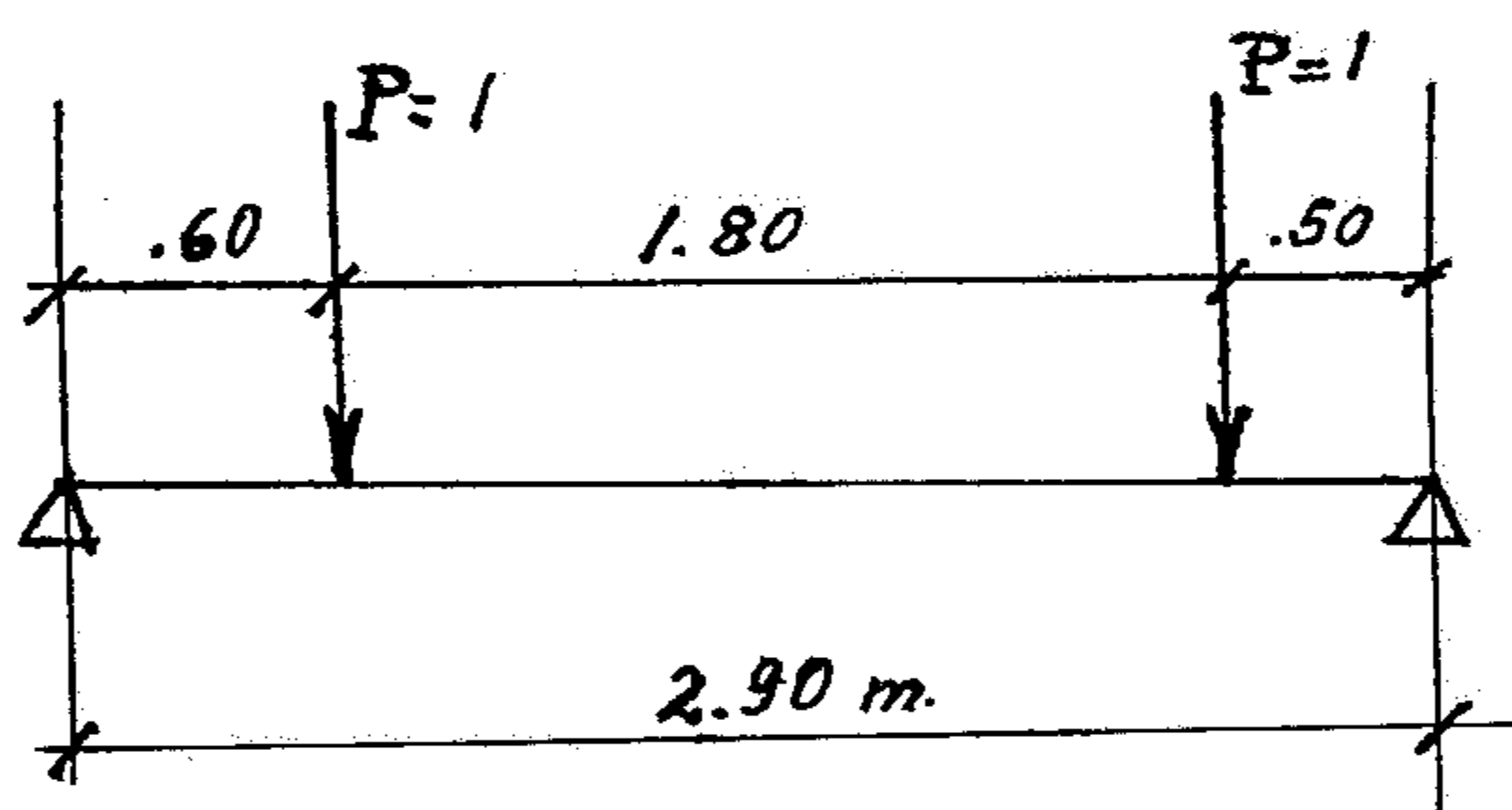
Perímetro existente: $63 \text{ } \phi \text{ 1" } \times 8 \text{ cm.} = 505 \text{ cm.}$

Perímetro necesario: $\Sigma. = \frac{139,280}{10.5 \times .866 \times 280} = 55 \text{ cm.}$

Luego chequea perfectamente.

Chequeo de la viga extrema:

Concentración de carga :



$$R_A = \frac{2.3 + 0.5}{L}$$

$$R_A = \frac{2.8}{2.9}$$

$$R_A = 0.97$$

Puedo considerar 1. como concentración de carga.

Luego los momentos máximos así como las áreas de acero de las vigas interiores, se dividirán por 1.97 para las vigas exteriores.

Debido a peso propio :

Comparación de los pesos propios considerando que solo varía la parte de la losa:

Pesos por metro:

De la baranda : 740 Kg.

De la vereda : 720 Kg.

De la losa : $\frac{530 \text{ Kg.}}{1990 \text{ "}}$

Viga externa

T o t a l : 1,990 Kg.

Peso por metro :

Viga interior : 1,056 Kg.

Relación de pesos propios :

Al centro del tramo :	$\frac{4000 \div 1990}{4000 \div 1056} = 1.18$	} Tomo el promedio Relación de p.p. <u>1.15</u>
Al extremo del tramo :	$\frac{7000 \div 1990}{7000 \div 1056} = 1.11$	

Cálculo de los momentos máximos para las vigas exteriores :

En el apoyo C :

Momento máximo de sobrecarga :

(-) $M_{\text{máx.}} = 287,000 \times 0.51 = 146,000 \text{ Kg.m.}$

Momento máximo de peso propio :

(-) $M_{\text{máx.}} = 796,400 \times 1.15 = \underline{915,860 \text{ Kg.m.}}$
 (-) $M_{\text{máx.}} = 1,061.860 \text{ " "}$

Lo cual da una variación muy pequeña en los momentos que no vale la pena tomar en cuenta para el área de acero.

Cálculo de la pata extrema del tramo menor :

Chequeo de la sección con el acero mínimo :

$p = 0.01$

Luego : f_p

$f_a = 0.8 \frac{47 \div 14}{1 \div 0.09} = \frac{0.8 \times 61}{1.09} = 45 \text{ Kg./cm}^2.$

$$C = \frac{45}{94.5} = 0.476$$

$$D = 5$$

$$f_p = f_a \left(\frac{1 + D \frac{t}{e}}{1 + CD \frac{t}{e}} \right)$$

Momento que actúa : (sección superior)

$$M_{\max} = 115,000 \text{ Kg.m.}$$

Carga axial : por peso prop. 44,000 Kg.

$$\text{por sobrecarga: } \frac{25,000 \text{ ''}}{N = 69,000 \text{ Kg.}}$$

$$\frac{d'}{t} = 0.05$$

$$e = \frac{115}{69} = 1.67 \quad \frac{e}{t} = \frac{1.67}{3} = 0.557$$

$$\frac{t}{e} = 1.8$$

$$f_p = 45 \cdot \frac{1 + 2.78}{1 + 1.32} = \frac{45 \times 3.78}{2.32} =$$

$$f_p = 73 \text{ Kg/cm}^2.$$

Cálculo de f_c (Diagrama 16 de Peabody)

$$f_c = \frac{M}{b t^2} \cdot C_2 \quad C_2 = 8.4$$

$$f_c = \frac{115}{7 \times 9} \times 8.4$$

$$f_c = 16 \text{ Kg./cm}^2.$$

Luego, chequea con acero mínimo :

Acero en la sección superior

$$A_s = 0.01 \times 70 \times 300$$

$$A_s = 210 \text{ cm}^2. \quad 42 \phi 1''$$

o sea 21 fierros a cada lado.

2 capas de $8 \phi 1''$

1 " de $5 \phi 1''$

En una sección 3 m. más abajo :

$$b = 70 \text{ cm.} ; \quad t = 2.70 \text{ m.}$$

$$A_s = 70 \times 270 \times 0.01 = 189 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 38 \phi 1''$$

2 capas de $8 \phi 1''$

1 " de $3 \phi 1''$

En una sección a 3.5 m. sobre la zapata :

$$b = 70 \text{ cm.} \quad t = 2.20 \text{ m.}$$

$$A_s = 70 \times 220 \times 0.01 = 153 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 32 \phi 1''$$

2 capas de $8 \phi 1''$

En una sección a 1 m. sobre la zapata :

$$b = 70 \text{ cm.} ; \quad t = 1.7 \text{ m.}$$

$$A_s = 70 \times 170 \times 0.01 = 119 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 24 \phi 1''$$

1 capa de $8 \phi 1''$

1 " de $4 \phi 1''$

En la sección de empotramiento :

$$b = 70 \text{ cm} ; \quad t = 1.5 \text{ m.}$$

$$A_s = 70 \times 150 \times 0.01 = 105 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 22 \phi 1''$$

Lo mismo que la sección anterior

Cálculo de las zapatas :

Zapata margen derecha :

Estudio la zapata total como cuerpo libre, y como si fuera rectangular :

Momentos que trasmite las patas :

$$M = 262,400 \times 3 = 787,200 \text{ Kg.}$$

$$M = 787,200 \text{ Kg.m.}$$

Peso propio de la zapata :

$$P = 5 \times 5 \times 10 \times 2300 =$$

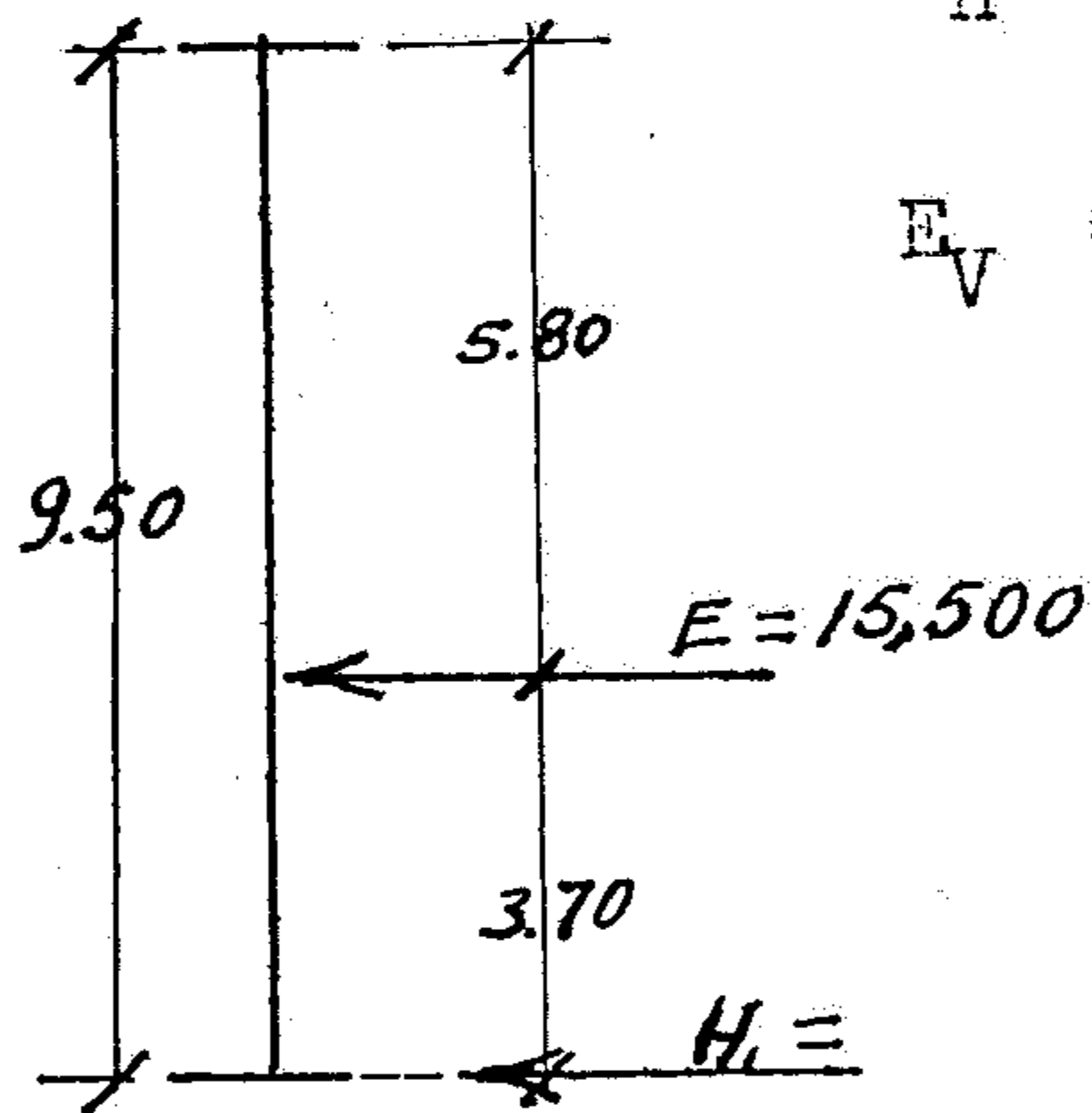
$$P = 575,000 \text{ Kg.}$$

El empuje de tierras:

$$E_{11} = 16,600 \text{ Kg.}$$

$$E_H = 16,600 \times 0.932 = 15,500$$

$$E_V = 16,600 \times 0.382 = 6,300$$



El empuje actúa a 3.67 m.

Determino que parte de este empuje actúa en la zapata :

$$H_1 = \frac{15,500 \times 5.80}{9.50} = 9,500 \text{ Kg/m.l.}$$

$$H_1 = 9,500 \times 10 = 95,000 \text{ Kg.}$$

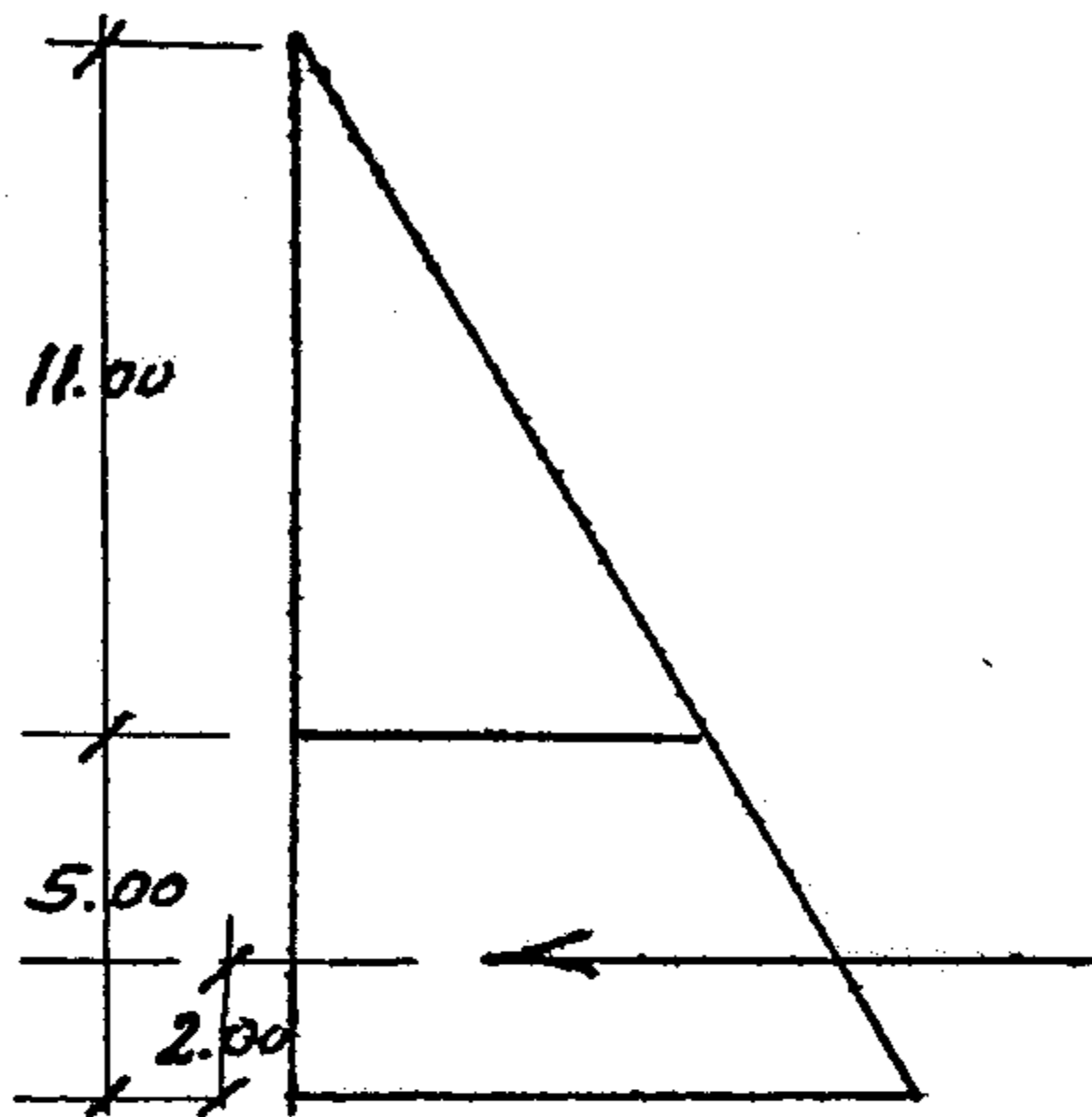
Por corrección de momentos : $H_2 = \frac{1'084,000 + 258,000}{9.5} = 87,000 \text{ Kg.}$

$$H_2 = 87,000 \times 3 = 261,000 \text{ Kg.}$$

$$H = H_1 + H_2 = 95,000 + 261,000$$

$$H = 356,000 \text{ Kg.}$$

Empuje de tierras en la zapata :



$$E = E_{16} - E_{11} = 35,000 - 16,600 = 18,400 \text{ Kg.}$$

$$E_H = 18,400 \times 0.932 = 17,100 \text{ Kg/m.l.}$$

$$E_V = 18,400 \times 0.382 = 7,000 \text{ Kg/m.l.}$$

$$E_H = 17,100 \times 10 = 171,000$$

$$E = \underline{171,000 \text{ Kg.}}$$

Pasará a 2 m. de altura sobre la base:

Componente vertical del empuje :

$$V = 10 (6,300 + 7000) = 133,000$$

$$\underline{V = 133,000 \text{ Kg.}}$$

Reacción que trasmite la pata :

Reacción por viga : 139,300 Kg.

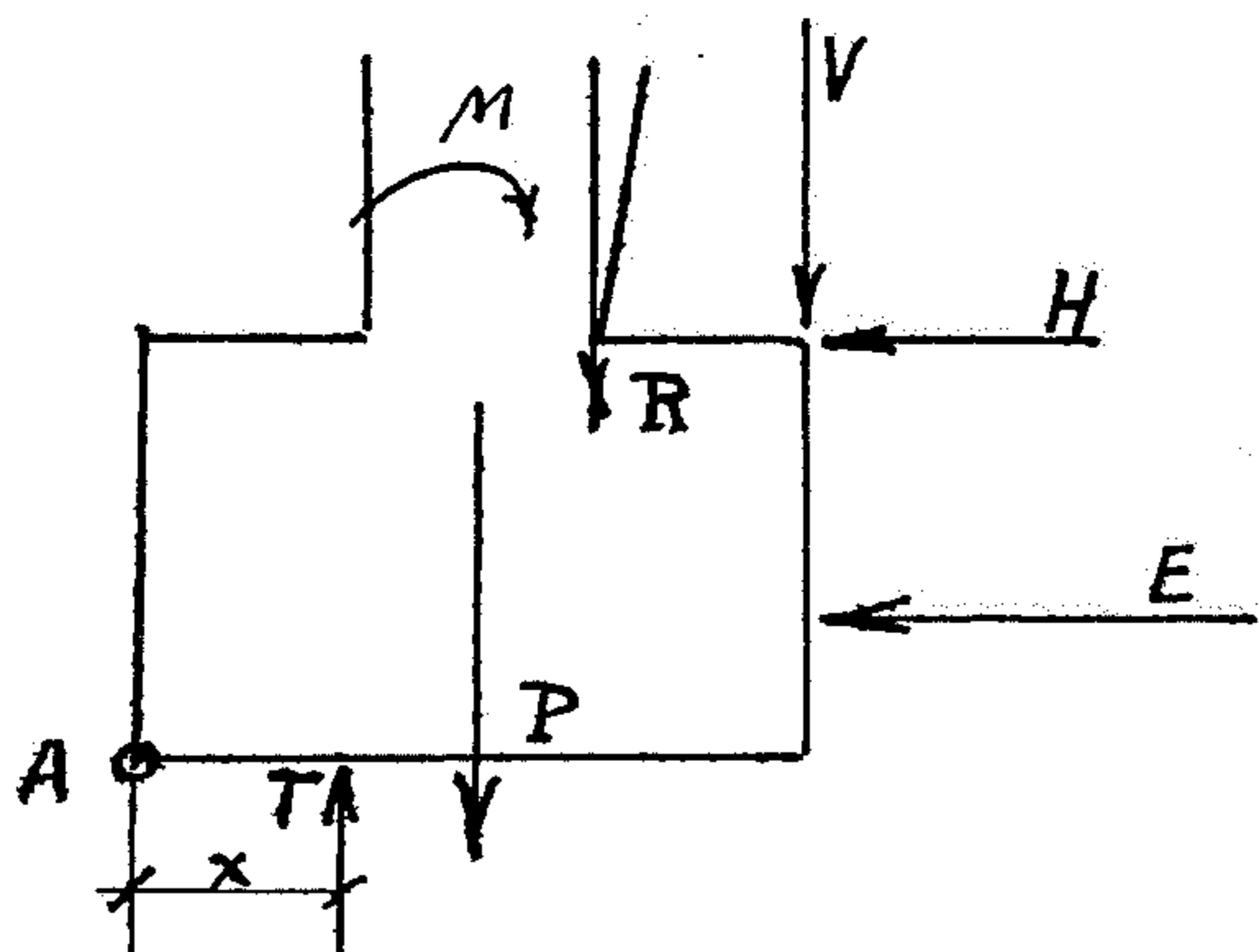
Peso por pata : 30,200 Kg.

169,500 Kg.

Luego $R = 169,500 \times 3$

$$\underline{R = 508,500 \text{ Kg.}}$$

Punto de paso:



$$M_o = 30,200 \times 0.3 = 169,500 \times$$

$$x = \frac{30,200 \times 0.3}{169,500} = 0.053 \text{ m.}$$

Puedo considerar que pasa por "o"

La reacción del terreno será la suma de todas las fuerzas verticales:

La reacción del terreno será la suma de todas las fuerzas verticales:

$$\underline{T = R + P + V = 1'216,500 \text{ Kg.}}$$

Punto de actuación de T

Momentos con respecto al punto A

$$M_A = 2.5 P + 3.20 R + M + 5 V - 5H - 2E = xT$$

$$x = \frac{2.5P + 3.20R + M + 5(V-H) - 2E}{T}$$

$$x = \frac{1'439,000 + 1'629,000 + 787,200 - 223,000 - 242,000}{1'216,500}$$

$$x = \frac{3'855,200 - 465,000}{1'216,500} = \frac{3'390,600}{1'216,500}$$

$$x = 2.79 \text{ m.}$$

$$\text{Luego : } \underline{e = 0.29 \text{ m.}}$$

Cálculo de las presiones :

$$\sigma = \frac{N}{A} \left(1 \pm 6 \frac{e}{b} \right)$$

$$\sigma = \frac{1'216,500}{500,000} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.29}{5} \right) = 2.43 \left(1 \pm 0.35 \right)$$

$$\sigma' = 3.28 \text{ Kg./cm}^2.$$

$$\sigma'' = 1.58 \text{ Kg/cm}^2.$$

Cálculo de la zapata izquierda (Margen del ferrocarril)

Valor de las fuerzas que actúan sobre la zapata:

$$\text{Momento que transmiten las patas: } M = 83,500 \times 3 =$$

$$\underline{M = 250,000 \text{ Kg.m.}}$$

Peso propio de la zapata:

$$P = 4 \times 4 \times 10 \times 2.300 =$$

$$\underline{P = 368,000 \text{ Kg.}}$$

El empuje de tierras:

Igual que en la otra pata $H_1 = 95,000 \text{ Kg.}$

por corrección de momentos $H_2 = - \frac{116,000 + 76,000}{9.5} = - 4.200$

$H = 90,800 \text{ Kg.}$

El empuje en la zapata:

$E = E_{15} - E_{11} = 30,800 - 16,600 = 14,200 \text{ Kg.}$

$E_H = 14,200 \times 0.932 = 13,200 \text{ Kg./m.l.}$

$E_V = 14,200 \times 0.382 = 5,400 \text{ Kg./m.l.}$

$E_H = 13,200 \times 10 =$

$E = 132,000 \text{ Kg.}$

Punto de aplicación:

a 1.90 m. sobre el terreno de base.

Componente Vertical del empuje:

$V = 10 (6,300 + 5,400) = 117,000$

$V = 117,000 \text{ Kg.}$

Reacción que trasmite la pata :

Reacción de la viga : $72,000 \times 3 = 216,000 \text{ Kg.}$

Peso de la pata : $30,250 \times 3 = 90,750 \text{ Kg.}$

$R = 306,750 \text{ Kg.}$

Punto de paso :

$M_o = 90,750 \times 0.3 = 306,750 \times$

$X = \frac{27,200}{306,750} = 0.09 \text{ m.}$

//.

La reacción del terreno será:

$$T = R + P + V = 306,750 + 368,000 + 117,000$$

$$\underline{T = 791,750 \text{ Kg}}$$

Cálculo del punto de paso de T :

$$M_A = \frac{P \times 2 + 2.66R - M + 4V - 4H + 1.9E}{T} = x$$

$$X = \frac{736,000 + 815,500 - 250,000 + 468,000 - 363,200 + 251,000}{791,750}$$

$$X = \frac{2,270,500 - 613,200}{791,750} = \frac{1,657,300}{791,750}$$

$$\underline{X = 2.09 \text{ m.}}$$

Luego $E = 0.09 \text{ m.}$

Las presiones :

$$\sigma = \frac{N}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

$$\sigma = \frac{791,750}{400,000} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.09}{4} \right) = 1.98 \left(1 \pm 0.135 \right)$$

$$\sigma' = 2.25 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma'' = 1.71 \text{ Kg/cm}^2.$$

Cálculo de la zapata central:

Se calcula en igual forma que las anteriores.

Cálculo de la cortina de retención:

Considerada como losa continua empotrada en las patas del pórtico:

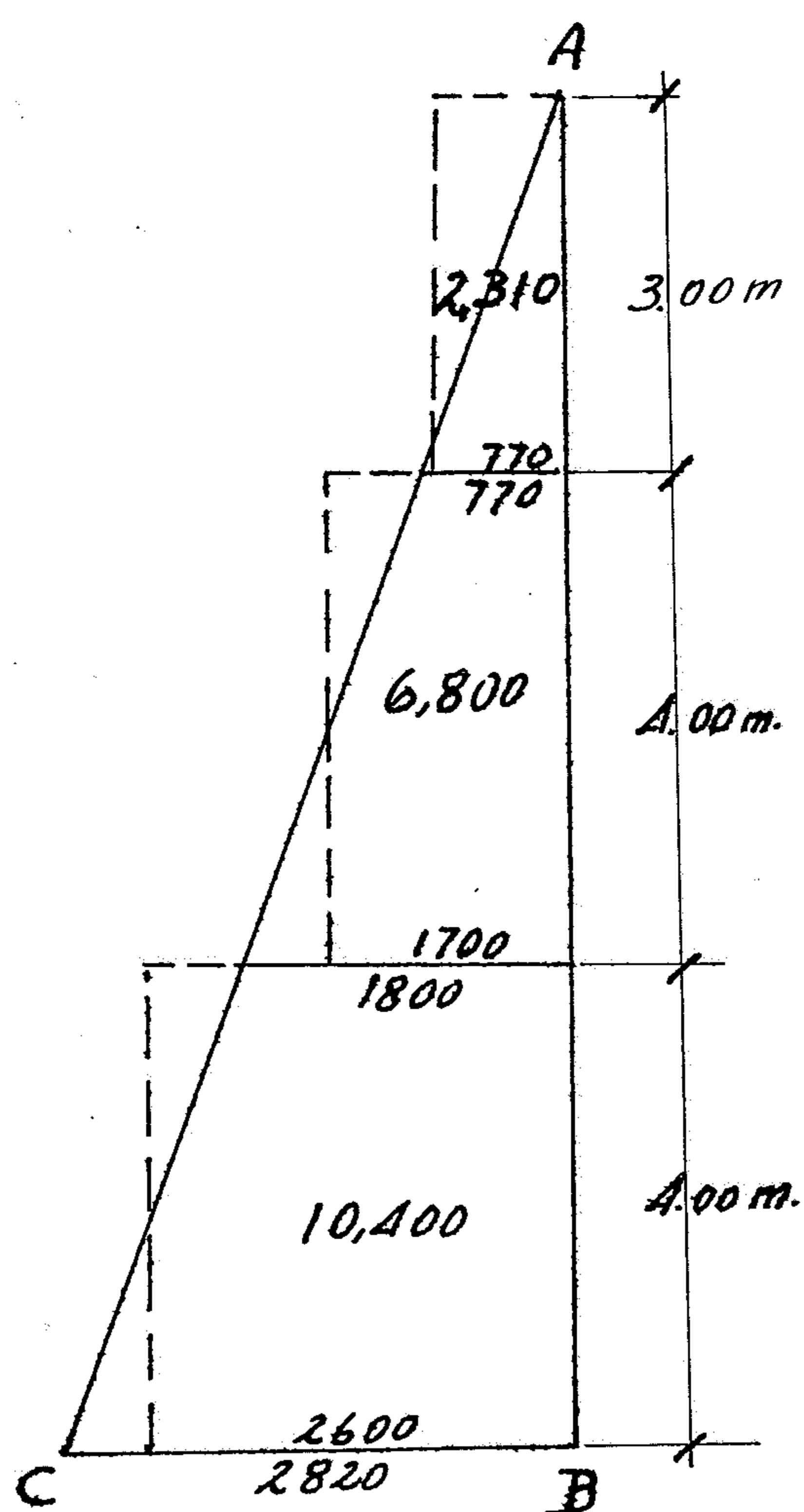
Diagrama de presiones de E con una altura de 11 m. de relleno.

$$E_{11} = 16,600 \text{ Kg./m.l.}$$

El empuje horizontal:

$$E_{11H} = 15,500 \text{ Kg./m.l.}$$

La armadura tendrá el refuerzo principal horizontal luego la voy a calcular a diferentes profundidades:



$$A B C = 15,500$$

$$B C = \frac{2 \times 15,500}{11} = \frac{31,000}{11}$$

$$B C = 2,820 \text{ Kg.}$$

Cálculo de la presión en los 4 m. inferiores

$$P = 10,400 \text{ Kg.}$$

luego por faja de 1 m.; $\omega = 2600 \text{ Kg./m.l.}$

La presión entre los 3 y 7 m.

$$P = 6,800 \text{ Kg.}$$

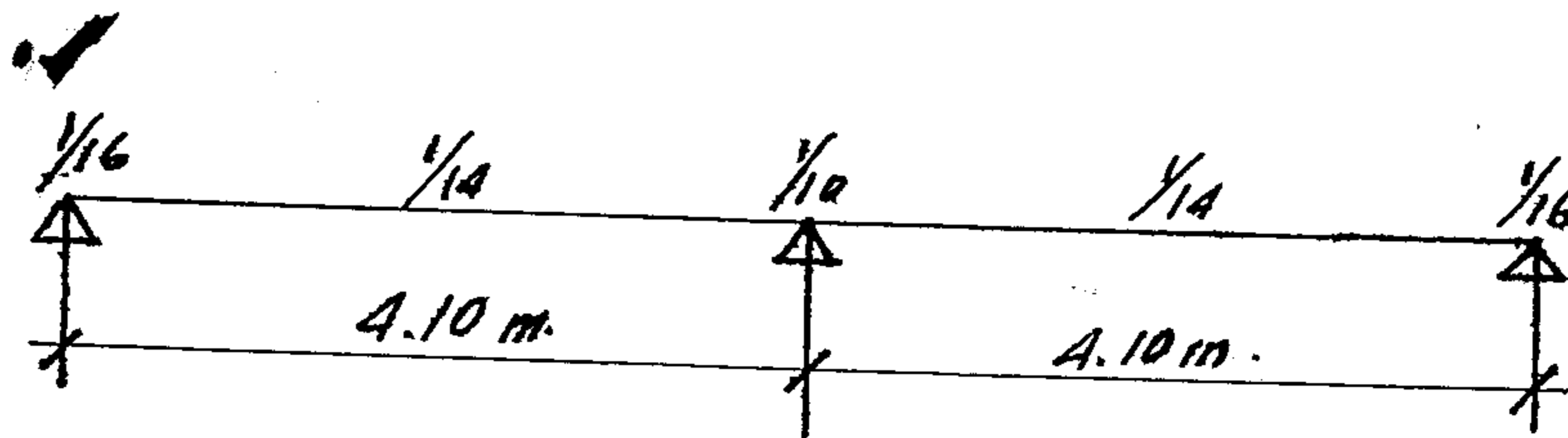
$$\omega = 1,700 \text{ Kg/m}$$

La presión en los primeros 3 m.

$$P = 2310 \text{ Kg.}$$

$$\omega = 770 \text{ Kg./m.l.}$$

Cálculo de la cortina :



Momento máximo negativo : (los 4 m. más profundos)

$$(-) M = \frac{2,600 \times 4.1^2}{10} = 4,370 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) M = 4,400 \text{ Kg./m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{4,400}{16.6}} = \sqrt{2.65} = 16.3 \text{ cm.}$$

Le dará 0.25 m. de espesor por facilidad de construcción.

Cálculo del acero negativo :

$$(-) A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$(-) A_s = 0.0036 M = 0.0036 \times 4370$$

$$(-) A_s = 15.7 \text{ cm}^2. \quad \underline{\phi 5/8'' \quad 12.5 \text{ cm.}}$$

Momento positivo :

$$(+) M = \frac{1}{14} \omega l^2 = \frac{1}{14} 43,700 = 3,120 \text{ kg.m.}$$

$$(+) A_s = 0.0036 \times 3,120 = 11.2 \text{ cm}^2 \quad \underline{\phi 5/8'' @ 15 \text{ cm.}}$$

- - - - -

Momento negativo en los extremos :

$$(-) M = \frac{1}{16} \times 43,700 = 2,730 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) A_s = 0.0036 \times 2730 = 9.8 \text{ cm}^2. \phi 5/8'' @ 15 \text{ cm.}$$

Cálculo de la cortina entre 3 y 7 m. :

$$\omega = 1700 \text{ Kg/m.l.}$$

Momento máximo negativo :

$$(-) M = \frac{1700 \times 16.8}{10} = 2860 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M = \frac{2860 \times 10}{14} = 2000 \text{ Kg.m.}$$

$$(\text{extremo}) (-) M = \frac{2860 \times 10}{16} = 1800 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) A_s = 0.0036 \times 2860 = 10.3 \text{ cm}^2. \phi 5/8'' @ 20 \text{ cm.}$$

$$(+) A_s = 0.0036 \times 2000 = 7.2 \text{ cm}^2. \phi 1/2'' @ 28 \text{ cm.}$$

$$(\text{extremo}) (-) A_s = 0.0036 \times 1800 = 6.5 \text{ cm}^2. \phi 1/2'' @ 28 \text{ cm.}$$

Cálculo de los tres primeros metros :

$$\omega = 770 \text{ Kg/m.l.}$$

Momento máximo negativo :

$$(-) M = \frac{770 \times 16.8}{10} = 1300 \text{ Kg.m.}$$

$$(+) M = \frac{1300 \times 10}{14} = 930 \text{ Kg.m.}$$

$$(\text{extremo}) (-) M = \frac{1300 \times 10}{16} = 810 \text{ Kg.m.}$$

$$(-) A_s = 0.0036 \times 1300 = 4.7 \text{ cm}^2. \quad \phi \ 5/8'' @ \ 40 \text{ cm.}$$

$$(+) A_s = 0.0036 \times 930 = 3.3 \text{ cm}^2. \quad \phi \ 5/8'' @ \ 60 \text{ cm.}$$

$$(\text{extremo}) (-) A_s = 0.0036 \times 810 = 2.9 \text{ cm}^2. \quad \phi \ 5/8'' @ \ 60 \text{ cm.}$$

Acero de repartición :

$$A_{sr} = \frac{100}{\sqrt{3.283}} = \frac{100}{\sqrt{13.45}} = \frac{100}{3.67} = 27\%$$

Cálculo de los estribos :

Largo total del pórtico:

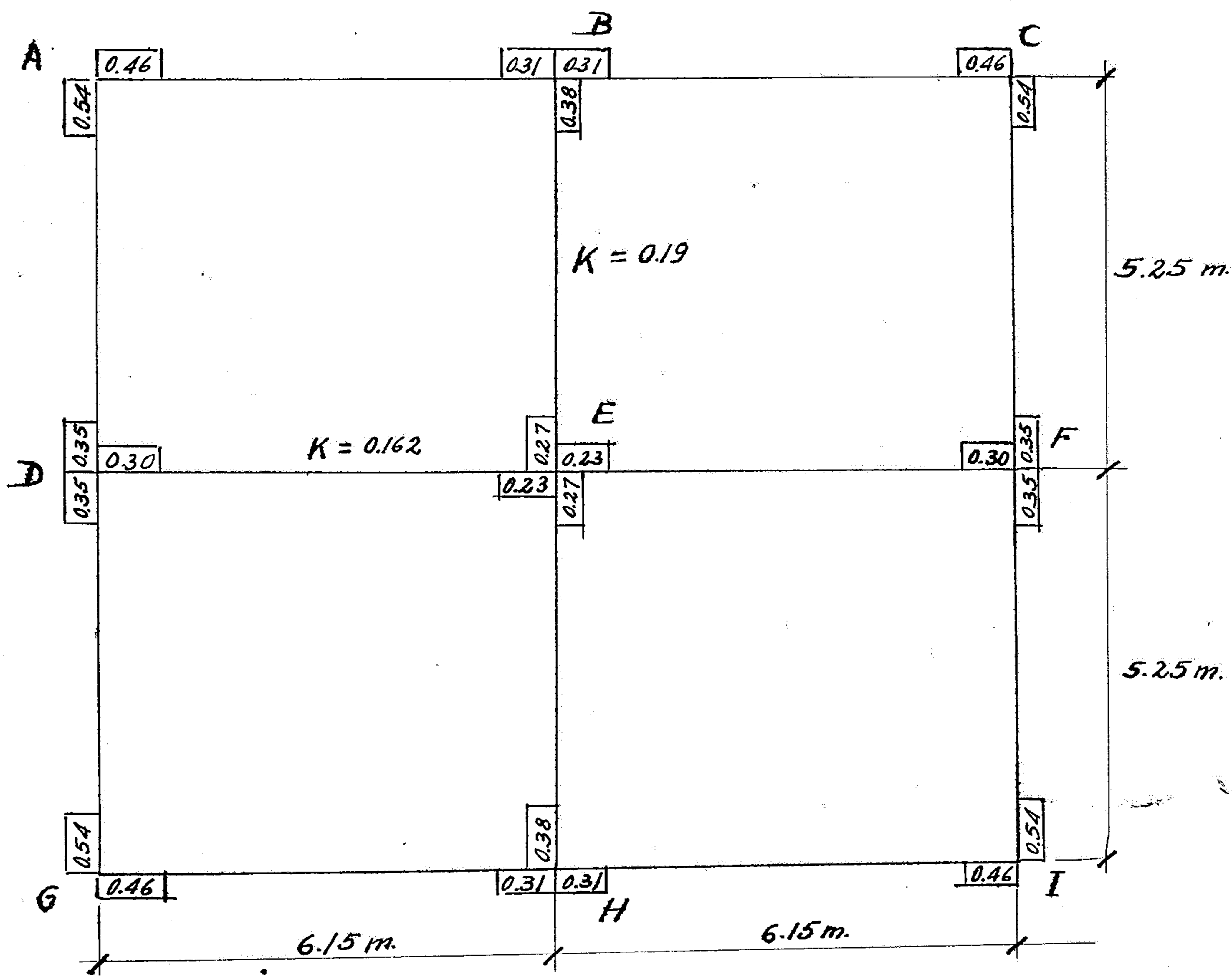
$$l = 10.50 \operatorname{cosec}. 50^\circ = 10.5 \times 1.305$$

$$l = 13.70$$

Considero que las barandas quedan en volado (.40 a cada lado)

$$l = 12.90$$

Luces entre centros : (sección general del pórtico : 0.50 x 0.60)



Carry over : 0.5 para todos los elementos :

Las rigideces relativas son proporcionales a la inversa de las luces :

Coefficientes de distribución :

$$D_{AB} = D_{CB} = D_{GH} = D_{IH} = \frac{0.162}{0.352} = 0.46$$

$$D_{BA} = D_{BC} = D_{HG} = D_{HI} = \frac{0.162}{0.514} = 0.31$$

$$D_{ED} = D_{EF} = \frac{0.162}{0.704} = 0.23$$

$$D_{DA} = D_{DG} = D_{FC} = D_{FI} = \frac{0.19}{542} = 0.35$$

En los demás se determinan por diferencia con la unidad.

Cálculo de las cortinas de retención :

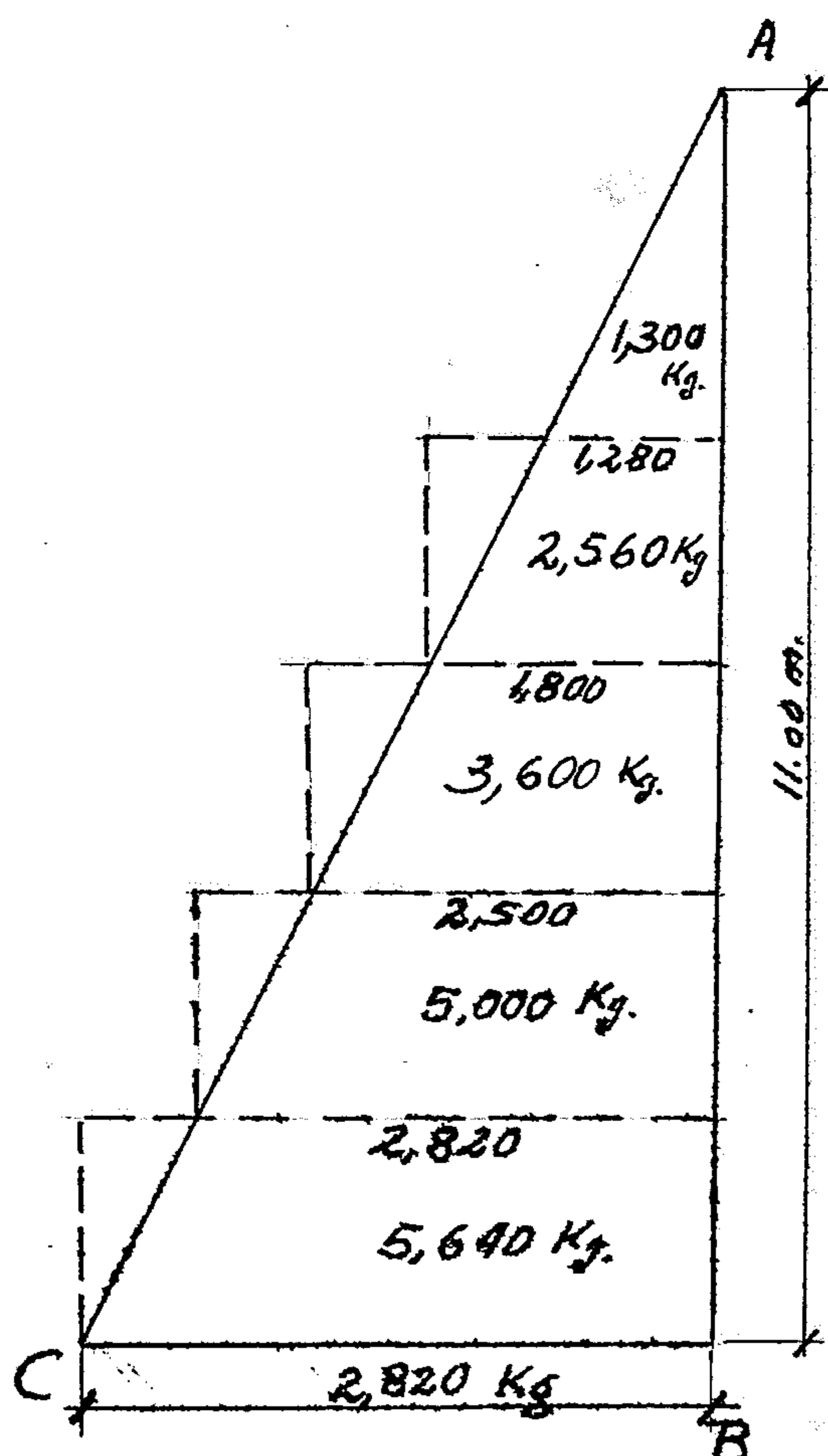
Considerada como losa continua empotrada en las patas del pórtico:

Diagrama de presiones del empuje de tierras con una altura de 11 metros de relleno :

$$E_{11} = 16,600 \text{ Kg/m.l.}$$

El empuje horizontal, será :

$$E = 15,500 \text{ Kg/m.l.}$$



$$\Delta A B C = 15,500$$

$$B C = \frac{2 \times 15,500}{11} = \frac{31,000}{11}$$

$$B C = 2,820 \text{ Kg.}$$

Cálculo de la losa en los dos metros inferiores:

$$\omega = 5,600 \text{ Kg/m.l.}$$

En los siguientes 2 m.

$$\omega = 5,000 \text{ Kg/m.l.}$$

De 5 a 7 m.

$$\omega = 3,600 \text{ Kg/m.l.}$$

De 3 a 5 m.

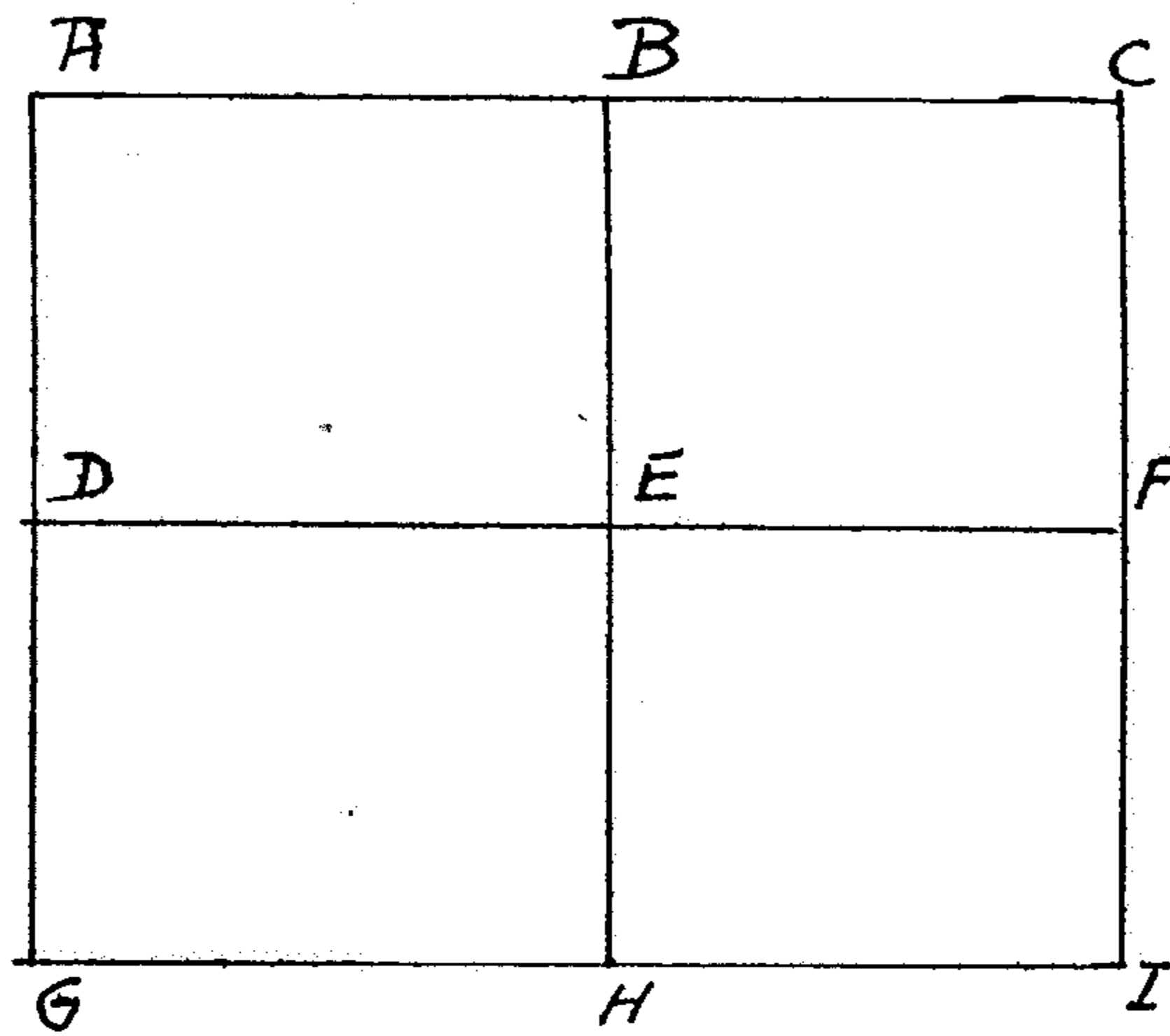
$$\omega = 2,500 \text{ Kg/m.l.}$$

En los 3 primeros metros:

$$\omega = 1,300 \text{ Kg/m.l.}$$

Cálculo del empuje de las tierras y acción sobre el pórtico :

Cálculo de los momentos de empotramiento antes del Hardy-Cross por empuje de tierras:



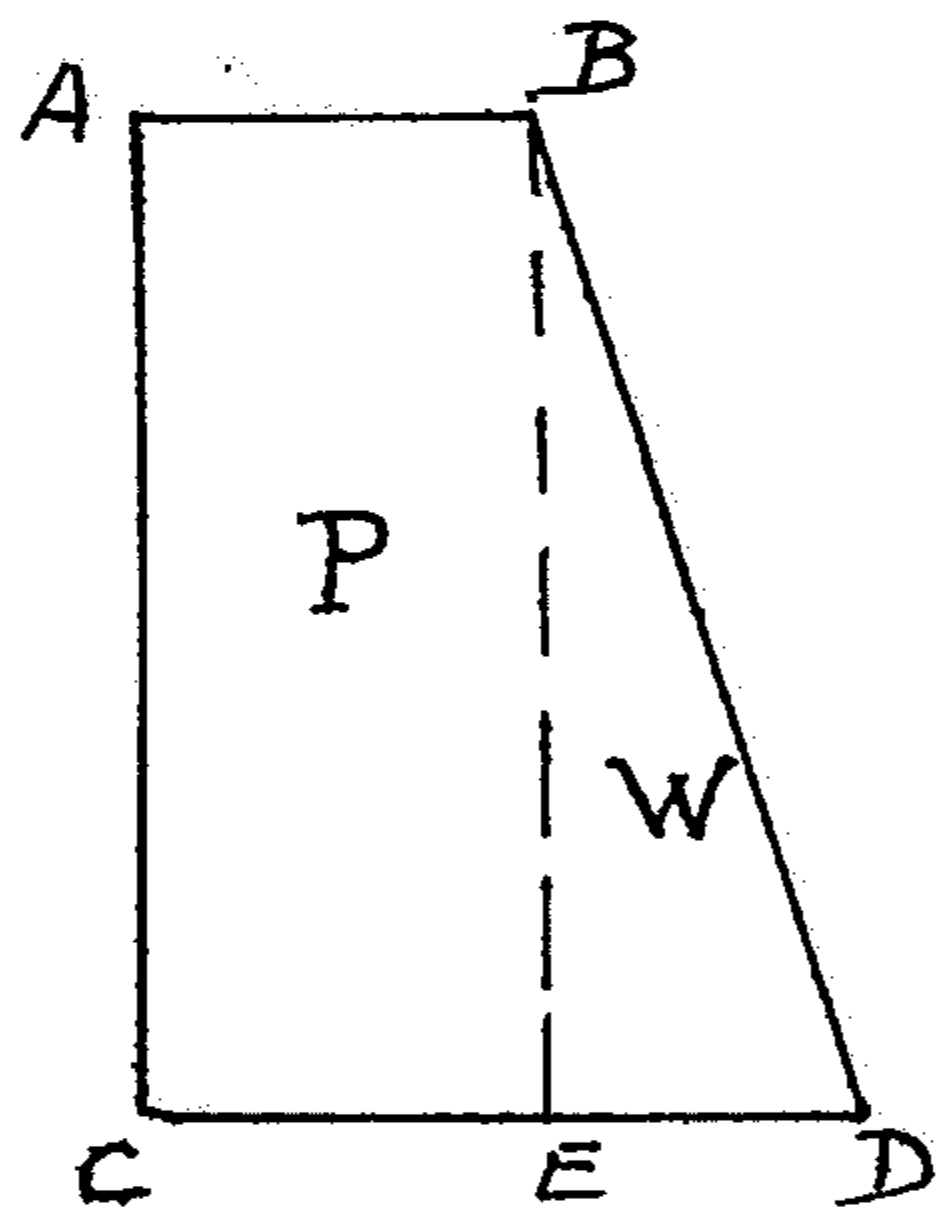
$$M_{AD} = M_{CF} = \frac{P \cdot l}{15}$$

$$P = 5,460 ; l = 5.25$$

$$M_{AD} = M_{CF} = \frac{5,460 \times 5.25}{15} = 1,910 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{DA} = M_{FC} = \frac{Pl}{10} = \frac{5,460 \times 5.25}{10} = 2,870 \text{ Kg.m.}$$

Cálculo de los momentos de empotramiento en el tramo inferior :



$$\text{area A B C D} = 14,540$$

Cálculo de C D : (por el triángulo total)

$$\frac{11 \times C D}{2} = 20,000 ; C D = \frac{20,000 \times 2}{11}$$

$$C D = 3,640 \text{ Kg.}$$

Cálculo de C E :

$$A C \times C E + \frac{A C (C D - C E)}{2} = 14,540$$

$$10.5 C E + 19,110 - 5.25 C E = 29,080$$

$$5.25 C E = 29,080 - 19,110$$

$$C E = \frac{9,970}{5.25} = 1,900$$

luego:

$$\text{Area A B C E} = 9,970 \text{ Kg.}$$

$$\text{Area B E D} = 4,570 \text{ Kg.}$$

$$\frac{P \cdot l}{12} + \frac{W \cdot l}{15}$$

Luego: $M_{DG} = M_{FI} = \frac{9,970 \times 5.25}{12} + \frac{4,570 \times 5.25}{15} = 4,360 + 1600$

(-) $M_{DG} = M_{FI} = 5,960 \text{ Kg.m.}$

$$M_{GD} = M_{IF} = 4,360 + \frac{4,570 \times 5.25}{10} = 4,360 + 2400$$

(-) $M_{GD} = M_{IF} = 6,760 \text{ Kg.m.}$

Todos los momentos hallados corresponden a franjas de losa de 1 m. de ancho; luego lo que recibe cada pórtico será el valor en contrado por 3.7 m. que es la separación entre centros de los pórticos.

Luego :

$$M_{AD} = M_{CF} = 1,910 \times 3.70 = 7.100 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{DA} = M_{FC} = 2,870 \times 3.70 = 10.600 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{DG} = M_{FI} = 5,960 \times 3.70 = 22.000 \text{ Kg.m.}$$

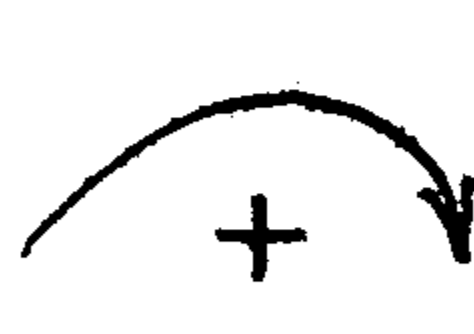
$$M_{GD} = M_{IF} = 6,760 \times 3.70 = 25.000 \text{ Kg.m.}$$

Momentos después de la distribución por Hardy - Cross

- - - - -

Los momentos hallados son por metro de ancho.--

(empuje de tierras)

		<div style="text-align: center;">  </div>										
	-37	+1826								+931		0
	0											-44
	-87											0
	0											-195
	-390											0
	0											-460
	-920											0
	0											+1630
	+3260											0
	0											0
												[0.31]
+5341												
	+30	[0.54]										0
	0	-7,100										+68
	+137	+3,840										0
	0	+2,000										+162
	+324	-1,080										0
	0	+845										+725
	+1450	-455										0
	0	+189										+1700
	+3400	-102										0
	0	+80										0
	[0.30]	-43										[0.23]
-12,934		[0.35]										
	-37	-22,000										0
	0	+4,000										-44
	-87	-6,750										0
	0	+1,690										-195
	-390	-540										0
	0	+378										-460
	-920	-228										0
	0	+159										-5750
	-11,500	-51										0
	0	+36										0
	[0.46]	-23,306										[0.31]
		[0.54]										
	+30	+25,000										
	0	-13,500										
	+137	+2,000										
	0	-1,080										
	+324	+845										
	0	-455										
	+1450	+189										
	0	-102										
	+3400	+80										
	0	-43										
	[0.30]	+17,964										
		[0.35]										
	-37	+2,000										
	0	-6,750										
	-87	+1,690										
	0	-540										
	-390	+378										
	0	-228										
	-920	+159										
	0	-51										
	-11,500	+36										
	0	-23,306										
	[0.46]	+12,934										

Momentos de empotramiento por peso propio :

Todos los extremos de vigas son iguales :

$$w = 0.5 \times 0.6 \times 2400 = 720 \text{ Kg/m.l.}$$

$$(-) M = \frac{w l^2}{12} = \frac{720 \times 6.15^2}{12} = 2,300 \text{ Kg.m.}$$

+1334	<table border="1"> <tr><td>- 9</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>+18</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-100</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>+185</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-1060</td></tr> <tr><td>+2300</td></tr> <tr><td>[0.46]</td></tr> </table>	- 9	0	+18	0	-100	0	+185	0	-1060	+2300	[0.46]		<table border="1"> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>+ 9</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-50</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>+93</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-530</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-2300</td></tr> <tr><td>[0.31]</td></tr> </table>	0	+ 9	0	-50	0	+93	0	-530	0	-2300	[0.31]	-2778												
- 9																																						
0																																						
+18																																						
0																																						
-100																																						
0																																						
+185																																						
0																																						
-1060																																						
+2300																																						
[0.46]																																						
0																																						
+ 9																																						
0																																						
-50																																						
0																																						
+93																																						
0																																						
-530																																						
0																																						
-2300																																						
[0.31]																																						
+1945	<table border="1"> <tr><td>- 6</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>+34</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>+372</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-690</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-690</td></tr> <tr><td>+2300</td></tr> <tr><td>[0.30]</td></tr> </table>	- 6	0	+34	0	+372	0	-690	0	-690	+2300	[0.30]	<table border="1"> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-1240</td></tr> <tr><td>-402</td></tr> <tr><td>+217</td></tr> <tr><td>+217</td></tr> <tr><td>-117</td></tr> <tr><td>-38</td></tr> <tr><td>+20</td></tr> <tr><td>+20</td></tr> <tr><td>-11</td></tr> <tr><td>-1334</td></tr> </table>	0	-1240	-402	+217	+217	-117	-38	+20	+20	-11	-1334	-2,474	<table border="1"> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>+17</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-32</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>+186</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-345</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-2300</td></tr> <tr><td>[0.23]</td></tr> </table>	0	+17	0	-32	0	+186	0	-345	0	-2300	[0.23]	
- 6																																						
0																																						
+34																																						
0																																						
+372																																						
0																																						
-690																																						
0																																						
-690																																						
+2300																																						
[0.30]																																						
0																																						
-1240																																						
-402																																						
+217																																						
+217																																						
-117																																						
-38																																						
+20																																						
+20																																						
-11																																						
-1334																																						
0																																						
+17																																						
0																																						
-32																																						
0																																						
+186																																						
0																																						
-345																																						
0																																						
-2300																																						
[0.23]																																						
+1334	<table border="1"> <tr><td>- 9</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>+18</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-100</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>+185</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-1060</td></tr> <tr><td>+2300</td></tr> <tr><td>[0.46]</td></tr> </table>	- 9	0	+18	0	-100	0	+185	0	-1060	+2300	[0.46]	<table border="1"> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-805</td></tr> <tr><td>-620</td></tr> <tr><td>+434</td></tr> <tr><td>+108</td></tr> <tr><td>-76</td></tr> <tr><td>-58</td></tr> <tr><td>+41</td></tr> <tr><td>+10</td></tr> <tr><td>-7</td></tr> <tr><td>-973</td></tr> </table>	0	-805	-620	+434	+108	-76	-58	+41	+10	-7	-973	-2778	<table border="1"> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>+ 9</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-50</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>+93</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-530</td></tr> <tr><td>0</td></tr> <tr><td>-2300</td></tr> <tr><td>[0.31]</td></tr> </table>	0	+ 9	0	-50	0	+93	0	-530	0	-2300	[0.31]	
- 9																																						
0																																						
+18																																						
0																																						
-100																																						
0																																						
+185																																						
0																																						
-1060																																						
+2300																																						
[0.46]																																						
0																																						
-805																																						
-620																																						
+434																																						
+108																																						
-76																																						
-58																																						
+41																																						
+10																																						
-7																																						
-973																																						
0																																						
+ 9																																						
0																																						
-50																																						
0																																						
+93																																						
0																																						
-530																																						
0																																						
-2300																																						
[0.31]																																						

Momentos por peso propio después de la distribución por Hardy Cross.

MOMENTOS DEBIDOS A LA SOBRECARGA :

Carga repartida que actúa :

Considero que actúa a 1 m. de profundidad; luego la carga que actúa es sólo la cuarta parte, ya que la viga va a tener 0.5 de ancho y la carga se reparte en 2 m.

Carga del eje trasero (H-15- S-12) 10,900 Kg.

$$(-) M = \frac{W l}{12} = \frac{10.900 \times 6.15}{12} = 5,600 \text{ Kg.}$$

+2,886	- 12 0 0 0 - 122 0 0 0 - 2,580 + 5,600 <u>10.461</u>							+			K		0 0 0 - 61 0 0 0 - 1,290 0 - 5,600 <u>10.317</u>	- 6951
+496	0 0 + 42 0 0 0 + 454 0 0 0 <u>10.30</u>	<u>10.39</u> 0 - 3,020 0 0 + 264 - 142 0 0 + 25 - 13 - 2,886										+ 248	0 + 21 0 0 0 + 227 0 0 0 0 0 <u>10.23</u>	
- 134	- 12 0 0 0 - 122 0 0 0 0 0 <u>10.46</u>	<u>10.35</u> 0 0 0 + 528 0 0 - 71 + 50 0 0 + 507										- 61	0 0 0 - 61 0 0 0 0 0 <u>10.317</u>	

Momento máximo que actúa :

En la pata inferior izquierda :

$$M = - 12,934 \div 1334 - 134 = - 11,734 \text{ Kg.m.}$$

Chequeo de altura útil en vigas:

$$d = \sqrt{\frac{M}{k b}} = \sqrt{\frac{1173400}{11 \times 50}} = \sqrt{2140}$$

$$d = 46 \text{ cm.}$$

Luego las vigas pueden ser lo mismo que las columnas de 50 x 60 .

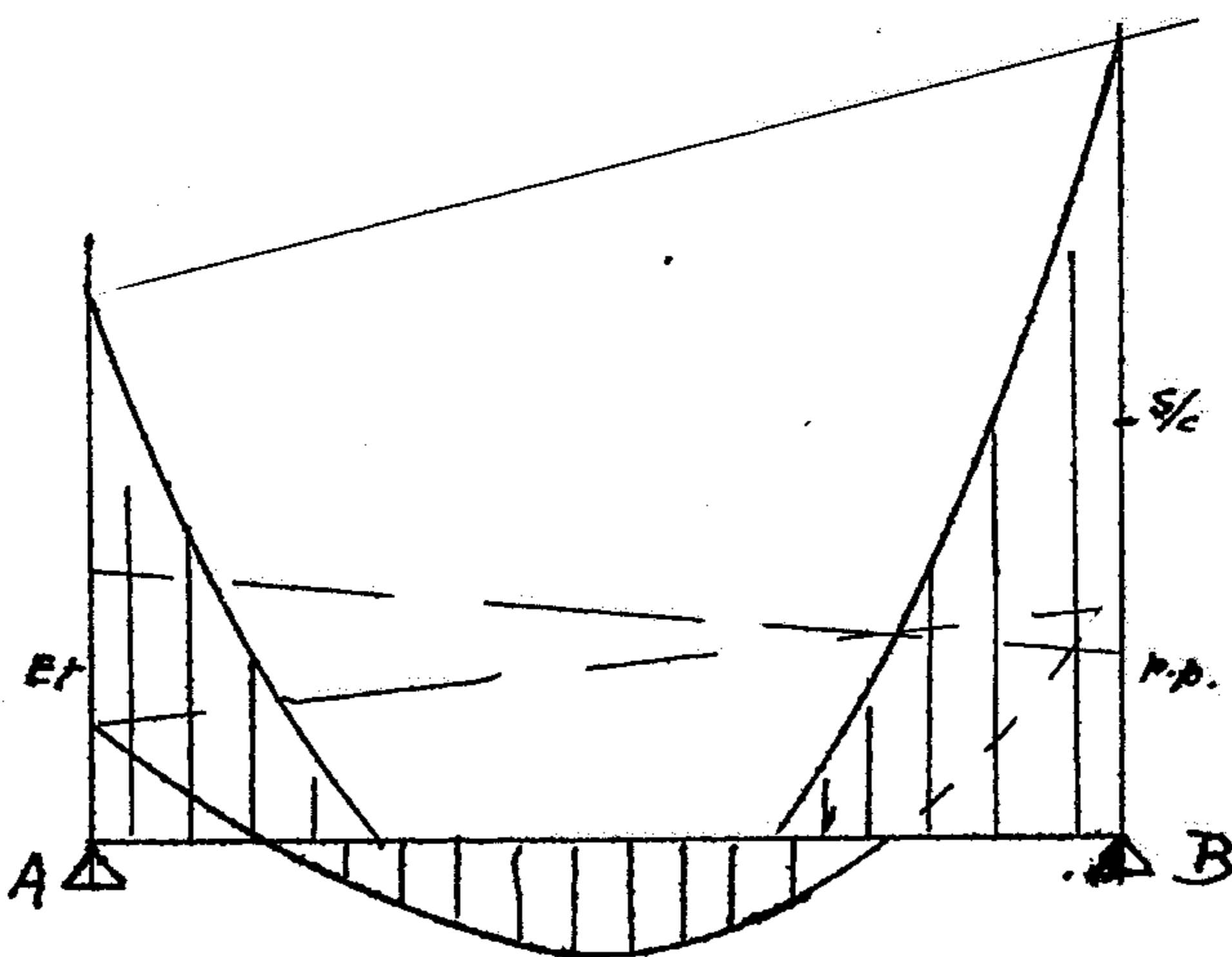
Cálculo de la viga superior :

Momentos positivos :

$$\text{De peso propio : } (+) M = \frac{720 \times 6.15^2}{8} = 3,400 \text{ Kg.m.}$$

$$\text{De sobrecarga : } (+) M = \frac{10,900 \times 6.15}{8} = 8,400 \text{ Kg.m.}$$

Envolvente de momentos :



Cálculo de áreas de acero :

$$(+) A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{M}{1400 \times 86 \times 55} = 0.0015 M$$

$$(+) A_s = 0.0015 \times 1600 = 2.4 \text{ cm}^2.$$

$$(-) A_{s_B} = 0.0015 \times 8.800 = 13.2 \text{ cm}^2.$$

$$(-) A_{s_A} = 0.0015 \times 6.000 = 9 \text{ cm}^2.$$

$$(-) A_{s_B} = 5 \phi 3/4''$$

$$(-) A_{sA} = 3 \phi 3/4''$$

$$(+) A_s = 2 \phi 3/4''$$

Cálculo de la viga intermedia :

Momentos positivos :

De peso propio :

$$(+) M = 3,400 \text{ Kg.m.}$$

Chequeo como tirante :

$$E_{5.5} = 800 \times 5.5^2 \times 0.171 = 4.140$$

Según el eje del pórtico : $E = 4.140 \times 1.3 = 5.400 \text{ Kg.}$

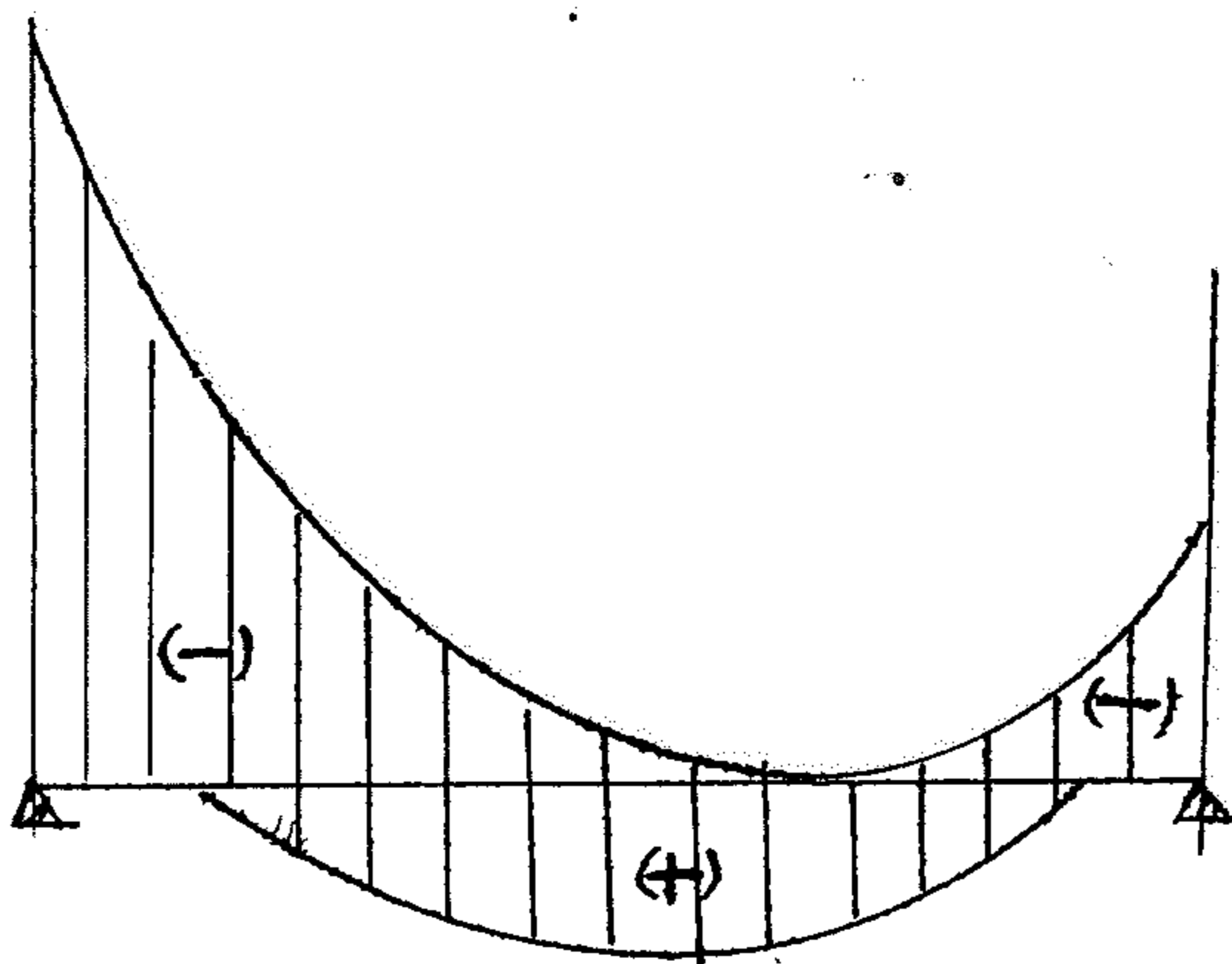
$$\text{Area de acero } \frac{5400}{1400} = 3.86 \text{ cm}^2.$$

$$\underline{2 \phi 3/4''}$$

Areas de acero por momentos :

$$(-) A_s = 0.0015 \times 7782 = 11.7 \text{ cm}^2.$$

$$4 \phi 3/4''$$



Cálculo de la viga inferior :

Chequeo de la viga como tirante :

$$E = 16.000 \times 1.3 = 21,000 \text{ Kg.}$$

$$\text{área necesaria : } A_s = \frac{21000}{1400} = 15 \text{ cm.}^2$$

Momento positivo :

$$(+)\ M = \underline{3400 \text{ Kg.m.}}$$

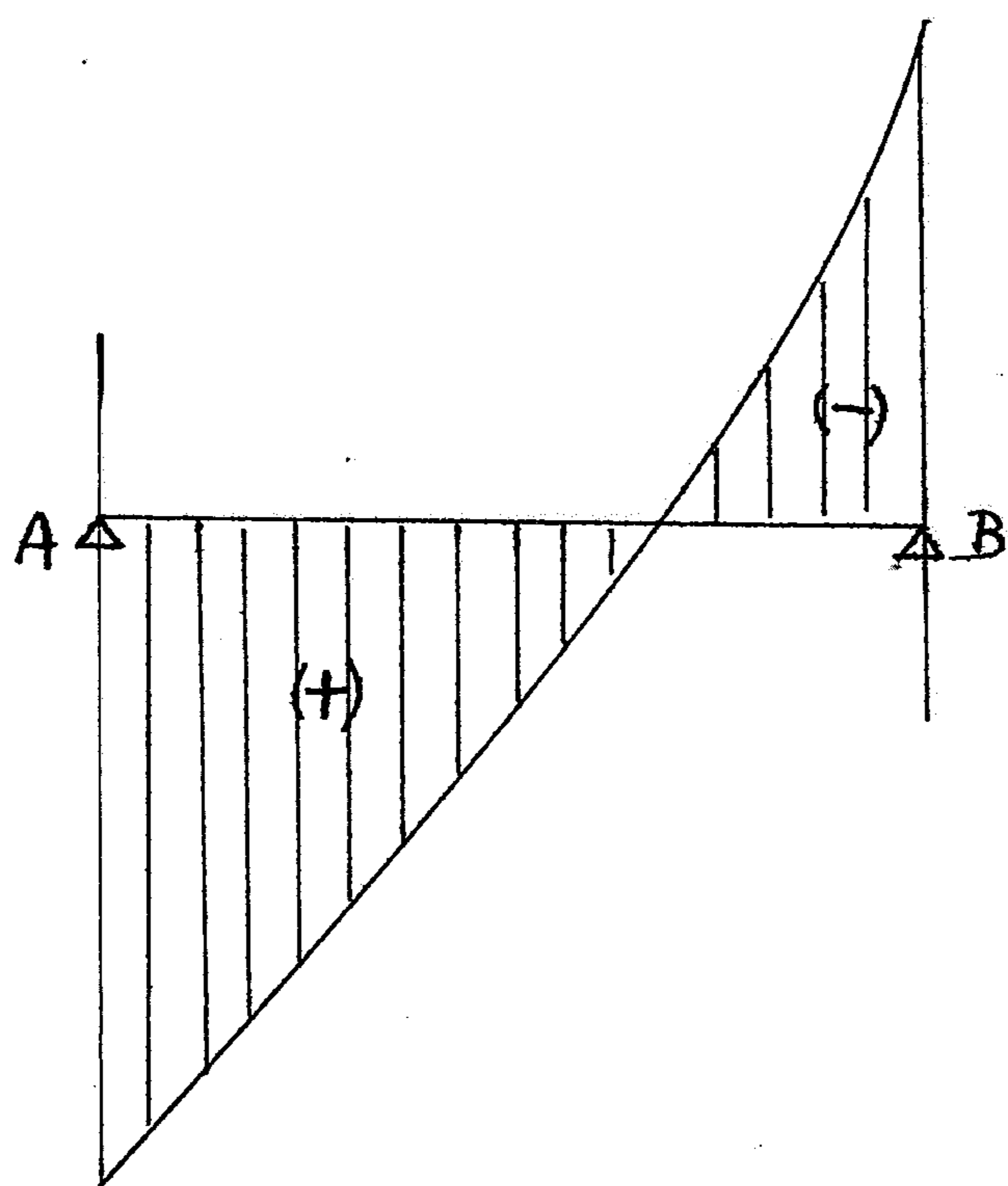
Cálculo de áreas de acero

$$(-)\ A_{sA} = 0.0015 \times 11.734 = 17.6 \text{ cm}^2.$$

6 ϕ 3/4"

$$(-)\ A_{sB} = 0.0015 \times 9200 = 13.0 \text{ cm}^2.$$

5 ϕ 3/4"



Cálculo de las columnas :

Momento máximo

$$M = \underline{11.734 \text{ Kg.m.}}$$

$$\text{Carga axial : } \begin{array}{l} \text{por s/c} = 5.450 \\ \text{por p.p.} = \underline{7.200} \end{array}$$

$$N = 12.650 \text{ Kg.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11734}{12,650} = 0.93$$

Con el momento máximo :

Sección de las columnas 50 x 60

Acero mínimo :

$$p = 0.01 b t$$

Cálculo del esfuerzo permisible:

$$f_a = \frac{0.8 (0.225 f'_c + f_{sp})}{1 + (n-1) p} = \frac{0.8 (31.5 + 14)}{1 + 0.14} = \frac{36.4}{1.14} =$$

$$f_a = 32 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$C = \frac{f_a}{0.45 f'_c} = \frac{32}{63} = 0.51$$

$$f_p = f_a \left(\frac{t + D_e}{t + C D_e} \right) = 32 \left(\frac{0.6 + 5 \times 0.9}{0.6 + 0.51 \times 5 \times 0.9} \right)$$

$$f_p = 32 \frac{5.1}{2.9} = 32 \times 1.76$$

$$f_p = 56.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

Cálculo del esfuerzo unitario f_c :

$$\frac{e}{t} = \frac{0.93}{0.6} = 1.55 : \frac{t}{e} = 0.645$$

$$p = 0.01$$

$$n p = 0.15$$

$$C_2 = 8.6$$

$$f_c = \frac{M}{b t^2} C_2 = \frac{11.734}{50 \times 36} 8.6 = 6.53 \times 8.6$$

$$\text{luego } f_c = 56 \text{ Kg/cm}^2.$$

luego las columnas pasan con acero mínimo :

$$A_s = 0.01 \times 50 \times 60 = 30 \text{ cm}^2. = 10 \phi 3/4''$$

Cálculo de las viguetas :

Espaciamiento entre viguetas : 10 m.

Cálculo de la fuerza F :

Momento máximo en la losa :

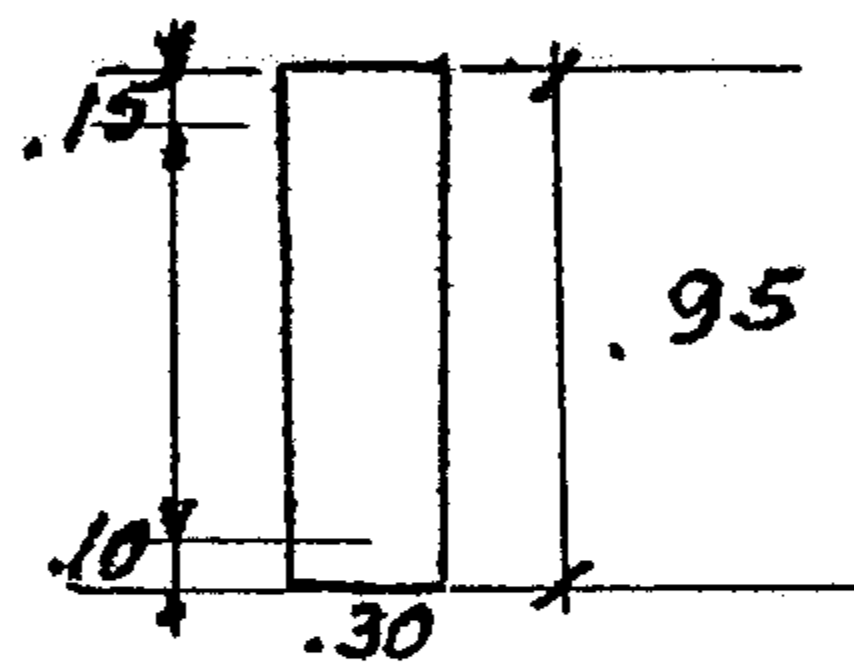
$$M = 1750 \text{ Kg/m.l.}$$

Momento entre viguetas :

$$M_{\text{máx.}} = 1750 \times 10 = 17,500 \text{ Kg.m.}$$

Momento que considero : $M = 0.7 \times 17.500 = 12.250 \text{ Kg.m.}$

Cálculo de F :

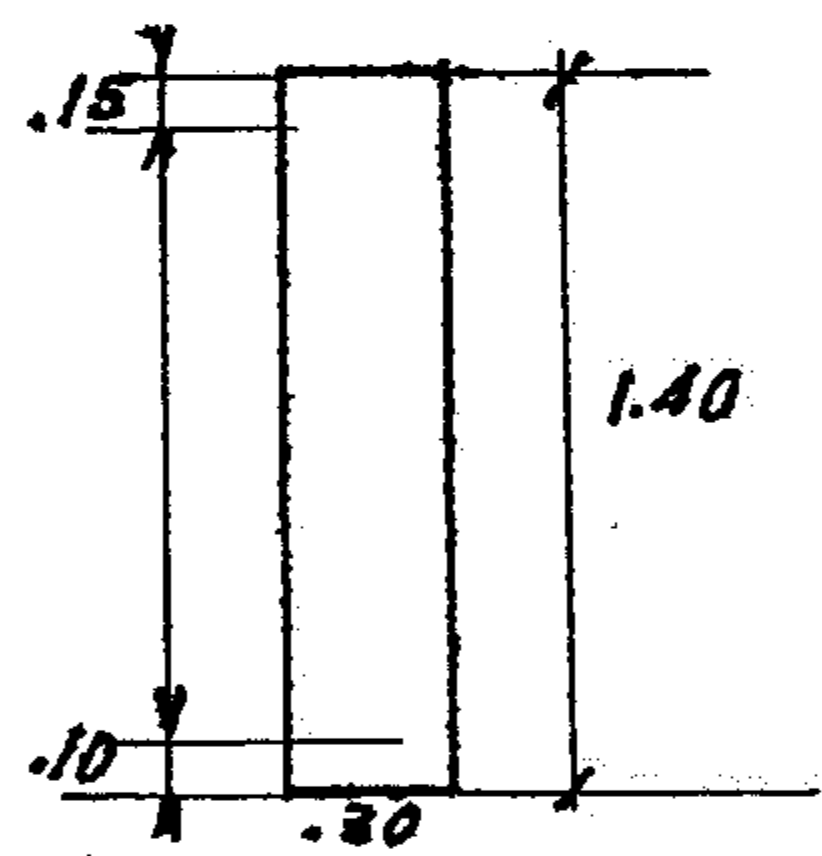


Para la vigueta A

$$\text{Altura útil : } F = \frac{12,25000}{70} = 17,500 \text{ Kg.}$$

$$A_s = \frac{17,500}{1400} = 12.5 \text{ cm}^2. \quad 3 \phi 1''$$

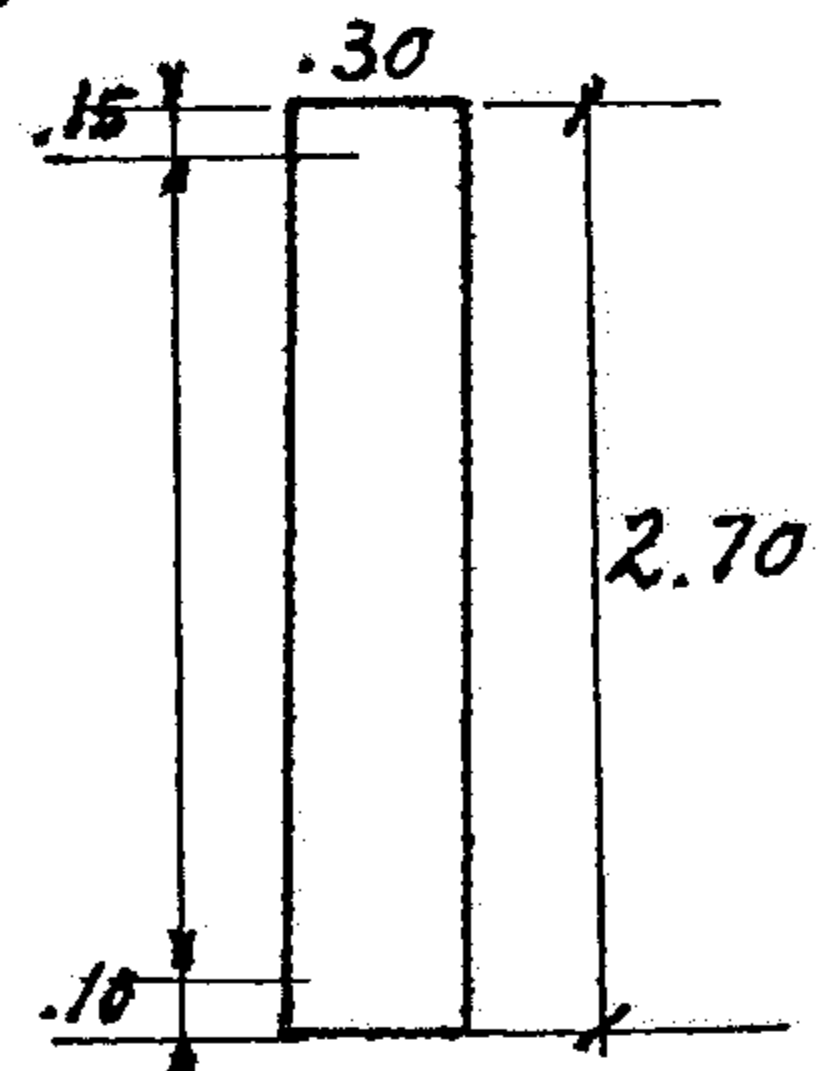
Para la vigueta B



$$F = \frac{12,25000}{115} = 10,650 \text{ Kg.}$$

$$A_s = \frac{10,650}{1400} = 7.6 \text{ cm}^2. \quad 2 \phi 1''$$

Para la vigueta C



$$F = \frac{12,25000}{240} = 5,600 \text{ Kg.}$$

$$A_s = \frac{5600}{1400} = 4 \text{ cm}^2. \quad 1 \phi 1''$$

"PUENTE "LOS ANGELES" PRESUPUESTO

Para poder hacer el presupuesto de la estructura es necesario antes determinar los precios unitarios que han de intervenir. En estos se tomará en cuenta, los materiales, la mano de obra con sus leyes sociales, el transporte a la obra donde sea necesario, y un 15% de gastos generales.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS:

Para Concreto Ciclópeo:

MATERIALES: (por m3.)

a) cemento :	4 bolsas	a	S/.	14.00	S/.	56.00	
b) piedra:	0.7 m3.	a	"	30.00	"	21.00	
c) arena:	0.35 m3.	a	"	22.00	"	7.70	
d) piedra grande:	0.3 m3.	"	"	18.00	"	5.40	
e) madera:	17 p2/usqá	"	"	3.00	"	51.00	
f) clavos	0.7 Kg.	a	"	6.00	"	4.20	
TOTAL materiales						S/.	145.30

Por Mano de Obra :

a) encofrado	35 p2/m3.	a	S/.	0.40	"	14.00	
b) desencofrado	35 p2/m3.	a	"	0.05	"	1.75	
c) llenado	1 m3.	a	"	25.00	"	25.00	
d) curado	Estimado		"		"	0.20	
TOTAL de mano de obra:						S/.	40.95

leyes sociales :

40% S/.

S/.

gastos generales 30.40

TOTAL: 1,233.05

RESUMEN:

Materiales: S/.

Mano de Obra " 40.95

Leyes Sociales" 16.40

S/.

Para Concreto Armado (sin fierro)

MATERIALES: (por m3.)

a) cemento	10 bolsas	a	S/.	14.00	S/.	140.00	
b) piedra	0.8 m3.	a	"	30.00	"	24.00	
c) arena	0.5 m3.	a	"	22.00	"	11.00	
d) madera	61 p2/uso	a	"	3.00	"	183.00	
e) clavos	1.2 Kgs.	a	"	6.00	"	7.20	
f) alambre	0.8 Kgs.	a	"	5.00	"	4.00	
						S/.	369.20

Mano de Obra:

a)	encofrado	122 p2/m3.	a	S/.0.45
b)	desencofrado	122 p2/m3.	a	0.05
c)	llenado	1 m3.-	a	30.00
d)	curado	Estimado	a	<u>0.20</u>
TOTAL de mano de obra				S/30.70

Leyes Sociales 40% S/. 12.30

RESUMEN:

materiales	369.20
mano de obra	30.70
Leyes sociales	<u>12.30</u>
	S/412.20

Gastos generales 15% 61.83

T O T A L : S/.474.03

- - - - -

P R E S U P U E S T O

1	<u>Obras preliminares:</u>						
1.01	Trabajos preliminares						
	é instalación de campamento		Estimación				20,000.00
1.02	Transporte de persona y equipo		Estimación				10,000.00
2.00	<u>Movimiento de tierra:</u>						
2.01	Excavación en seco:	m3. 1120	S/.	9.80	S/.		10,080.00
2.02	Excavación en agua en conglomerado de pedrones	m3. 583		60.00			34,980.00
2.03	Relleno y apisonado - alcostado de zapata	m3. 600		6.00			3,600.00
							48,660.00
3.00	<u>Concretos:</u>						
3.01	Concreto ciclópeo 1:3:6 con 30% de pedrones	m3. 756		233.00			176,148.00
3.02	Concreto armado de carga de 210 Kg/cm2 a los 28 días	m3. 843		474.50			400,003.50
							576,151.50
4.00	<u>Falso puente:</u>						
4.01	Madera de pino oregón	p2. 36,000		2.00			72,000.00
	pernos y planchas	Kg. 1,000		8.00			8,000.00
4.02	Concreto ciclópeo para bases de apoyo	m3. 132		203.00			26,796.00
							106,796.00
5.00	<u>Armaduras:</u>						
5.01	Fierro puesto en obra	Kg. 118,079		2.90			342,429.10
5.02	Doblado y colocación	Kg. 118,079		0.50			59,039.50
							401,462.60
6.00	<u>VARIOS :</u>						
6.01	Baranda de concreto	m.l. 174		250.00			43,500.00
6.02	Pintura del puente	m2. 2400		5.00			12,000.00
6.03	Tubos de drenaje de 3"	uds. 10		30.00			300.00
6.04	Amortización de equipo						55,800.00
							40,000.00
	Utilidad del Contratista 10%						125,887.00
	Imprevistos 5%						62,943.50
							1,447,700.61
						Suman	1,258,870.10
							125,887.00
							62,943.50
						TOTAL S/o.	1,447,700.61